

# Les routes dans les zones tropicales et désertiques

Tome II

Études techniques  
et construction

ROUTES ET VILLES

MINISTÈRE DE LA COOPÉRATION  
ET DU DÉVELOPPEMENT



**LES ROUTES  
DANS LES ZONES TROPICALES  
ET DESERTIQUES**

**Etudes techniques  
et construction**

Tous droits d'adaptation, de traduction et de reproduction par tous procédés, y compris la photographie et le microfilm, réservés pour tous pays.

© 1ère édition 1972 SEAE-Coopération

© 2ème édition 1991 Ministère de la Coopération et du Développement.

ISBN 2-11-086728-0



BCEOM

CEBTP



LES ROUTES  
DANS LES ZONES TROPICALES  
ET DESERTIQUES

Etudes techniques  
et construction

*Collection*  
*Routes et Villes*

MINISTERE DE LA COOPERATION ET DU DEVELOPPEMENT

*"Pour longue qu'ait été ta route,  
Kala Jata, elle t'a conduit  
en un lieu habité"*

*Masse Makan Diabaté - "Kala Jata"*

## PREFACE

*Le poète a toujours raison, la route reste le symbole du mouvement et de la communication, du progrès, de l'espoir. Même si cette dimension poétique doit être modulée face à une réalité économique et sociale plus brutale, elle traduit une réalité elle aussi économique et sociale.*

*Chacun prend la route où il veut, quand il veut ; chacun peut s'établir à côté d'elle, y avoir accès ; héritière des sentiers et des chemins, la route a conservé ce caractère d'accessibilité au plus grand nombre, et aussi le caractère évolutif permettant améliorations et développements progressifs. C'est en cela le moyen de transport le plus souple, le plus libéral.*

*D'autres moyens existent plus efficaces pour les transports de masse, de grande distance ou à grande vitesse ; la route doit s'appuyer sur eux et les compléter en se coordonnant avec eux.*

*Si la route "ouvre la voie", chacun le sait, ce n'est pas le seul facteur de développement, et comme toute infrastructure de transport, sa réalisation doit être coordonnée avec beaucoup d'autres actions dans un plan général de développement économique et social : la route est donc un des éléments moteurs de ce projet général.*

*C'est dire l'importance de la route pour le développement, l'importance d'une politique routière cohérente pour les pays en développement.*

*Ces pays sont aujourd'hui confrontés à des problèmes particulièrement aigus de ressources financières. Malheureusement, ceci contraint souvent à limiter les objectifs du secteur routier à l'entretien et à la gestion du réseau existant, et parfois même à définir un réseau prioritaire restreint pour cet objectif. Dans ce contexte, en tout cas, le maître-mot est l'optimisation dans l'utilisation des crédits disponibles, par la meilleure pertinence des choix stratégiques, par la meilleure maîtrise possible des coûts de fonctionnement, par la meilleure qualité de conception et réalisation des travaux.*

*Ces préoccupations impératives inspirent largement le manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques, dans le but d'aider les professionnels concernés à être les meilleurs de l'optimisation technique, économique, stratégique... Cet ouvrage aura atteint son objectif si par son utilisation, il participe à la réalisation de dossiers d'études ou de projets convaincants pour les bailleurs de fonds nationaux et internationaux.*

*L'élaboration du manuel a été supervisée par un Comité de lecture composé d'experts du secteur des Travaux Publics. Je tiens ici à leur rendre hommage pour leur implication personnelle, leur compétence et la passion avec laquelle ils ont participé à la qualité et la fiabilité de cet ouvrage.*

*Même si la situation des réseaux routiers dans les pays en développement présente aujourd'hui un bilan très préoccupant, indissociable de la situation économique générale de ces pays, il faut souligner les progrès réalisés dans ce secteur depuis près d'une vingtaine d'années, dans les domaines de la connaissance et de l'expérience ; tous ceux qui ont pris part à la rédaction de ce manuel - mise à jour de l'ouvrage de référence des années 70 - ont pu l'apprécier.*

*Souhaitons une concrétisation rapide de ces acquis sur le terrain, et de nouveaux progrès dans un avenir proche, pour que les routes jouent pleinement leur rôle dans le développement ;*

*Puisse ce manuel y contribuer.*

*Jean-Claude DROIN*

*Sous Directeur des Infrastructures  
et de l'Industrie*

## SOMMAIRE

<b>PREFACE</b>		
<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	I	
<b>INTRODUCTION AU TOME 2</b>	V	
<b>CHAPITRE 1</b>	<b>CONDITIONS NATURELLES</b>	1
	<b>DES ZONES TROPICALES ET DESERTIQUES</b>	
<b>CHAPITRE 2</b>	<b>SOLS ET MATERIAUX NATURELS</b>	21
<b>CHAPITRE 3</b>	<b>TECHNIQUES DE TRAITEMENT</b>	
	<b>DES SOLS MATERIAUX</b>	45
<b>CHAPITRE 4</b>	<b>NIVEAUX D'AMENAGEMENT</b>	
	<b>ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES</b>	89
<b>CHAPITRE 5</b>	<b>ETABLISSEMENT DES PROJETS</b>	119
<b>CHAPITRE 6</b>	<b>TERRASSEMENT - COMPACTAGE - DRAINAGE</b>	191
<b>CHAPITRE 7</b>	<b>CHAUSSÉES</b>	249
<b>CHAPITRE 8</b>	<b>LES OUVRAGES D'ART ET LES BACS</b>	301
<b>CHAPITRE 9</b>	<b>EQUIPEMENT DE LA ROUTE</b>	381
<b>CHAPITRE 10</b>	<b>LE CONTROLE DES TRAVAUX</b>	401
<b>CHAPITRE 11</b>	<b>COÛT DES INVESTISSEMENT ET</b>	
	<b>MODE DE REGLEMENT</b>	463
<b>ANNEXES</b>		
1	FICHES CLIMATOLOGIQUES DE DIVERSES VILLES (BCEOM)	507
2	GÉOTECHNIQUE DE BASE ET ESSAIS DE LABORATOIRES ROUTIERS (CEBTP)	521
3	ETUDE DES GRANDS DÉBLAIS ET FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART (BCEOM)	559
4	CLASSIFICATION DES SOLS (CEBTP)	567
5	UTILISATION DE LOGICIELS POUR LA CONCEPTION DE PROJETS ROUTIERS (BCEOM)	579
6	AGRESSIVITÉ ET CLASSES DE TRAFIC (CEBTP)	585
7	EXEMPLES DE PLANCHES DE DIMENSIONNEMENT DE CHAUSSÉES (CEBTP)	591
8	GRAVELEUX LATÉRIQUES (CEBTP)	601
9	ENROBÉS (CEBTP)	605
10	ANALYSE DES COÛTS DE COÛTS DES TRAVAUX ROUTIERS (BCEOM)	609
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>		
		641
<b>GLOSSAIRE</b>		
		656
<b>ABREVIATIONS</b>		
		659
<b>TABLE DES MATIERES</b>		
		663





# MANUEL SUR LES ROUTES DANS LES ZONES TROPICALES ET DESERTIQUES

## INTRODUCTION GENERALE

Dans **les zones tropicales et désertiques**, la conception et la maintenance des routes présentent une spécificité technique évidente, liée à la nature des sols et des climats. Or, dans ces zones se trouvent en majeure partie des pays en développement dont les caractéristiques économiques et sociales particulières s'imposent alors dans les choix de politique et gestion routière. C'est dans ce contexte géographique et économique particulier que se situe le Manuel sur les Routes dans les zones tropicales et désertiques.

Elaboré à la demande du Ministère de la Coopération et du Développement, il concerne bien sûr tout particulièrement les pays de l'Afrique Subsaharienne et de l'Océan Indien. Cependant il concerne aussi les régions similaires d'autres continents et il a été volontairement conçu dans le cadre plus vaste des zones tropicales et désertiques puisque les caractéristiques sont comparables dans bien des pays d'Asie et d'Amérique du Sud et que le rapprochement des expériences est forcément enrichissant.

Le Manuel sur les Routes dans les zones tropicales et désertiques, traite de l'ensemble des problèmes relatifs à la route : politique et planification routière, construction, entretien et gestion des réseaux routiers. Il est constitué de trois tomes :

- le Tome 1 **Politique et économie routière**, expose d'abord les options de la politique routière, puis les fondements et la pratique de l'économie routière, les stratégies de construction et d'entretien du réseau : conséquences et effets des aménagements routiers, critères de choix,

trafics, coûts de transport et d'infrastructure, analyses économiques et financières, études de factibilité, etc...

- le Tome 2 **Etudes techniques et construction**, concerne les techniques de réalisation de routes neuves ou de modernisation de routes existantes, depuis les études préliminaires jusqu'au contrôle des travaux ; c'est dans ce tome 2 qu'ont été rassemblés les développements sur la climatologie, la géologie et la géotechnique tropicales et désertiques : conditions naturelles, sols et matériaux, niveaux d'aménagement, caractéristiques géométriques, établissement des projets, terrassements, drainage, chaussées, ouvrages d'art, équipements routiers, coût des travaux et mode de règlement etc...
- le Tome 3 **Entretien et gestion des routes**, traite des techniques de l'entretien et du renforcement des routes, mais aussi de l'organisation de cet entretien et de la gestion rationnelle d'un réseau routier : principes et stratégies de l'entretien, dégradations, opérations d'entretien et de renforcement des chaussées, des ouvrages d'art, matériel, travaux à haute intensité de main d'œuvre, intervention du secteur privé, police de la route, coûts et financement, organisation des services et structures institutionnelles, ressources humaines, etc...

Ce manuel s'adresse donc :

- aux ingénieurs d'étude et projeteurs de l'administration ou de bureau d'études ;
- aux ingénieurs de contrôle et de surveillance des travaux ;
- aux responsables de chantiers ;
- aux responsables et gestionnaires de réseaux routiers, aussi bien dans les services dirigeants : direction générale des travaux publics dans l'administration, direction d'organismes parapublics... que dans les services opérationnels : subdivision, parc de matériel, laboratoire ;

et plus généralement à **tous les professionnels** intéressés par les problèmes routiers dans les zones tropicales et désertiques, qu'ils relèvent de **bureaux d'études, d'entreprises, d'administrations nationales ou internationales, d'organismes de recherche, ou de bailleurs de fonds...**

Ils y trouveront des éléments concrets de réponse à leurs questions, l'état des connaissances dans ce domaine, mais aussi l'état des expériences et des réflexions qui leur permettra d'aborder les différents sujets avec le regard critique nécessaire. Dans ce secteur en effet, comme dans beaucoup d'autres, les problèmes sont souvent complexes et les situations variées : la plupart du temps, il n'y a pas de recette miracle et les solutions sont un compromis harmonieux à trouver entre les différents éléments du contexte particulier.

Le présent manuel fait suite à l'ouvrage du même titre, publié au début des années 70 sous l'égide de la coopération française : cet **ouvrage de référence** a donc servi de base pour la rédaction du présent manuel. Il a été largement refondu, réécrit ou complété, pour prendre en compte l'évolution des techniques liée au développement de l'informatique et au cumul des expériences depuis près d'une vingtaine d'années, pour actualiser les données financières, et pour présenter de façon plus cohérente les thèmes entre les trois tomes ; mais surtout, et c'est le plus important, pour tenir compte de l'évolution des problèmes qui se posent dans les pays concernés : la construction d'un réseau routier de base, souci principal de beaucoup d'Etats dans les années 60 et le début des années 70, fait place aujourd'hui à l'entretien et à la gestion rationnelle de ce réseau.

Comme l'ouvrage précédent, le manuel reste essentiellement centré sur le réseau des liaisons principales, généralement confié au Ministère chargé des travaux publics, et comportant le **réseau national** non autoroutier, et les **routes régionales**, provinciales et départementales.

Certes, bien des chapitres sont applicables aussi aux voiries urbaines non autoroutières, notamment en matière de conception et dimensionnement des chaussées, ou aux voiries tertiaires de développement agricole ou forestier, en matière d'économie routière.

Cependant, *les voiries urbaines* soulèvent des problèmes spécifiques qui ne sont pas traités ici : géométrie de la route en liaison avec le plan d'urbanisme, l'assainissement et les canalisations électriques ou téléphoniques, méthodes d'étude et de projection de trafics urbains et choix d'aménagement, signalisation, installation de feux...

De même *les voiries de développement agricole ou forestier* du fait qu'elles sont souvent sous la responsabilité d'un ministère différent et qu'elles ont parfois pour seule fonction le passage d'une récolte donnée au cours d'un mois donné, font l'objet d'approches techniques particulières et de pratiques de choix économiques non pris en considération dans le présent manuel.

La rédaction du Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques, préparée par le BCEOM et le CEBTP, a été supervisée par un **Comité de lecture**, formé de personnalités françaises de l'administration et du secteur privé des travaux publics.

Ils ont rassemblé leurs expériences riches et variées dans l'objectif de faire de ce manuel un outil rigoureux, fiable, et aussi complet que possible en ce qui concerne les connaissances acquises et dans le souci de traiter avec clarté et honnêteté les problèmes plus complexes où l'expérience et la réflexion permettront encore de progresser.

## MEMBRES DU COMITE DE LECTURE

M. BAUDOIN	Conseil général des Ponts et Chaussées
M. BERTHIER	Président du BCEOM
M. BETOUX	Entreprise RAZEL
M. GAMBINI	Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
M. JEUFFROY	Ingénieur Conseil
M. LE COROLLER	Entreprise COLAS
M. MENOU	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
M. ODIER	Ingénieur Général des Ponts et Chaussées
M. RIVOIRE	Entreprise Jean LEFEBVRE
M. SAUTEREY	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
M. SERFASS	Entreprise SCREG

Pour le Ministère de la Coopération et du Développement

Melle MAYER	Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat - Chargée de mission Routes et Cartographie
M. SAVIOUX	Ingénieur Divisionnaire des Travaux Publics de l'Etat. Sous Direction des Infrastructures et de l'Industrie.

## **INTRODUCTION AU TOME 2**

### **ETUDES TECHNIQUES ET CONSTRUCTION**

De la qualité de la conception et de la réalisation initiales dépendent en grande partie le succès économique des opérations routières et les conditions ultérieures de maintenance de ces infrastructures. Les solutions aux problèmes de choix stratégiques et économiques sont aussi, souvent, des solutions techniques ; et les progrès en la matière sont bien ceux qui permettent de faire plus, d'aller plus loin...

Ce tome 2 concerne les éléments nécessaires au technicien pour les différentes phases de réalisation des routes, depuis les études préliminaires jusqu'à l'achèvement des travaux, y compris les aspects relatifs à l'organisation de la maîtrise d'œuvre et de la maîtrise d'ouvrage.

Il s'agit ici essentiellement de construction de routes neuves ou de modernisation de routes existantes.

On trouvera donc exposées en premier lieu les données techniques sur les routes dans les zones tropicales et désertiques : conditions géographiques (chapitre 1), caractéristiques naturelles (chapitre 2) et techniques d'amélioration des sols et matériaux (chapitre 3).

Viennent ensuite les éléments relatifs à l'établissement des projets : niveaux d'aménagement et caractéristiques géométriques (chapitre 4), et différentes phases d'élaboration (chapitre 5).

Puis sont traités les aspects de conception et d'exécution des travaux, par catégories techniques : terrassement et drainage (chapitre 6), chaussée (chapitre 7), franchissements et ouvrages d'art (chapitre 8), équipements (chapitre 9).

Suivent les éléments relatifs au contrôle des travaux (chapitre 10).

Et enfin, les coûts de réalisation des travaux routiers : (études, exécution et contrôle) sont traités (au chapitre 11).

On se reportera bien sûr au tome I en ce qui concerne le volet économique des études routières, et en particulier les études de trafics.

On se reportera en partie au tome III pour apprécier les conséquences en matière d'entretien et de gestion, des choix techniques de conception et d'exécution.

Enfin, certains aspects de l'organisation de la maîtrise d'œuvre et de la maîtrise d'ouvrage sont traités ici, mais il ne sera pas inutile de se reporter aussi au tome 3 en ce qui concerne l'organisation et la formation des services publics pour ces tâches.

Le contenu détaillé des différents chapitres est le suivant :

Le premier chapitre traite des conditions naturelles des zones tropicales et désertiques qui définissent l'environnement des projets routiers. Un aperçu général de la climatologie, de la végétation, de la géologie, de la pédogenèse, de l'écoulement des eaux et de l'érosion y est donné, à titre d'exemple, pour le Continent africain.

Le chapitre 2 décrit les sols et les matériaux naturels qui conditionnent la conception et la réalisation des projets. Les sols ferrallitiques, formations très spécifiques des zones intertropicales, y sont exposés de façon relativement détaillée.

De plus en plus, les sols et les matériaux sont utilisés au moyen d'améliorations diverses ; le chapitre 3 fait le point sur les produits employés et sur les traitements dont les matériaux naturels sont l'objet. Sont passés en revue successivement les procédés mécaniques et les traitements par les liants hydrauliques et par les liants bitumineux.

Au chapitre 4 sont examinés les niveaux d'aménagement et les caractéristiques géométriques des projets.

Les différents stades d'établissement des projets sont traités au chapitre 5 depuis la phase des études de factibilité jusqu'à l'élaboration des dossiers d'appels d'offres.

L'exécution des terrassements et du drainage et l'important problème du compactage, dont dépend en grande partie la durabilité des remblais et des chaussées, sont exposés au chapitre 6 dans lequel, également, sont passées en revue un certain nombre de classifications des sols.

Le chapitre 7 est consacré aux chaussées, aux généralités les concernant, à leur dimensionnement et à leur conception, et quelques éléments relatifs à leur exécution y sont donnés. En matière de dimensionnement des chaussées

"traditionnelles", il a été surtout insisté sur la méthode préconisée par le *Guide Pratique de dimensionnement des chaussées en pays tropicaux* réédité par le Ministère des Relations Extérieures-Coopération en 1984. (Biblio.129).

Les chaussées en béton, font l'objet d'un développement particulier; elles pourraient, en effet, être réalisées, moyennant certaines conditions, dans les pays tropicaux. Ce chapitre donne, ainsi, un panorama complet allant des chaussées en terre aux chaussées en béton.

Les franchissements et les ouvrages d'art constituent le thème du chapitre 8 ; y sont décrits les actions de l'eau et les divers types d'ouvrages permettant de franchir cours d'eau et autres obstacles. Les soutènements sont examinés dans ce même chapitre.

Le chapitre 9 passe en revue les divers équipements de la route : plantations, bornage et signalisation permanente, dispositifs de sécurité et barrières de pluie.

L'importante question des contrôles de travaux fait l'objet du chapitre 10. On y examine l'évolution des principes généraux du contrôle et l'optique nouvelle tendant à instaurer une plus grande responsabilisation des entreprises. Des parties spéciales traitent du contrôle des travaux routiers proprement dits et de celui des ouvrages d'art.

Le dernier chapitre 11 se rapporte au coût des études, de l'exécution et du contrôle des travaux et au mode de règlement des travaux.

Enfin, les éléments de géotechnique routière sont largement développés en annexe.

Les pays tropicaux et désertiques ont bénéficié depuis 1975 des progrès enregistrés dans tous les domaines de la Technique Routière.

Les grands chantiers de construction de routes neuves ou de réhabilitation de chaussées anciennes sont de plus en plus industrialisés et les délais d'exécution s'en trouvent raccourcis ; il en résulte que beaucoup plus de rigueur s'impose dans les études, la programmation et la réalisation des projets.

Les investigations géotechniques en particulier prennent de plus en plus d'importance, ce qui permet une meilleure estimation du coût des travaux et la minimisation des "surprises", génératrices de contentieux. C'est pourquoi un développement important est consacré ici aux aspects de la Technique Routière impliquant la géotechnique.

Si les liens privilégiés avec l'Afrique ont quelque peu focalisé le tome 2 sur les problèmes de ce Continent, il va de soi que son application à des conditions similaires, notamment climatiques, est pleinement justifiée.





# CHAPITRE 1

## CONDITIONS NATURELLES DES ZONES TROPICALES ET DESERTIQUES

### 1.1. CLIMATOLOGIE

#### 1.1.1. Introduction

Dans le domaine routier, le facteur climatologique joue un rôle important aux stades des études, de la construction et de la vie de l'ouvrage sous les aspects suivants : drainage, teneur en eau des sols et matériaux, érosion, choix des matériaux et des liants, nombre de jours par an pendant lesquels on peut effectuer tel ou tel travail, etc.

Les régimes climatiques sont fondés en général sur les facteurs suivants :

- la pluviométrie : moyenne annuelle, moyenne mensuelle, nombre moyen de jours de pluie par mois (jours où la précipitation a été supérieure à 1 mm) ;
- les températures ;
- le bilan évaporation précipitation.

Mais d'autres données intéressent aussi le projeteur ou l'entreprise :

- les pluies maxima de 15 minutes, 30 minutes, 1 heure, 2 heures, 24 heures ;
- les écarts journaliers ou annuels de température ;
- les vents et, en particulier dans les zones désertiques, les vents de sable.

On trouvera dans Biblio 135 des renseignements climatologiques assez complets. On se limitera dans la suite à quelques caractéristiques intéressant particulièrement la route.

### 1.1.2. Régimes climatiques

En zone tropicale ou désertique, on peut distinguer schématiquement les quatre régimes climatiques suivants :

- le régime équatorial qui est caractérisé par des pluies abondantes supérieures à 1,9 m par an et bien réparties au cours de l'année avec moins de 3 mois sans pluie et un bilan évaporation-précipitation constamment négatif. La température moyenne journalière est assez constante (de 26°C à 30°C) ;
- le régime tropical qui est caractérisé par une pluviométrie annuelle comprise entre 0,5m à 2 m. La température moyenne journalière dont la moyenne annuelle est de l'ordre de 25°C, varie au cours de l'année. On peut distinguer d'ailleurs à l'intérieur du régime tropical le régime tropical sec, où l'évaporation est largement supérieure aux précipitations et le climat tropical humide où c'est le contraire.
- le régime désertique qui est caractérisé par la rareté et l'irrégularité des précipitations. La température moyenne journalière est située entre 25°C et 30°C mais les variations diurnes sont très importantes.
- on peut mentionner en outre, bien qu'il soit extérieur à la zone tropicale, le régime méditerranéen qui est caractérisé par une saison chaude et une saison fraîche (hiver) avec pluies. En hiver la température moyenne avoisine 13°C.

Les climats sont fonction de la latitude mais aussi de la forme des masses continentales, de l'altitude et des courants marins.

La carte 2.1.1. donne une représentation générale des régimes climatiques.

Les graphiques présentés en annexe II.1. donnent des exemples précis des climats de diverses villes. Ils ont été établis à partir des données de "World Survey of climatology" qui récapitule des statistiques portant sur plusieurs années.

Le graphique des températures donne les températures extrêmes relevées pour chaque mois et la température moyenne (moyenne sur plusieurs années des moyennes mensuelles).

Le graphique des précipitations donne les moyennes des précipitations mensuelles ainsi que les moyennes de nombres de jours de pluie (jours où la précipitation a été supérieure à 1 mm).

Le graphique Evaporation et bilan Evaporation-Précipitations, indique la moyenne de l'évaporation mensuelle ainsi que le bilan moyen mensuel Evaporation-Précipitations. Ce graphique ne figure que pour les villes pour lesquelles l'évaporation a été mesurée.

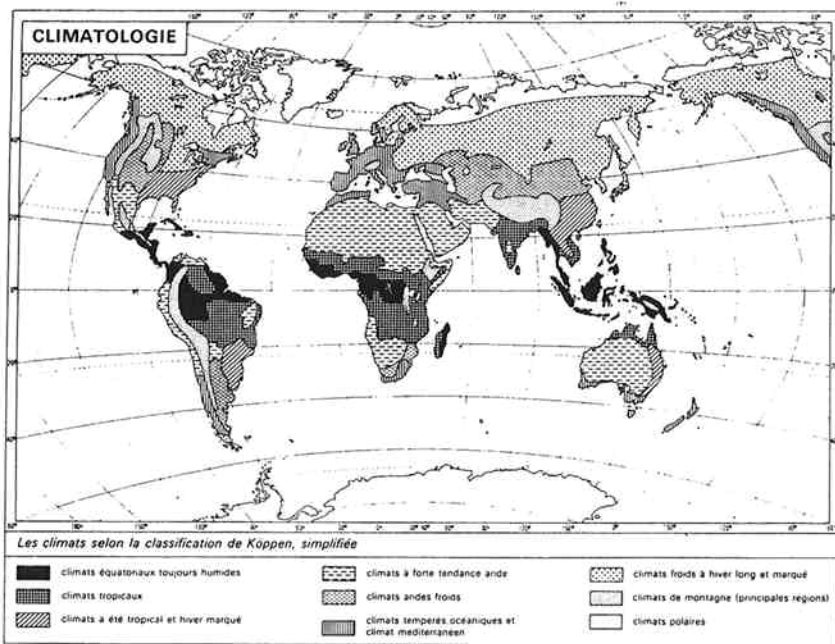


Fig. 2.1.1. Carte des climats

### 1.1.3. Précipitations instantanées

Les données sont utiles pour calculer le drainage superficiel de la route et les débits des petits bassins versants. Les pluviométries instantanées sont fonction des orages, tornades ou cyclones qui parcourent la région.

Les cyclones ont pour origine le transfert d'une masse d'air de l'hémisphère d'hiver vers l'hémisphère d'été. Cette masse d'air se réchauffe au contact de l'eau des océans et il faut une température minimum de l'eau ( $26^{\circ}\text{C}$  ou  $27^{\circ}\text{C}$ ) pour que la dépression se transforme en cyclone.

La figure 2.1.2. donne en grisé pour les mois de janvier et juillet les régions où sont susceptibles de se former des cyclones.

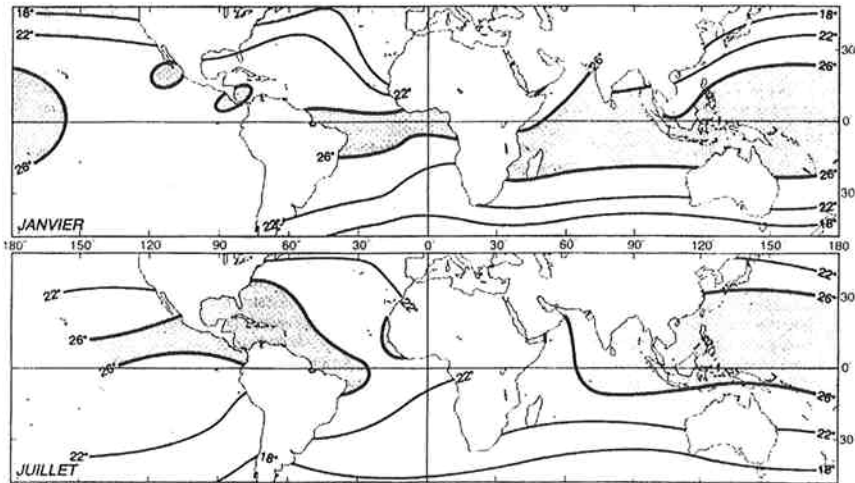


Fig.1.4.16

Fig. 2.1.2. Cartes des températures de la mer

#### 1.1.4. Vents de sable

Le phénomène est lié aux perturbations d'origine polaire. Son intensité maximale a lieu généralement entre 9 h 00 et 11 h 00 du matin.

#### 1.1.5. Variations diurnes

La température varie toujours de la même manière au cours de la journée mais l'amplitude diffère suivant le climat et la période de l'année.

La figure 2.1.3. montre son évolution pour Tahiti (en POLYNESIE FRANCAISE) et Ouagadougou (au BURKINA FASO).

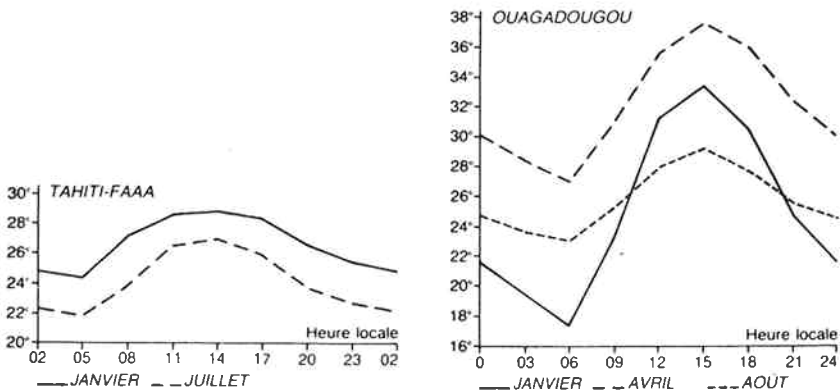


Fig. 2.1.3. Evolution des variations de température

En ce qui concerne les précipitations, il n'y a pas de loi générale de variation et celle-ci dépend beaucoup de la continentalité et du relief.

Sur les régions océaniques, le maximum des précipitations se produit durant la nuit, mais dans le cas des reliefs insulaires, on en observe en première partie d'après midi.

Sur les régions continentales, le maximum des précipitations devrait être constaté en fin d'après midi, mais d'autres configurations sont fréquemment remarquées à cause du relief ou de conditions météorologiques particulières.

### **1.1.6. Sources possibles de renseignement**

Lorsque l'on travaille dans une zone connue, on obtient en général de bonnes données climatiques moyennes dans les annuaires statistiques nationaux, les annuaires météorologiques ou pour l'Afrique dans les publications de l'ORSTOM, voire seulement sur les cartes MICHELIN.













Si l'on est dans une région mal connue, ou que l'on désire des renseignements plus détaillés que les moyennes, on peut avoir recours aux relevés météorologiques de base que l'on trouve, soit dans les services météorologiques ou les aéroports, soit aussi dans les services agricoles. Il peut être nécessaire alors de dépouiller soi-même les fiches d'observation pour en tirer les paramètres recherchés.

## **1.2. VEGETATION**

La végétation joue un rôle important dans la construction routière aux stades des études, de la construction et de la vie de la chaussée en particulier dans les zones de forêts.

La végétation est très fortement liée au climat. Elle varie donc essentiellement avec la latitude. Localement, elle est influencée par l'altitude.

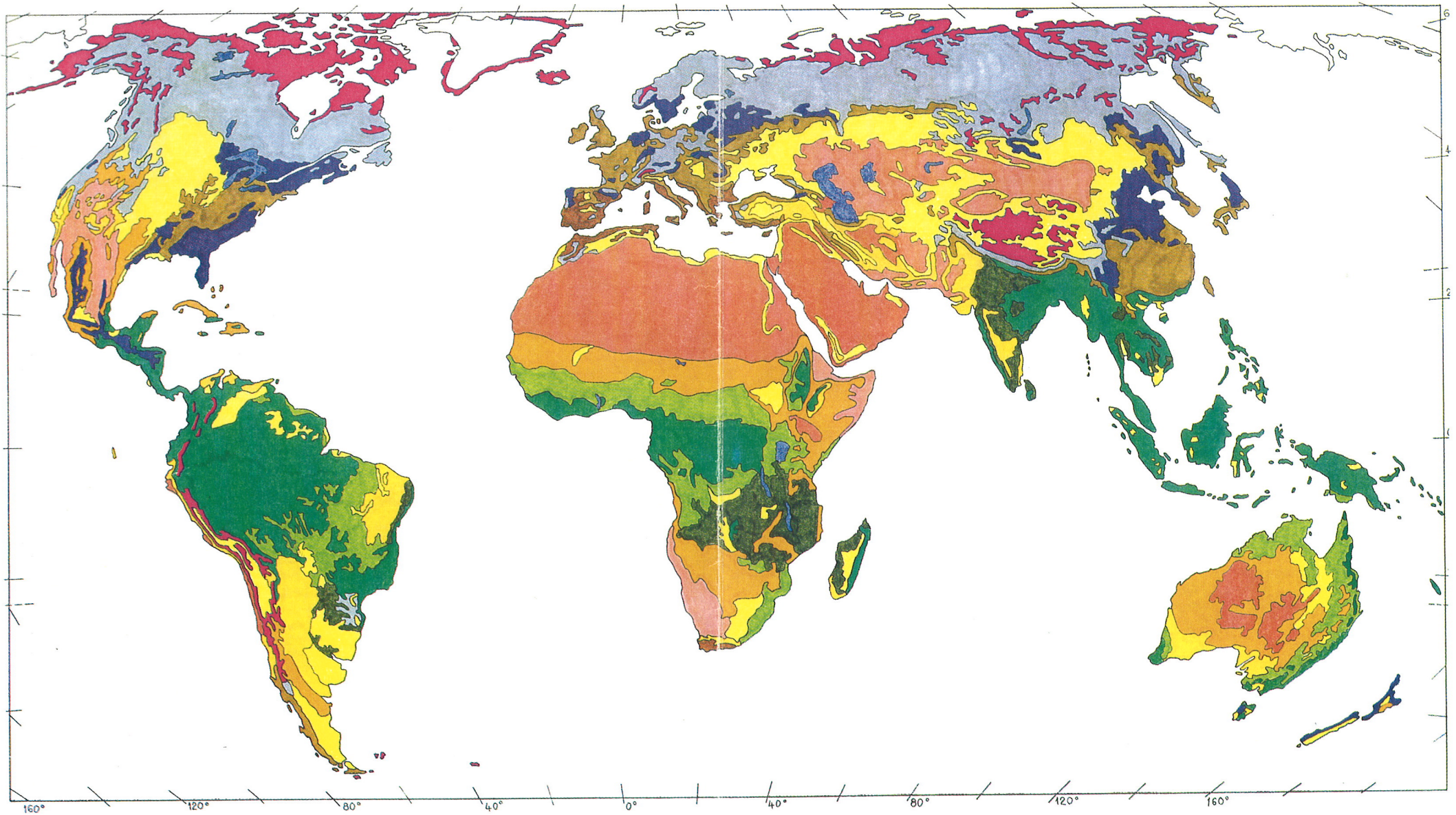
La figure 2.1.4. schématise les grandes zones de végétation du globe terrestre.

- 
 Régions dénudées des hautes altitudes, tundra, régions à gel quasi permanent  
*High altitude almost barren land, tundra, ice caps areas*
- 
 Forêts boréales et forêts de conifères dominants  
*Boreal and coniferous forests dominant*
- 
 Forêts de feuillus en régions tempérées  
*Broadleaved forest of the temperate zone*
- 
 Forêts de conifères et de feuillus mélangés en régions tempérées  
*Mixed forest types mainly of the temperate zone*
- 
 Forêts denses humides sempervirentes ou semi-décidues  
*Tropical rain forest (evergreen or semi-evergreen)*
- 
 Forêts d'Eucalyptus  
*Eucalyptus forest*
- 
 Forêts tropicales décidues ou d'épineux  
*Dry or thorny tropical forests*
- 
 Savanes arborées et forêts claires  
*Tree savannas and woodlands*
- 
 Types forestiers méditerranéens sempervirents  
*Evergreen mediterranean forests types*
- 
 Fourrés secs, fourrés d'épineux et forêts claires  
*Dry thickets, thorny thickets and dry woodlands*
- 
 Formations essentiellement herbacées non différenciées (types steppiques, savanes, prairies, llanos, pampas, Patagonie etc...)  
*Undifferentiated mainly grassy types (steppic types, grass savannas, prairies, llanos, pampas, Patagonia etc...)*
- 
 Savanes et steppes arbustives  
*Scrub savannas and scrub steppes*
- 
 Régions arides et désertiques  
*Arid, desertic regions with local halophytes*
- 
 Lacs  
*Lakes*



SYNTHESE APPROXIMATIVE DE LA VEGETATION POTENTIELLE DU GLOBE  
APPROXIMATIVE SYNTHESIS OF POTENTIAL VEGETATION OF THE WORLD

F. BLASCO et M. AIZPURU (1990)



Avec l'aimable autorisation de Messieurs F. BLASCO et M. AIZPURU

Fig. 2.1.4. Carte de la végétation

## 1.3. GEOLOGIE ET PEDOGENESE

### 1.3.1. Géologie

Une bonne connaissance de la Géologie et de la Pédologie des terrains traversés par un projet routier est nécessaire pour appréhender notamment les difficultés à prévoir en matière de terrassements et les ressources en matériaux disponibles.

Le continent africain (cf. figure 2.1.5.) pris à titre d'exemple, se révèle constitué d'une ossature de chaînes de montagnes arasées édifiées depuis les temps antécambriens par sept orogénèses successives. Quatre types structuraux majeurs peuvent y être mis en évidence :

- des plates-formes antécambriennes stables (cratons) ceinturées de zones orogéniques (cf. figure 2.1.6.) ;
- des bassins sédimentaires, continentaux pour la plupart ;
- des sillons volcaniques ;
- une zone alpine rattachée à l'Europe.

Les formations précambriennes forment près de 60% de la surface du continent.

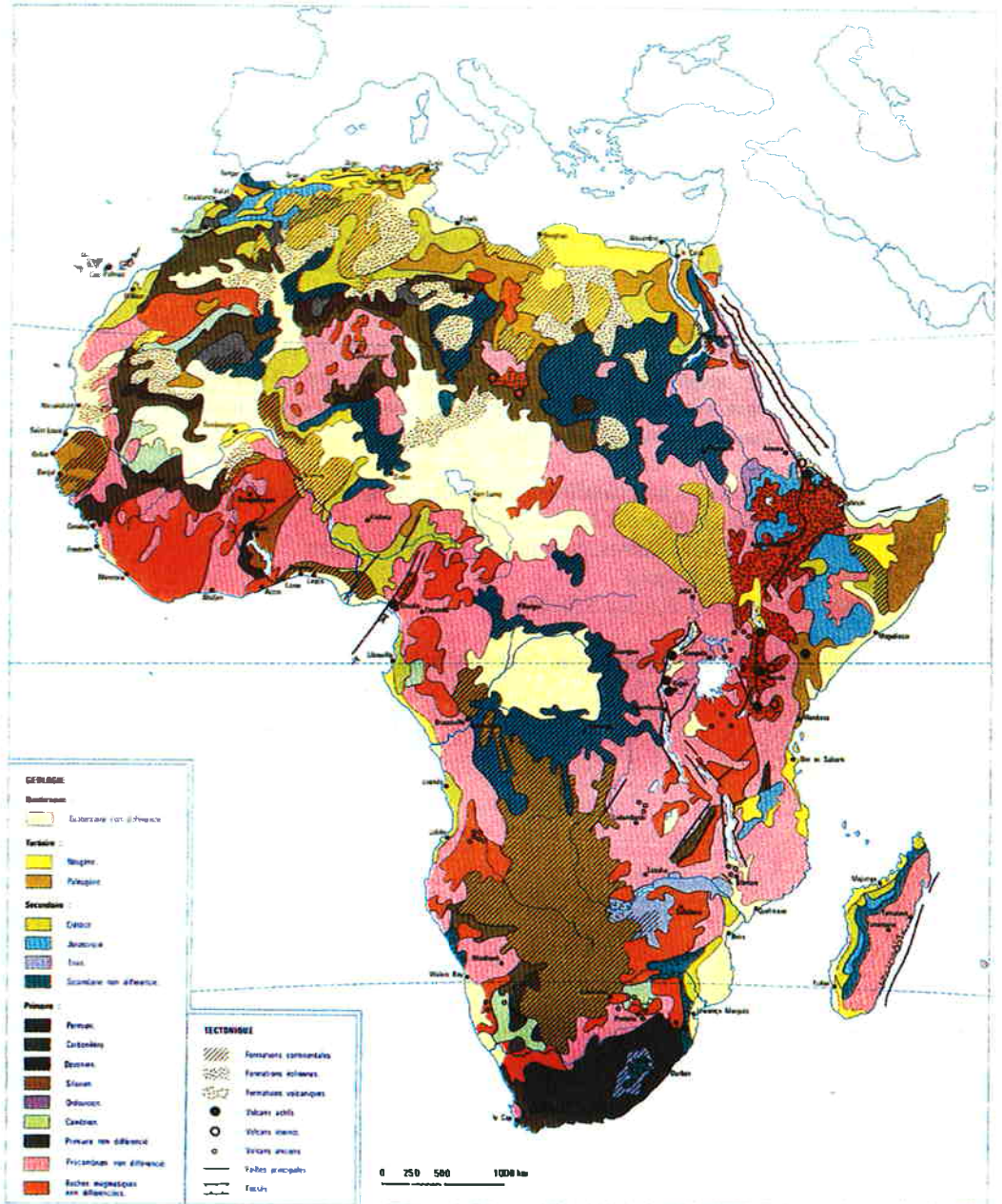
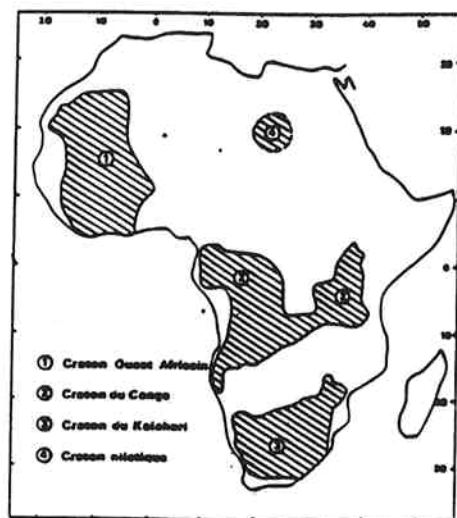


Fig. 2.1.5. Géologie de l'Afrique  
 Grand Atlas du Continent africain  
 Edition jeune Afrique - Ed. du jaguar

Lithologiquement (cf. figure 2.1.7.) les cratons sont constitués de granites et de migmatites dans lesquels flottent, en enclaves résiduelles de plus ou moins grandes dimensions, les autres roches représentées par des séries métamorphiques azoïques.



Les ceintures orogéniques comprennent des séries plissées de roches métamorphiques (gneiss, mica-schistes, schistes, arkoses, amphibolites...) à intrusions granitiques, basiques ou ultrabasiques.

Fig. 2.1.6. Cratons africains  
(Mémoire du BRGM n°92 - 1980)

Le démantèlement des cratons et des chaînes de montagnes successives a conduit au dépôt des produits de leur destruction dans les bassins sédimentaires marins ou le plus souvent continentaux.

Au Précambien terminal se déposent des calcaires dolomitiques, des schistes, des phyllites et des phanites.

De puissantes séries continentales (conglomérats, grès, schistes, argilites) se sont accumulées au Permo-Trias pendant le Continental Intercalaire du Trias au Crétacé inférieur et au cours du Continental Terminal Post-Cretacé.

Le continent a d'autre part été le siège de fracturations accompagnées d'émissions de produits volcaniques dont certaines sont contemporaines de granites intrusifs récents.

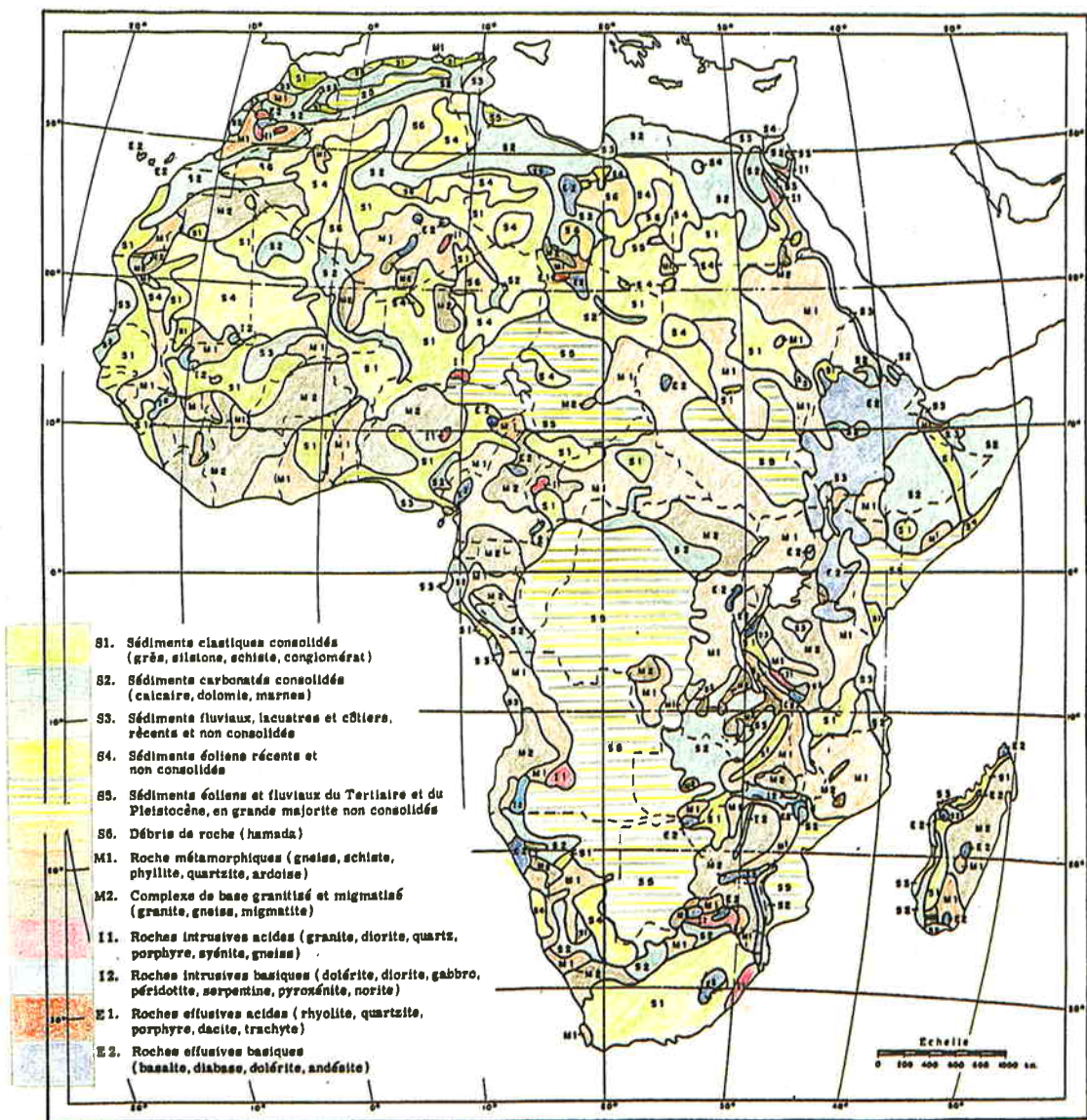


Fig. 2.1.7. Grandes régions lithologiques

### 1.3.2. Géomorphologie - Pédogenèse

Les unités géomorphologiques actuelles s'expliquent par l'histoire du passé. Les cratons et les zones stabilisées donnent des pénéplaines à relief mou et à épaisses couches d'altération tandis que les zones rajeunies par la tectonique cassante récente, affectées de volcanisme et de mouvements épeirogéniques se traduisent par des reliefs raides où prédomine l'érosion mécanique.

Les phénomènes pédologiques ont une importance prédominante dans toutes les zones intertropicales où l'altération des roches, favorisée par des morphologies plates, des pluies abondantes qui lessivent les roches, des températures élevées qui accélèrent les réactions chimiques, produit des épaisses couches de sols meubles au sein desquels s'individualisent des niveaux indurés ou granuleux d'un grand intérêt pour l'Ingénieur routier.

L'exploitation des cartes pédologiques, qui n'est pas suffisamment systématique, permet de mettre en évidence :

- les zones dépourvues de sols, roches à nu ;
- les dépôts alluviaux de sables et de graviers ;
- les encroûtements calcaires ou gypseux des zones arides ;
- les niveaux d'accumulation granuleux : graveleux latéritiques au sein des sols ferrugineux et ferralitiques ;
- les vertisols des dépressions mal drainées dans lesquelles se développent les argiles gonflantes ;
- les andosols produits aux dépens des roches volcaniques ;
- les accumulations sableuses et arénitiques issues de la désagrégation des grès et des granites.

Traditionnellement, les horizons d'un sol (qui composent son profil) sont notés A-B-C.

A et B caractérisent le sol lui-même, organo-minéral.

**Horizon A** - C'est l'horizon supérieur, siège du lessivage ; il est dit **éluvial**.

On distingue :  
    . A0 - purement humique,  
    . A1 - mélange organo-minéral,  
    . A2 - essentiellement minéral, mais lessivé.

**Horizon B** - C'est l'horizon d'accumulation absolue ou relative de certains éléments ; il est dit **illuvial**.

On différencie parfois :  
    B1 - partie supérieure,  
    B2 - partie inférieure enrichie en fer.

**Horizon C** - définit la roche mère altérée dont la texture originelle peut être reconnaissable.

L'exemple de la fig. 2.1.8. montre comment se répartissent zonalement les grands ensembles de sols représentés à partir de la carte mondiale des sols de la FAO qui distingue en Afrique 53 régions à pédologie différente en fonction des unités climatiques, des variations du modelé, des conditions de drainage et de la nature du substratum géologique.

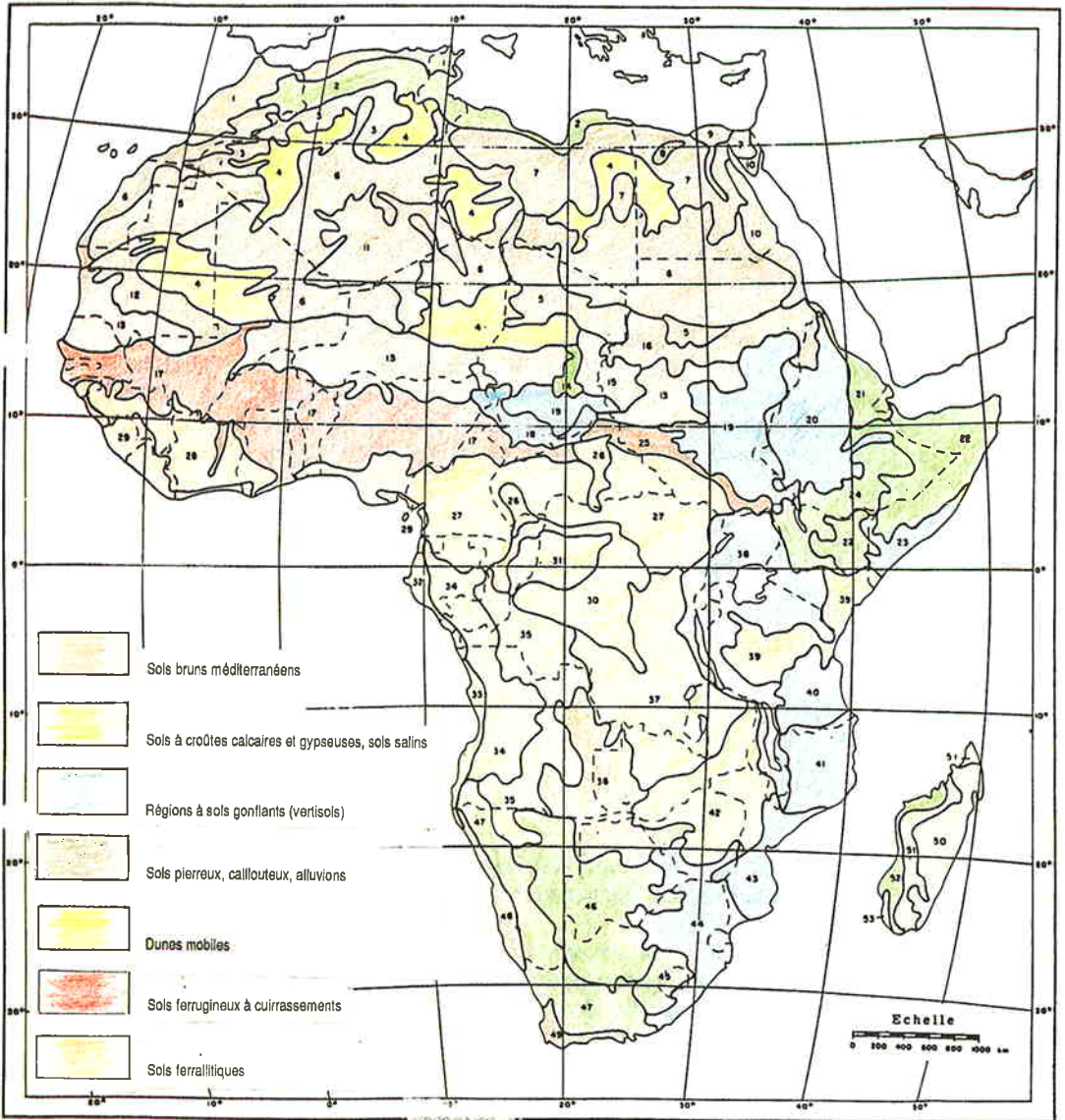


Fig. 2.1.8. Grandes régions pédologiques



## 1.4. ECOULEMENT DES EAUX

### 1.4.1. Généralités

Dans le domaine routier l'eau et ses relations dynamiques avec le milieu jouent un rôle très important, voire primordial, dans certaines zones climatiques.

En effet, tous les termes du bilan hydrique que l'on peut schématiser de la manière suivante :

**P** (Précipitation) = **R** (Ruissellement) + **E** (Evaporation) + **I** (Infiltration) conjugués aux autres facteurs de l'environnement (relief, végétation, nature des sols), concourent par leur importance relative suivant les zones climatiques à donner aux itinéraires africains une silhouette particulière et à créer des problèmes routiers spécifiques aux climats équatoriaux, tropicaux ou désertiques.

### 1.4.2. Précipitations

En zones équatoriale et tropicale, les précipitations sont caractérisées par des intensités et des durées élevées.

En zone désertique, elles sont par contre de courte durée mais souvent de forte intensité.

### 1.4.3. Ruissellement

Le ruissellement est étroitement lié aux caractéristiques des précipitations et aux facteurs locaux de l'environnement :

- *En zones équatoriale et tropicale* une grande partie des eaux météoriques ruisselle sur le sol. L'importance de ce ruissellement est l'une des causes exceptionnelles entraînant des phénomènes d'érosion superficielle considérables.

Par ailleurs, l'importance de ce ruissellement nécessite un drainage superficiel efficace de toute l'emprise routière et de ses abords immédiats.

Enfin, l'intensité des phénomènes de ruissellement qui conduit les eaux superficielles vers le réseau hydrographique collecteur est souvent génératrice de crues importantes, ce qui nécessite des ouvrages de protection contre les affouillements.

C'est notamment le cas pour les itinéraires situés sur les rives de cours d'eau et pour les appuis des ouvrages d'art.

- *En zone désertique*, en raison de la faible pluviométrie, le ruissellement a une importance réduite. Cependant, les fortes intensités qui caractérisent les précipitations épisodiques peuvent gonfler en quelques heures les cours d'eau temporaires et créer également des phénomènes d'affouillement importants.

#### **1.4.4. Evaporation (1)**

Ce phénomène qui tend à rejeter l'eau dans l'atmosphère après une brève pénétration dans le sol est maximal en climat désertique et minimal en climat équatorial. En climat tropical, il présente une intensité plus ou moins importante, le bilan annuel évaporation-précipitation, se situant entre, -500 et + 800 mm, alors qu'en climat équatorial, il est entièrement négatif (de 400 à 3 400 mm).

#### **1.4.5. Infiltrations**

La partie des eaux météoriques qui descend dans les terrains perméables finit par se rassembler et constituer alors une nappe d'eau souterraine. La pénétration de l'eau dans le sous-sol est évidemment fonction de la perméabilité de celui-ci et l'importance de l'alimentation de la nappe dépend de la régularité et de l'intensité des précipitations.

- *En climat désertique* où la pluviométrie est faible et l'évaporation intense, les infiltrations sont souvent nulles ou négligeables ; de ce fait, les nappes souterraines sont rares et souvent très localisées.

Exceptionnellement, il peut exister des nappes alluviales alimentées périodiquement par les violentes précipitations qui permettent alors une pénétration efficace.

Cependant, du fait de l'évaporation intense, cette nappe se maintient à une profondeur importante et ne se rapproche de la surface que si des conditions géologiques ou morphologiques favorables se trouvent réunies.

- *En climat équatorial et tropical*, compte tenu de l'importance des précipitations et de l'évaporation plus réduite, l'alimentation des nappes souterraines se fait beaucoup plus régulièrement et intensément.

---

(1) Par ce terme on entend non seulement l'évaporation au sens courant du terme mais aussi l'évaporation par les plantes désignées parfois sous le nom de « transpiration ».

De ce fait, la rencontre de ces eaux souterraines au cours des travaux routiers est fréquente et nécessite alors la mise en place d'un réseau de drainage profond important. Dans ces régions, l'existence de ces nappes est évidemment fonction de la nature de la roche constituant le substratum, mais aussi de la pédologie particulière qui caractérise l'Afrique tropicale et équatoriale.

En effet, il est fréquent de rencontrer dans les formations éluviales <sup>(1)</sup> qui recouvrent le substratum rocheux, une nappe superficielle plus ou moins importante.

En zone tropicale sèche cette nappe se rencontre très souvent à la base du profil d'altération et en particulier lorsque le substratum est de nature granitique ou migmatique. En effet, dans ce cas les arènes sableuses ainsi formées sont perméables et constituent avec la partie supérieure fissurée de la roche-mère, un réservoir où peuvent s'accumuler les eaux d'infiltration. Le phénomène existe également sur le substratum gneissique ou micaschisteux, mais il y est plus rare en raison du caractère plus argileux des arènes.

En zone tropicale humide et en zone équatoriale, cette nappe peut se rencontrer beaucoup plus près de la surface.

Enfin, dans les zones de colluvionnement important, il peut exister des nappes très localisées et de débit en général assez faible.

En ce qui concerne les nappes profondes, c'est évidemment la nature de la roche qui conditionne en grande partie leur existence.

- Dans les roches cristallines ou cristallophylliennes l'eau peut s'infiltrer à travers les diaclases, les joints de stratification, de schistosité et constituer un système de nappe en réseau.
- Dans les roches carbonatées il y a lieu de distinguer :
  - . les calcaires compacts souvent imperméables mais qui peuvent également donner naissance, s'ils sont suffisamment diaclasés, à une nappe en réseau comme dans le cas des roches cristallines ;
  - . les calcaires détritiques-vacuolaires qui constituent des réservoirs importants.
- Dans les roches gréseuses si les grés sont fortement cimentés, il n'existe pas de nappes importantes. Par contre, si la roche est fissurée ou localement moins compacte, elle peut emmagasiner des quantités importantes d'eau.

---

(1) Produits neutres de l'altération en place des roches, par opposition aux alluvions qui ont subi un transport.

- *Dans les roches volcaniques* la répartition et la nature des différentes formations volcaniques étant extrêmement irrégulières, l'existence des nappes dans ces massifs est très variée et difficilement prévisible.

Enfin, il faut souligner que la tectonique qui peut avoir affecté le socle rocheux introduit un dernier facteur de complication dans les rapports entre formations géologiques et eaux souterraines.

## 1.5. EROSION

L'érosion se manifeste à l'échelle géologique lors des phénomènes d'exhaussement ou d'effondrement dûs aux réajustements de l'écorce terrestre entraînant le rajeunissement des reliefs mais peut aussi se développer sous l'effet de facteurs anthropiques tels que la mise en culture ou l'ouverture de chantiers de terrassements.

Sous les climats tropicaux, les actions érosives sont produites par les écarts de températures qui finissent par faire éclater les roches en régions désertiques et par l'eau dans les zones intertropicales.

Les effets érosifs dûs à l'eau sont d'autant plus importants que les pentes sont fortes, l'abondance, la fréquence et l'intensité des pluies plus élevées, la végétation plus rare et les sols plus tendres.

Un classement des sols vis-à-vis de leur sensibilité à l'érosion peut être établi ; cette sensibilité décroît avec la cohésion des matériaux et croît avec la proportion de sable fin et de limon qu'ils contiennent. Des moins résistants aux plus résistants à l'érosion, la succession des sols est la suivante :

sables fins propres, arènes granitiques, pelites, schistes décomposés, sables argileux, argile latéritique.

Le classement d'un sol vis à vis de l'érosion peut être précisé en soumettant celui-ci à un essai d'érodabilité.

Il est d'autant plus important de s'attacher aux problèmes d'érosion en pays tropicaux que les projets routiers ne s'y astreignent plus à "coller au terrain", mais n'hésitent pas dans ces pays à préconiser l'exécution de hauts déblais ouverts par d'imposantes tranchées dans d'épais niveaux d'altération. Les constatations montrent que souvent les désordres à craindre pour les talus ne proviennent pas de l'instabilité dans la masse du terrain, mais des ravinements dûs aux ruissellements sur les surfaces décapées dont la dessiccation provoque l'ouverture de fissures de retrait pouvant amorcer la destruction progressive du massif après pénétration des pluies.

Parmi les autres méfaits de l'érosion, on doit citer les ravinelements des fossés non revêtus creusés sur des pentes même faibles dans les matériaux sensibles, et les affouillements qui peuvent mettre à mal les ouvrages d'art.

Les produits de l'érosion entraînés par des ruissellements se déposent au pied des talus ou dans les collecteurs quand la force de transport des eaux s'affaiblit.

L'abaque (fig. 2.1.9.) montre les domaines d'érosion, de transport et de sédimentation des sols en fonction de la vitesse de circulation de l'eau et de la granulométrie des matériaux.

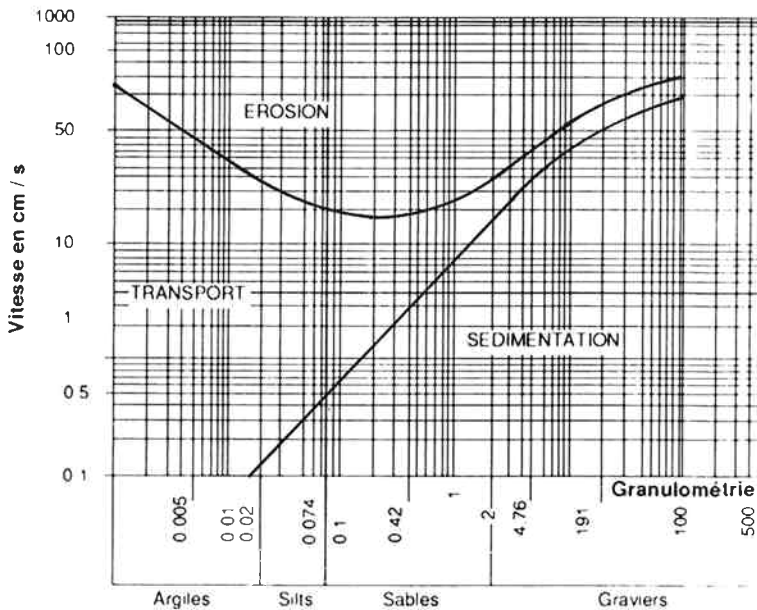


Fig. 2.1.9. Abaque montrant les domaines d'érosion de transport et de sédimentation des sols.

## CHAPITRE 2

### SOLS ET MATERIAUX NATURELS

#### 2.1. INTRODUCTION

La construction de routes revient essentiellement à manipuler des volumes considérables de sols et de roches. Sont considérés comme sols les produits meubles excavables à la décapeuse et comme roches les matériaux durs qu'il faut abattre la plupart du temps à l'explosif ou avec des moyens mécaniques puissants.

La part représentée par les opérations d'exécution, de traitement et de mise en œuvre de ces matériaux est, spécialement en pays tropicaux où les coûts fonciers sont réduits, tout à fait prédominante. Il est donc fondamental de bien connaître les propriétés des sols dans lesquels les projets se développent et les ressources en matériaux qui sont utilisés dans les chaussées.

De nombreux pays se sont livrés ces dernières années à des inventaires de matériaux et à des synthèses de données géotechniques permettant de caractériser les types de roches et de sols disponibles afin de rationaliser leur utilisation en construction routière.

Il faut insister sur l'intérêt de la réalisation de banques de données grâce auxquelles les archives sont conservées et la mémoire des "vieux géotechniciens" peut être sauvegardée. Une banque de données peut être spécifique aux sols et aux matériaux d'un pays ou être intégrée dans une banque de données routières. Les informations sont recueillies, centralisées, homogénéisées et peuvent être exploitées à la demande.

Le stockage et le traitement informatiques des données doivent être prévus dès la mise en place du système même si, au début, ces opérations sont manuelles. Les possibilités des logiciels existant permettent une grande variété d'exploitations des données : cartes de synthèse, études des variations et des relations multiparamétriques entre les caractéristiques des matériaux, suivi de l'évolution de leurs propriétés dans le temps ou dans l'espace...

Les cartes géologiques et pédologiques, les photographies aériennes, les "scènes" du satellite SPOT et l'interrogation des banques de données géotechniques fournissent les bases aux programmes de prospection.

Les connaissances acquises permettent de mieux "cibler" les différentes familles de matériaux régionalement disponibles au voisinage des projets et de rationaliser les prélèvements d'échantillons à confier au laboratoire.

Sur de vastes espaces, les matériaux dits "traditionnels" c'est à dire satisfaisant aux spécifications européennes sont rares, aussi faut-il concevoir des solutions de substitution étudiées par les Laboratoires qui ont joué et continuent à jouer un rôle éminent pour l'économie des projets.

Dans ce chapitre sont passés en revue les principaux types de sols et de matériaux naturels habituellement rencontrés en pays tropicaux et, au chapitre 3 suivant, les techniques de traitement de ceux qu'il faut améliorer pour les utiliser dans les chaussées.

## 2.2. ROCHES MASSIVES

Depuis les années 70, l'utilisation des roches sous forme de concassés pour couches de chaussée et revêtements s'est beaucoup développée.

Les carrières connues ont été inventoriées et de nouveaux sites sont activement recherchés.

La mise en exploitation d'un site rocheux ne se décide qu'après avoir vérifié que les quantités disponibles sont suffisantes et que le matériau possède les caractéristiques mécaniques requises par les spécifications.

La politique des granulats dans la plupart des pays tend actuellement à privilégier l'installation de grandes carrières équipées de matériels modernes permettant d'agir sur divers paramètres afin d'obtenir des produits de qualité.

Les roches convenant le mieux aux usages routiers sont celles associant un grain fin, une texture équante, une bonne dureté et une résistance suffisante à l'usure. On recherche ainsi préférentiellement les granites et roches associées à grain fin, les gabbros, les dolérites, les roches vertes, les amphibolites, les roches volcaniques de type basalte, les quartzites et les calcaires durs bien que ces derniers soient assez rares sous les tropiques.



Photo 2.2.1. Carrière de gneiss

### 2.3. MATERIAUX VOLCANIQUES

Les formations volcaniques se rencontrent dans les zones de fractures.

Les émissions issues du volcanisme comprennent des roches massives (laves) épanchées sous forme de coulées ou de dômes selon que le magma originel est basique ou acide et des projections meubles ou consolidées (cendres - pouzzolanes - brèches volcaniques).

Les "roches vertes" sont pour la plupart des formations volcaniques anciennes métamorphisées ou granitisées apparaissant au sein des complexes précambriens.

Les laves (basaltes, phonolites, rhyolites) sont exploitées en carrières pour fournir des concassés. Du fait de la composition des magmas qui contiennent des gaz dissous, les laves ont souvent une porosité élevée nécessitant d'augmenter les teneurs en liants avec lesquels ces matériaux sont traités.



Les projections meubles, principalement les pouzzolanes, sont utilisées pour les couches de roulement des routes en terre et les couches de fondation des routes revêtues. Leur pouvoir pouzzolanique (propriété de faire prise) peut être mis à profit pour confectionner des graves pouzzolanes - chaux pour des couches de base.

Sous climats chauds et très humides certaines projections volcaniques fines (cendres riches en verre) s'altèrent rapidement en donnant des sols (les andosols) aux propriétés géotechniques très particulières dues à leur capacité d'absorber de grandes quantités d'eau (teneur en eau naturelle de 70 à 225% - limite de liquidité de 75 à 300 - Indice de plasticité de 10 à 100).

#### 2.4. ARENES GRANITIQUES

Les granites et les roches à composition minéralogique voisine (granitoïdes divers - migmatites - gneiss) soumis au lessivage des précipitations intertropicales s'altèrent en produits sablo-argileux (arènes) dans lesquels subsistent des grains de quartz et de feldspath au sein d'une matrice argileuse. Ces arènes peuvent avoir été remaniées sous forme de colluvions entraînées au pied des reliefs.

Remaniées ou non, les arènes granitiques donnent généralement de bonnes plate-formes ; après sélection certaines sont utilisables en couche de fondation. Traitées au ciment, on peut, dans certaines conditions, les employer en couche de base. Il y a lieu toutefois d'éviter les arènes trop argileuses ou trop riches en micas résiduels.

Au **Cameroun** par exemple, les arènes granitiques constituent des accumulations de 5.000 à 50.000 m<sup>3</sup> de 1 à 4 m d'épaisseur dont les caractéristiques géotechniques sont les suivantes :

Classification HRB	A.2.4 A.2.6
Diamètre max. des grains (mm)	5 à 40
% retenu sur le tamis de 2 mm	20 à 75
% passant au tamis de 0,5 mm	10 à 60
% de fines passant au tamis de 0,08 mm	5 à 40
Limite de liquidité	20 à 50
Indice de plasticité	10 à 20
Densité sèche max. OPM T/ m <sup>3</sup>	1,9 à 2,2
Teneur en eau optimale OPM %	5 à 11
CBR à 95%, après 4 jours d'imbibition	10 à 60

## 2.5. LATERITES

L'appellation "latérites" est un terme général désignant un ensemble de sols meubles à niveaux indurés, formés en milieu intertropical et que les pédologues nomment sols ferrugineux tropicaux et sols ferralitiques ; ils résultent de processus d'altération spécifiques caractérisés par un entraînement en solution des bases et de la silice des roches-mères et une accumulation absolue ou relative d'hydroxydes de fer et d'alumine dans le produit résiduel.

**Les graveleux latéritiques** qui intéressent depuis longtemps les ingénieurs routiers correspondent au niveau d'enrichissement de granules et de pisolites ferrugineux dans le profil pédologique.

Les sesquioxydes (de fer et d'alumine) atteignent 80% du produit de la ferralitisation, le reste étant constitué de kaolinite et d'illites. Le fer est présent sous forme de goéthite et d'hématite et l'alumine de gibbsite et de boehmite.

Dans la terminologie pédologique, ces sols sont caractérisés par des profils de type A (B) C ou A B C ; l'horizon superficiel A est un niveau de lessivage ; l'horizon B est celui dans lequel s'accumulent les sesquioxydes ; l'horizon C est celui de la roche mère en voie d'altération et où la structure peut être conservée.

Les sols ferrugineux caractérisent la zone tropicale à pluviométrie inférieure à 1m par an et à saison sèche bien marquée, alors que les sols ferralitiques prennent une grande importance en climats chauds et humides.

Sous forêt ombrophile, un profil complet de sols ferralitiques peut se développer sur plus de 10 m d'épaisseur ; les horizons suivants s'y rencontrent :

- horizon humifère ;
- horizon meuble fortement gravillonnaire à niveaux de cuirasse ;
- horizon de carapace ;
- horizon tacheté = lithomarge ;
- horizon d'altération.

Les cuirassements sont constitués par l'accrétion des nodules ferrugineux ; les processus d'inversion du relief consécutifs à des périodes d'érosion permettent à ces niveaux indurés d'apparaître en position dominante dans la morphologie.

Les profils morphologiques ci-dessous sont des exemples typiques (d'après A. MAIGNEIN) d'horizons de graveleux latéritiques et de leurs avatars cimentés, les cuirassements.

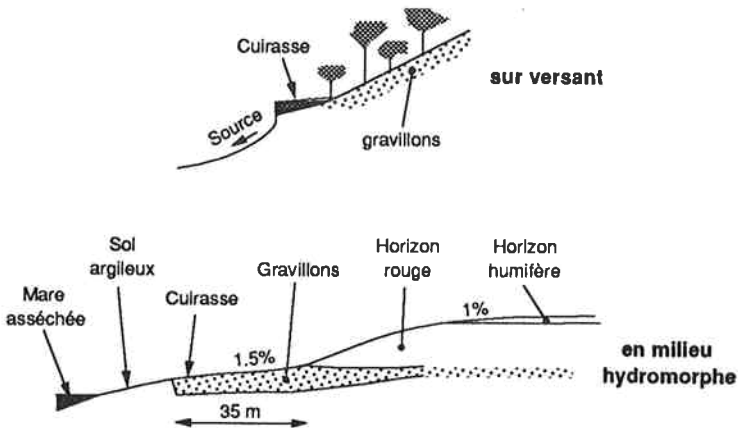


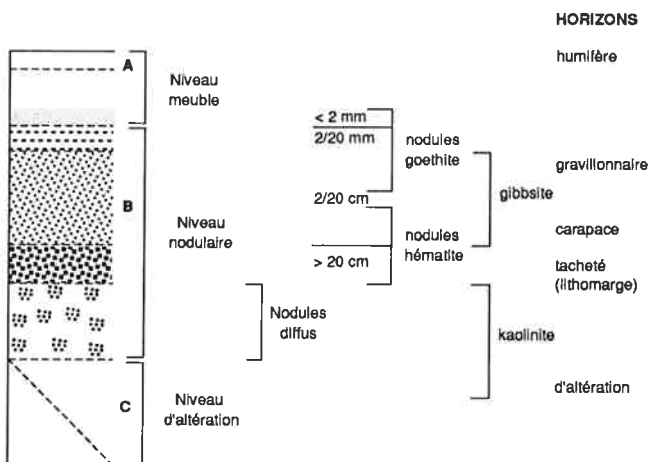
Fig. 2.2.1. Horizons latéritiques suivant profils morphologiques



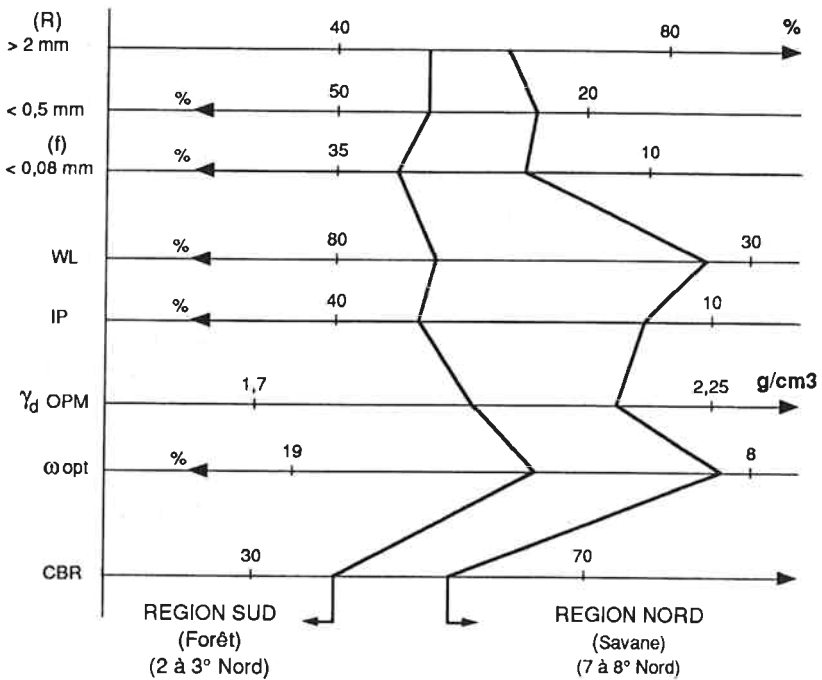
**Photo 2.2.2.**

Graveaux latéritique gerbé en tas au bulldozer et repris par chargeur

Les paramètres usuels d'identification géotechnique des graveaux latéritiques, qui influent sur la portance CBR de ces matériaux, ont des valeurs variant statistiquement selon la latitude. Une étude portant sur plusieurs centaines d'échantillons révèle qu'au CAMEROUN une évolution significative des caractéristiques moyennes de graveaux latéritiques est observée du Sud au Nord du pays (voir diagramme d'identification géotechnique ci-après).



**Fig. 2.2.2.** Coupe pédologique d'un sol ferrallitique



Relation empirique obtenue

$$CBR = 0,44 K + 47,5$$

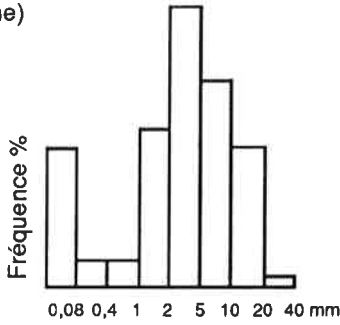
$$\text{avec } K = (R - 30) - [(f - 10) + (IP - 10)]$$

- R = refus sur le tamis de 2mm (en %)
- 0,5 et 0,08 (f) = passant aux tamis de 0,5 et 0,08mm
- WL = limite de liquidité (%)
- IP = indice de plasticité (%)
- $\gamma_d$  OPM = densité maximale Proctor modifié (T / m<sup>3</sup>)
- $\omega$  opt = teneur en eau optimale Proctor modifié %
- CBR = portance CBR pour 95%  $\gamma_d$  OPM

NB : la portance CBR croît dans le même sens que R et  $\gamma_d$  et décroît quand f, WL, IP et  $\omega$  opt augmentent.

Fig. 2.2.3. Diagramme d'identification géotechnique des graveleux latéritiques (CAMEROUN)

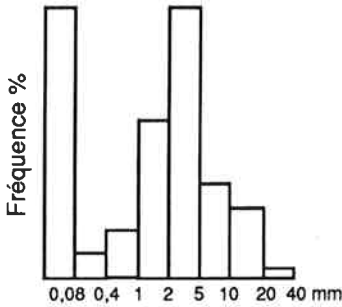
**BURKINA FASO**  
(savane)



Les histogrammes des classes granulométriques des graveleux latéritiques présentent des spectres différents selon qu'il s'agit de sols de forêt ou de savane ; les premiers révèlent un pic très accusé, pour les fines alors que les seconds ont un histogramme plus "contracté".

Fig. 2.2.4. Histogramme des classes granulométriques des graveleux latéritiques - Burkina Faso (Savane)

**CAMEROUN**  
(forêt)



Les formations ferrallitiques de certaines régions équatoriales sont très argileuses et pauvres en granules ferrugineux; c'est le cas notamment de la "Terra Roxa" du BRESIL qui présente les caractéristiques suivantes :

Fig. 2.2.5. Histogramme des classes granulométriques des graveleux latéritiques - Cameroun (Forêt)

Caractéristiques granulométriques et géotechniques de la Terra Roxa Legitima			
Granulométrie	%	Limites d'Atterberg :	
Argile (<0,002 mm)	74,9	Limite de liquidité	53%
Silt fin (0,002-0,02 mm)	8,8	Limite plasticité	30%
Silt grossier (0,02-0,054 mm)	4,7	Indice plasticité	23%
Sable fin (0,054-0,210 mm)	4,7	CBR (éprouvette saturée) 10	
Sable grossier (0,210-2,00 mm)	3,0		
Classification AASHO-M 145-49 A-7-5 (16)		pH	5

Source : Biblio 89



**Photo 2.2.3.**  
Utilisation d'un graveleux latéritique en rechargement de route en terre

Il est remarquable que toutes choses égales en matière de teneur en eau, de plasticité et de teneur en fines, la nature moins nocive des particules argileuses des sols ferrallitiques confère à ceux-ci un comportement moins pénalisant que celui des sols des pays tempérés. Cependant, la portance CBR des graveleux latéritiques des basses latitudes étant généralement inférieure à la valeur de 80 requise par les spécifications des couches de base, il convient pour pouvoir les utiliser de les améliorer par des traitements divers.

Diverses classifications géotechniques des graveleux latéritiques ont été proposées en vue de préciser leurs conditions d'utilisation en technique routière.

La classification CEBTP de 1984 distingue 3 familles de graveleux latéritiques (G1 - G2 - G3) d'après leur indice de plasticité (IP), leur pourcentage de fines ( $f$  = passant au tamis de 0,08 mm) et le produit  $f \times IP$  (voir diagramme 2.2.6.). D'après la classification française des sols RTR (voir annexe 4 du présent tome : (Recommandation pour les Terrassements Routiers 1976) les graveleux latéritiques se situent dans la classe B6.

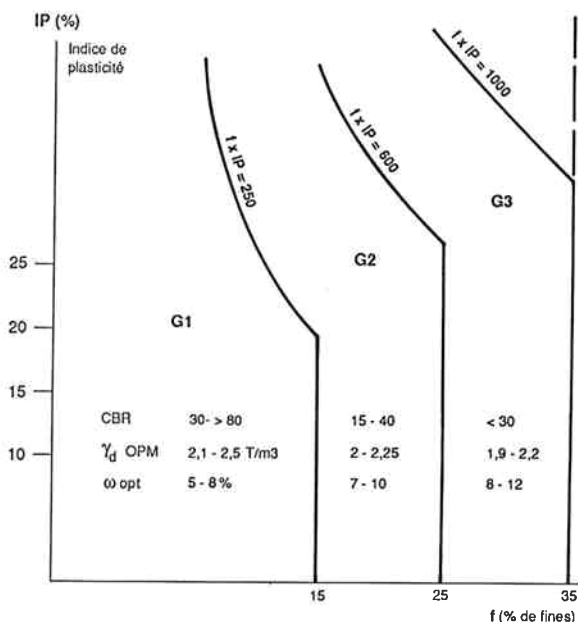


Fig. 2.2.6. Classification des graveleux latéritiques





**Photo 2.2.4.**

Puits de reconnaissance - Graveleux latéritique type G1

## **2.6: ENCROUTEMENTS CALCAIRES ET EVAPORITES**

### **2.6.1. Les croûtes et les "tufs" calcaires**

Ce sont des formations typiques des régions arides ou semi-arides au relief relativement plat. Elles se caractérisent par "un ou plusieurs niveaux, superficiels ou profonds, minces ou épais, dans lesquels la teneur en calcaire est plus forte que dans le reste de la formation".

L'hypothèse sédimentaire fait intervenir le transport de particules calcaires solides ou dissoutes provenant de massifs proches et redéposées ou précipitées dans des dépressions ou sur des glacis à faible pente où la concentration en calcaire a tendance à croître jusqu'à constituer des croûtes indurées - On passe ainsi d'un matériau poudreux à la base à un niveau intermédiaire nodulaire et à des croûtes et à des dalles superficielles. Les horizons durs ont une épaisseur variant de quelques décimètres à plusieurs mètres.

Les tableaux ci-après résument les caractéristiques de ces matériaux et leurs modes d'exploitation.

Dénomination	Description	Teneur en Ca CO <sub>3</sub> (%)	Epaisseur	Rapports mutuels
Encroûtements massifs	Structure massive ou polyédrique	> 60	0,3 à 2,0 m le plus souvent	Sous les encroûtements non feuilletés il y a toujours des amas friables avec ou sans nodules.
Encroûtements nodulaires	Structure nodulaire et polyédrique	> 70	Quelques centimètres à > 1 m	Sous les croûtes il y a presque toujours des encroûtements non feuilletés
Croûtes sensu strictu	Feuillets superposés et discontinus d'encroûtement massif ou nodulaire d'épaisseur millimétrique à centimétrique croissant du bas vers le haut			Les dalles compactes n'existent qu'au sommet des croûtes et peuvent remplacer entièrement celles-ci. Des pellicules rubanées sont presque toujours associées à la dalle compacte, dont elles tapissent la surface supérieure et les fissures.
Dalles compactes	Feuillets de croûte pétrifiés, épaisseur de quelques centimètres à plusieurs décimètres			

Source Biblio 194

Fig. 2.2.7. Caractéristiques des encroûtements calcaires d'après RUELLAN

CLASSIFICATION DES ENCRÔTEMENTS CALCAIRES SELON NETTERBERG									
Matériau type	% Ca CO <sub>3</sub>	Classification AASHTO		Classification BSI	Indice CBR après immersion	Consistance globale	Méthode d'extraction et de traitement	Epaisseur maximum en m	
		Groupe	Indice						
Sol calcaire		variable	variable	variable	variable	variable	variable	variable	
Sable Calcifé	10 ? - 50	A - 1 - b à A - 2 - 7	0 - 2	GF - GP SU - SF	25 ? - 100	Moyennement dense à dense ou ferme et rigide	rippage bouteur ou pelle rouleau à grille	5	
Sol Calcifié	10 ? - 50	A - 1 - a à A - 2 - 7	0 - 1 ?	GF à GW ?	> 80 ?	Moyennement à très dense Ferme à très rigide	rippage et rouleau à grille explosif et concassage	10	
Encrôtement pulvérulent	70 - 99	A - 2 - 4 à A - 7 - 5	0 - 13	ML à GF	25 ? - 70 ?	pulvérulent	bouteur décapeuse pelle	5	
Encrôtement nodulaire	50 - 75	A - 1 - a à A - 6	0 - 3	GP - GU	40 à > 120	rigide et pulvérulent	bouteur pelle décapeuse	5	
Encrôtement à structure polyédrique	70 - 90	Roche ?		Dur ou roche r ?	> 100	Moyennement à très rigide	rippage et rouleau à grille	1	
Encrôtement en dalle et croûte	50 - 99	Roche ?		Dur ou roche r ?	10 ? à > 100	rigide à très dure	rippage ou explosif et concassage	1 à 10	
Encrôtement en galets	50 - 99	Boulets Galets		Boulets Galets B ?	> 100	très rigide à très dure	rippage et explosif	1	

Source Biblio 194

Fig. 2.2.8. Classification des encrôtements calcaires

L'importance des gisements est variable, allant de dépôts pouvant être exploités industriellement à la pelle mécanique et au bouteur à de petits sites très restreints où l'extraction est manuelle.

Les croûtes calcaires sont utilisées en technique routière, soit en tout-venant dans les couches de fondation et les couches de base des chaussées à faible trafic avec des dispositifs de drainage efficaces, soit après traitement aux liants hydrauliques pour les chaussées à trafic faible ou moyen.

Certaines chaussées réalisées au moyen de mélanges de croûtes calcaires, de sable fin traités au bitume ont donné des résultats satisfaisants mais les teneurs en bitume élevées nécessaires (8 à 10%) en limitent l'intérêt.

### 2.6.2. Evaporites

Les évaporites proviennent du lessivage des versants et du dépôt par évaporation de solutions sulfatées entraînées dans les dépressions (sebkhas) des zones arides.

Les produits de la cristallisation des solutions vont du gypse fibreux ou en gros cristaux type fer de lance à des sables gypseux.

Seuls les sables gypseux dans lesquels le gypse est finement divisé et qui se rencontrent fréquemment sous la croûte durcie de "timchent", parfois mêlés à une brèche calcaire sous une carapace de surface en calcaire dur sont utilisables en technique routière. Leur intérêt routier tient à leur propriété d'acquérir une cohésion notable après compactage et séchage, attribuable à un phénomène de prise par micro-cristallisation du gypse en fines aiguilles enchevêtrées et maclées, ce qui donne après évaporation de l'eau de compactage des sortes de dalles assez friables, mais présentant une surface supérieure remarquablement unie et ferme.

Mais le phénomène est réversible. Humidifiés à nouveau, les matériaux gypseux perdent leur cohésion. Sauf sous climats très secs pour les sables gypseux, ou modérément humides pour les matériaux à squelette, ils ne sont utilisables qu'en couche de base et en couche de fondation de route revêtue.

Un autre inconvénient réside dans le fait qu'on n'est pas arrivé à les imprégner au cut-back fluide. Il se produit une décohésion des couches de surface attribuée à l'absorption sélective des solvants du cut-back en profondeur. Il faut revêtir en enrobés et remplacer l'imprégnation par un simple collage au cut-back visqueux. Enfin, il est recommandé de revêtir par un tapis d'au moins 5 cm pour éviter la transmission d'efforts de cisaillement susceptibles de désorganiser la couche de base.

Le sable gypseux utilisable se présente en général sous forme d'un mélange de sable siliceux fin et de gypse souvent accompagné de carbonates en grains de 2 mm à moins de 0,08 mm. Le pourcentage de fines est très variable et peut atteindre 60%.

Le meilleur test de qualité est l'analyse chimique. Il est recommandé d'avoir une teneur "calcaire + gypse" supérieure à 45% pour une couche de fondation et à 60% pour une couche de base, et un indice de plasticité inférieur à 12.

L'indice portant et l'essai de compression simple présentent parfois des anomalies et la condition chimique est prépondérante. On doit en particulier éviter de confondre les fines gypseuses et les fines calcaires qui ne présentent pas les mêmes phénomènes de prise. Les laboratoires ont en outre appris à

porter une attention particulière à la forme de cristallisation qui doit être fine, et à éviter la confusion avec l'anhydrite et le plâtre qui sont inertes.

Les gypses microcristallisés ou amorphes ont été utilisés, sous climat très sec, pour des couches de roulement non revêtues. Leur seul inconvénient est de s'user assez rapidement, ce qui conduit à ne pas prévoir une épaisseur inférieure à 20 cm, et même 25 cm sur une plate-forme en sable éolien.

Les matériaux pourvus d'un squelette, et comportant des fines calcaires ou gypseuses donnent également, après compactage et arrosage, d'excellentes couches de roulement non revêtues dans les régions modérément humides. En zone très sèche, ils ont tendance à perdre trop facilement leur cohésion.

Un matériau gypseux a été utilisé en rechargement au NIGER au nord de TAHOUA (300 à 400 mm de pluie/an sur 3 mois). Ce rechargement a bien tenu durant 5 ans sous une circulation légère (20 v/j dont des poids-lourds de 5/7 t), mais il n'a pas résisté aux premiers passages de circulation lourde (camions de 10/15 t et semi-remorques de 35 t).

Les sables gypseux ont été répandus à sec à la niveleuse, humidifiés au pulv-mixer (avec parfois une lessive sulfonique stabilisante) et compactés énergiquement au rouleau à pneus. La mise en œuvre est délicate : après séchage de la croûte de surface, il n'est pas possible de rattraper un profilage défectueux par un apport complémentaire de matériaux. Il se produit en effet un feuilletage et les reprises à la niveleuse doivent être proscrites. Sous cette réserve, et si la teneur en sulfates est supérieure à 60%, ils donnent de bonnes couches de roulement. La tendance à former de la tôle ondulée varie en raison inverse de la teneur en sulfates.

Un traitement à l'émulsion ou au cut-back et le cloutage de la surface peuvent s'envisager.

## 2.7. SABLES NATURELS

Un sable peut être défini comme un matériau contenant moins de 35% de fines (passant à 0,08 mm) et dont le diamètre maximal des grains est inférieur à 6,3 mm.

Les sables couvrent de vastes surfaces. Leur origine est diverse :

- sables dunaires ;
- dépôts alluviaux ou marins récents et de terrasses anciennes ;
- dépôts marins ou continentaux des séries sédimentaires et tertiaires ;
- démantèlement des grès continentaux.

Ils résultent de la décomposition in situ de roches préexistantes suivie d'un transport éolien ou fluvial.

La granulométrie des sables et la morphoscopie de leurs grains dépendent de leurs conditions de genèse et contrôlent leurs propriétés géotechniques.

Tous les intermédiaires existent entre les sables monogranulaires purement pulvérulents des accumulations mobiles dunaires, les sables argileux et les sables graveleux des dépôts alluviaux ou marins et les sables de démantèlement des grès.



Photo 2.2.5. Emprunt de sable pulvérulent

La forme et l'aspect des grains permettent de distinguer :

- les grains émoussés luisants plus ou moins arrondis par leur transport par l'eau ;
- les grains ronds mats déplacés par le vent ;
- les grains anguleux non usés ayant subi peu ou pas de transport.

Les sables peuvent être classés selon leur granulométrie et d'après la classification française, (Biblio. 172) en 3 catégories selon le tableau suivant :

PAR CLASSE	GRANULOMETRIE				
	< 2 mm	0,5-5 mm	0,2-2 mm	m < 0,5 mm	f < 0,08 mm
Grossier	> 20 %	> 50 % de (100-f)			< 35 %
Moyen	< 20 %		> 50 % de (100-f)		
Fin				> 75 % de (100-f)	

Fig. 2.2.9. Catégories de sables

Ils se répartissent dans la classification française des sols RTR dans les sous classes A1 - A2 - B1 - B2 - B3 - B4 - B5 - B6 - D1 - D2. (voir annexe 4).

La propreté des sables est une de leurs caractéristiques importantes ; elle s'apprécie au moyen de l'essai de l'Equivalent de sable et de l'essai au bleu de méthylène.

La valeur de bleu (VB) est exprimée en grammes de bleu de méthylène adsorbé pour 100 g de matériau ; elle permet de différencier les catégories suivantes :

VB < 0,2	propre
0,2 < VB < 0,5	légèrement pollué
0,5 < VB < 1	pollué
VB > 1	très pollué

Les zones sableuses posent des problèmes sérieux au géotechnicien routier. En terrassement, les sables sont sensibles au ravinement et nécessitent des procédés de compactage adaptés lorsqu'ils sont monogranulaires (couches sandwich). Ils doivent être la plupart du temps traités pour être utilisables en couches de chaussées.

Des expérimentations récentes, mais qui n'ont pas dépassé le stade du laboratoire, ont consisté à réaliser des manchons de sable confiné dans un sac de géotextile. Le matériau pulvérulent acquiert ainsi une cohésion permettant au sable d'atteindre une portance suffisante pour supporter la circulation.



## 2.8. GRAVES NATURELLES

Les graves naturelles au sens géotechnique du terme sont soit, des dépôts alluviaux grossiers des cours moyens et supérieurs des fleuves, soit des terrasses marines, soit des épandages de conglomérats démantelés, soit des piémonts des zones semi désertiques et désertiques (regs).

Ce sont des tout-venant à granulométrie continue (O/D) qui sont recherchés en priorité car il est très généralement possible de les adapter à l'usage que l'on veut en faire. Elles constituent de bonnes plates-formes et peuvent être utilisées selon les cas, telles quelles après simple scalpage ou criblage ou après semi-concassage ou concassage.



Photo 2.2.6. Prospection de graves naturelles

## 2.9. LIMONS ET ARGILES

Les produits fins provenant de la destruction de roches préexistantes, soit restent sur place (profils d'altération in situ), soit sont transportés et déposés dans les dépressions. Ils contiennent des minéraux argileux, sensibles aux variations cycliques de teneur en eau (poussière en saison sèche, borbiers en saison de pluies).

Le comportement de ces sols conditionne en grande partie le déroulement des terrassements routiers. La réalisation des travaux en période défavorable est rendue possible grâce à des dispositions constructives particulières (couches sandwich), à des traitements mécaniques ou chimiques et à l'utilisation de géotextiles.

## 2.10. CORAUX

Les récifs coralliens, soit vivants, soit fossiles, sont des sources de matériaux routiers, mais leur exploitation se heurte de plus en plus aux contraintes écologiques.

Les coraux vivants se trouvent entre les latitudes 32 Nord et Sud et couvrent une surface voisine de 200.000 km<sup>2</sup>; ils appartiennent à la classe des Coelentérés. Les polypes construisent les récifs en absorbant le calcium de l'eau de mer qu'ils fixent sous forme de carbonate de calcium dans leur squelette.

Leurs colonies constituent des bancs coralliens immergés, des récifs barrières ou des récifs frangeants.

On peut exploiter des matériaux consolidés ou non consolidés. Ces derniers sont les plus recherchés, leur granulométrie s'étend des boues calcaires jusqu'à des blocs.

Les "soupes de corail" sont aspirées par des dragues et utilisées brutes ou par criblage en remblai et en couche de fondation. Le diamètre maximal des éléments s'étale de 20 à 200mm, le pourcentage de fines de 6 à 28% ; leur granulométrie est relativement continue donnant un matériau qui se compacte bien.

Les limites d'Atterberg ne sont pas mesurables, l'équivalent de sable varie de 22 à 33 ; la porosité est très élevée de 30 à 60%, ce qui conduit à des masses volumiques apparentes faibles de l'ordre de 1,75 T/m<sup>3</sup>. Ces matériaux sont assez fragiles, leur coefficient de dureté Los Angeles est généralement supérieur à 50.

Le Proctor modifié donne  $\gamma_d$  OPM : 1,8 à 1,9 avec une teneur en eau optimale voisine de 13%. La portance CBR pour 95% de la densité sèche optimale est souvent supérieure à 80, et peu affectée par l'imbibition.

Le guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux admet l'utilisation de la soupe de corail pour les couches de fondation et les couches de base des chaussées à faible trafic ( $T_1$ ,  $T_2$ ).

Pour les trafics plus forts, la soupe de corail doit être traitée au ciment et le corail concassé au bitume.

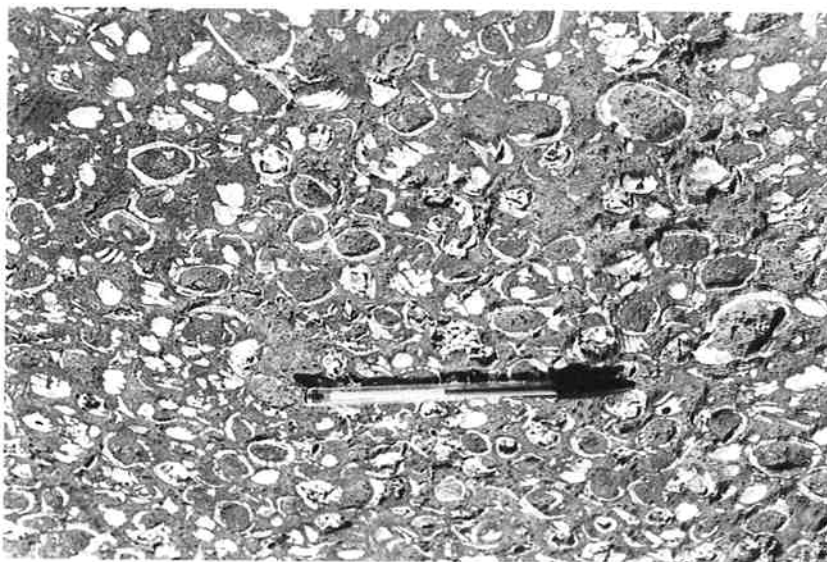
La fragilité de ces matériaux impose de prendre certaines précautions lors de leur mise en œuvre.

On trouvera dans Biblio 23 des renseignements plus complets sur les matériaux coralliens et leur utilisation routière.

## 2.11. COQUILLAGES

Les dépôts zoogènes des plages récentes ou anciennes (sables coquilliers, banco-coquillages) ont été employés dans les couches de chaussées à faible circulation. Des enduits superficiels ont été constitués avec des coquilles dures, concassées, tenant lieu de granulats.

Ces solutions sont maintenant difficiles à mettre en œuvre car les atteintes à l'environnement qu'elles entraînent conduisent à réglementer les exploitations.



**Photo 2.2.7.**  
Enduit superficiel monocouche avec coquillages

## 2.12. EBOULIS DE PENTES

Dans les régions à relief rajeuni, la destruction physique ou mécanique des roches prédomine sur les altérations chimiques. Les éléments entraînés et plus ou moins remaniés par les ruissellements s'accumulent en dépôts de piémont dont les matériaux, après éventuellement écrêtage, sont utilisables en remblais et souvent en couches de fondation.

Les terrassements dans ces terrains sont souvent difficiles du fait de leur stabilité précaire.

## 2.13. ARGILES GONFLANTES - VERTISOLS

Les altérations ou l'évolution des matériaux fins dans les dépressions mal drainées où prédominent des conditions hydromorphes, conduisent à la formation d'argiles de type montmorillonite, susceptibles d'absorber réversiblement de grandes quantités d'eau. Ces sols se rencontrent sur de vastes étendues au SOUDAN, au KENYA, au TCHAD, au CAMEROUN, en INDONESIE, où on les désigne sous des appellations diverses : black cotton soils, tirs, karal.

Ils sont soumis à des cycles de retrait - gonflement produisant une destruction accélérée des couches superficielles.

En saison sèche, ils perdent de l'eau, ce qui donne lieu à l'ouverture de fissures de retrait ; en saison des pluies, l'eau s'engouffre dans les vides créés et liquéfie le matériau qui gonfle en absorbant plusieurs fois son poids d'eau.

La limite de retrait qui est de 25 pour une kaolinite potassique et de 100 pour une illite atteint 650 pour une montmorillonite potassique (changement de volume correspondant à l'augmentation de teneur en eau au dessus de la limite de retrait).

L'indice de gonflement lui, passe de 0,06 à 0,21 et 0,51 (pente de la partie linéaire de la courbe de décompression dans l'essai œdométrique).

En matière de construction routière, le problème consiste à limiter au maximum les variations des teneurs en eau des sols supports et des remblais constitués par ces types de sols pour éviter leur fluage par reptation vers les fossés.

On y parvient au moyen de diverses solutions qui ont été récemment testées sur des planches expérimentales au Nord CAMEROUN. Il a été procédé à l'encapsulation partiel ou total du corps de remblai par des membranes imperméables ou par le traitement du remblai, soit dans sa masse, soit à la périphérie par de la chaux et par des hydrophobants.

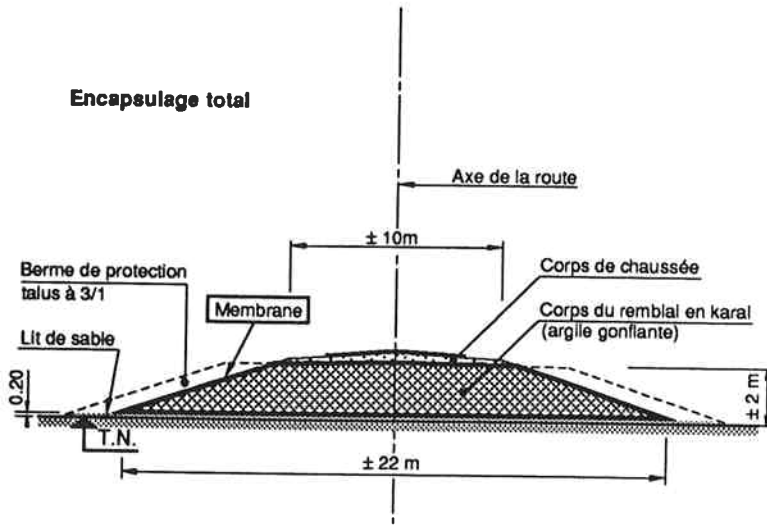


Fig. 2.2.10. Encapsulage de remblai au Nord-Cameroun

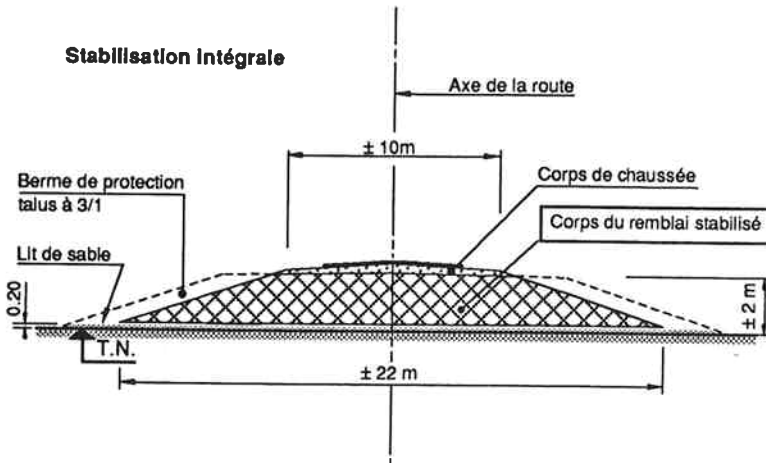


Fig. 2.2.11. Traitement de remblai au Nord-Cameroun

## CHAPITRE 3

### TECHNIQUES DE TRAITEMENT DES SOLS ET DES MATERIAUX

#### 3.1. INTRODUCTION

Les conditions générales d'utilisation des sols et des matériaux naturels doivent satisfaire à certaines exigences :

- teneurs en eau compatibles avec l'exécution des terrassements et du compactage ;
- gonflements faibles ;
- cohésion et résistance à la compression ;
- portance et résistance mécanique suffisantes leur permettant de supporter les contraintes répétées dues au trafic ;
- résistance à l'attrition spécialement importante pour les concassés qui tirent leur stabilité de leur frottement interne ;
- insensibilité à l'eau ;
- dimension limitée des gros éléments à 40 mm pour les matériaux de couche de base et à 60 mm pour ceux de la couche de fondation pour éviter la ségrégation et faciliter la mise en place.

Lorsque les matériaux ne possèdent pas une ou plusieurs de ces propriétés, il faut recourir à des techniques d'amélioration souvent "pointues" consistant en traitements physiques et/ou chimiques dont l'emploi tend à se généraliser.

Peuvent être considérés comme traitements physiques les divers procédés liés au concassage des roches, aux recompositions de courbes granulométriques, aux mélanges de sols et de concassés. Le traitement à la chaux, au ciment, aux liants pouzzolaniques mobilise les possibilités de réactions chimiques entre ces produits et les matériaux auxquels ils sont mélangés. Quant aux traitements à base de liants hydrocarbonés, ils mettent en jeu les propriétés physico-chimiques de surface des éléments en présence ; il en est de même pour les hydrophobants qui sont à employer avec précaution.

Il sera question dans ce chapitre des traitements mécaniques des sols et des matériaux, des améliorations à la chaux et/ou au ciment des sols contenant une fraction argileuse notable, susceptible d'entrer en réaction avec le liant, et de la stabilisation au ciment visant à renforcer la structure de certains matériaux naturels.

La partie du chapitre consacrée aux traitements par les liants hydrocarbonés donnera un aperçu des bitumes et des liants à base de bitume et passera en revue les principales techniques, dites à chaud et à froid, utilisant ces liants.

### **3.2. TRAITEMENTS PHYSIQUES DITS MECANIQUES**

Ces traitements visent de façon générale à agir sur la plasticité des matériaux et/ou à corriger leur granulométrie.

Ils s'appliquent non seulement aux couches du corps de chaussée, mais également à la couche de forme.

#### **3.2.1. Amélioration mécanique in situ**

D'une manière générale, ce traitement consiste en une correction granulaire.

Le traitement in situ s'impose, par exemple, lorsque les sols sont argileux et ont des teneurs en eau élevées rendant le compactage difficile ou impossible. L'amaigrissement de sables argileux par malaxage de sables crus permet, grâce au pétrissage du mélange, la dissipation des pressions interstitielles s'opposant au compactage.

Le procédé est utilisé, par exemple, pour compacter les sols de plate-forme ou les couches de fondation constituées de matériaux latéritiques argileux ( $f_{xIP} > 1000$ ) et à teneur en eau supérieure de plus de 3% à la teneur en eau optimale du Proctor Modifié ; ils sont malaxés avec 15 à 25% de sables crus d'Equivalent de Sable supérieur à 60.

### 3.2.2. Bétons de sols

Un béton de sols est réalisé en mélangeant des matériaux, afin d'obtenir un produit composite dont les caractéristiques sont suffisantes pour qu'il puisse être utilisé dans les couches de chaussées.

Des moyens de malaxage appropriés sont nécessaires pour obtenir des mélanges homogènes.

Les mélanges de sols fins (argiles ou limons et sables) peuvent convenir en couche de fondation et, éventuellement, en couche de base sous des trafics faibles, alors que des bétons de sols plus élaborés supportent des trafics moyens.

On peut citer à titre d'exemple le "lithostab" du Burkina Faso constitué d'un graveleux latéritique ayant un CBR voisin de 30 auquel on ajoute environ 30% d'un squelette caillouteux (12/40 concassé ou 0/40 non plastique et contenant peu de fines).

Les mélanges sont étudiés au laboratoire et testés sur planches expérimentales.



Photo 2.3.1. Béton de sol - Lithostab



### **3.2.3. Traitement mécanique des matériaux rocheux**

Il s'agit de la chaîne des opérations effectuées dans les centrales de concassage - criblage.

Après l'abattage en carrière, les blocs passent sur une grille au moyen de laquelle sont éliminés les produits pollués fins. Une série de concasseurs et de broyeurs les débitent ensuite et des cribles séparent les différentes classes granulométriques à partir desquelles on obtient par leurs mélanges et/ou par des recyclages adéquats les courbes granulométriques souhaitées.

Les graves reconstituées humidifiées à courbe granulométrique bien étudiée (GRH) sont obtenues en portant les produits concassés en carrière ou sur leur aire de stockage à leur teneur en eau de compactage. Cette opération a l'avantage de réduire la ségrégation au cours des manutentions, de supprimer l'arrosage sur chantier, d'assurer une meilleure homogénéité au matériau, de faciliter et de permettre la mise en œuvre sous circulation.

## **3.3. TRAITEMENTS CHIMIQUES**

### **3.3.0. Généralités**

Les traitements chimiques mettent en jeu les effets de prise et de cristallisation des produits mis en présence. Il sera essentiellement question ici de la chaux et du ciment ; les liants hydrocarbonés et certains produits organiques dont l'action fait intervenir d'autres phénomènes font l'objet du chapitre 3.4. Il peut être fait appel à ces traitements non seulement à titre définitif pour les matériaux de chaussée ou de couche de forme, mais également pour la plupart des sols à titre provisoire (amélioration de la plateforme, par exemple).

### **3.3.1. Les produits**

La chaux et le ciment sont les liants hydrauliques les plus classiquement employés pour améliorer les sols ou renforcer les matériaux. Leur action résulte essentiellement de l'effet de prise et de cristallisation de leurs constituants par hydratation. Lorsque les ressources locales permettent d'en disposer, le laboratoire doit étudier la possibilité d'utiliser aussi les pouzzolanes naturelles, les cendres volantes et les laitiers. D'autres sous-produits de l'industrie tels que les phosphogypses et les lignosulfites ont aussi été utilisés dans des cas particuliers. Les hydrophobants ont une action physico-chimique qui n'est pas toujours probante et ils sont d'un coût élevé.

**Chaux** - Les caractéristiques de la chaux vive et de la chaux éteinte à utiliser sont présentées dans le tableau ci-après : (Biblio 24).

CHAUX VIVE	CHAUX ETEINTE
Critères granulométriques	
1. Classe granulométrique 0/2 mm 2. Passant au tamis de 200 $\mu$ > 90 % 3. Passant au tamis de 80 $\mu$ > 50 %	Passant au tamis de 80 $\mu$ > 90 %
Critères chimiques et de réactivité	
1. Teneur en chaux libre > 80 % 2. Teneur en chaux éteinte < 5 % 3. Test de réactivité à l'eau La température finale minimale doit atteindre 60°C au bout de 25 mn	Teneur en chaux libre > 50 %

**Fig 2.3.1.** Spécifications pour la chaux vive et la chaux éteinte

**Ciments** - La norme française NF P 15.301 de 1981 distingue un certain nombre de classes de ciment définies par leur résistance à 2 jours et à 28 jours selon le tableau 2.3.2., les valeurs minimales garanties étant indiquées au tableau 2.3.3.

Les ciments sont classés selon leur composition en CPA (ciment Portland artificiel) contenant au moins 97% de clinker, CPJ (ciment Portland composé) contenant au moins 65% de clinker, le reste étant constitué d'ajouts divers, CHF (ciment de Haut Fourneau) contenant 40 à 75% de laitier, du clinker et du filler (moins de 3%), CLK (ciment de laitier au clinker) contenant au moins 80% de laitier.

Les CPJ et les CLK sont recommandés par les cimentiers pour le traitement des sols, mais les CPA sont aussi très couramment utilisés et des ciments routiers à caractéristiques adaptées aux techniques routières sont disponibles sur le marché. Ces ciments, réservés aux assises de chaussées, sont de mouture moins fine et à faible retrait.

Désignation de la classe	Sous-classe éventuelle	Résistance à la compression (MPa)		
		à 2 jours	à 28 jours	
		Limite inférieure nominale	Limite inférieure nominale	Limite supérieure nominale
35	-	-	25	45
45	R (Rapide)	15	35	55
55	R (Rapide)	22,5	45	65
H.P. (Hautes performances)	R (Rapide)	27	55	-

Fig 2.3.2. Classes de résistance des ciments

Classes	2 jours	7 jours	28 jours
35	-	10	25
45	-	17,5	35
45 R	12	-	35
55	10	-	45
55 R	17	-	45
H.P.	15	-	55
H.P.R	22	-	55

Fig 2.3.3. Valeurs minimales garanties des résistances à la compression (MPa) des ciments

### 3.3.2. Traitement par la chaux des sols fins

L'action chimique de la chaux se traduit par la transformation des argiles potassiques ou sodiques en argiles calcaïques ; en outre, un PH basique conduit à long terme à des effets de recristallisation et de prise.

La chaux, qui est le produit le plus efficace pour traiter les sols fins, n'est malheureusement pas disponible dans de nombreux pays ; dans ceux qui possèdent des calcaires, le développement d'une production artisanale est souvent envisageable et devrait être encouragé.

La chaux vive (Cao) est la plus active ; elle a les effets suivants :

- assèchement du sol grâce à l'évaporation de l'eau due à la chaleur d'hydratation de la chaux produisant une élévation notable de la température et au malaxage ;
- production de grumeaux stables non collants, par floculation ;
- augmentation de la limite de plasticité entraînant une réduction de l'indice de plasticité ;
- aplatissement de la Courbe Proctor avec diminution de la densité sèche maximale ;
- augmentation du CBR ;
- renforcement de la structure à long terme dû au phénomène de prise et de cristallisation par combinaison du calcium de la chaux avec les minéraux argileux.

En laboratoire, une réduction de 0,4% de teneur en eau est obtenue par 1% de chaux vive mais sur chantier, les différentes opérations de traitement impliquent une aération qui porte la réduction de teneur en eau à 1% par point de chaux.

Le CBR, à teneur en eau et à compacité identiques, peut être multiplié par un facteur de 1 à 3. Le dosage habituel en chaux vive est de 1 à 3 %.

La chaux éteinte ( $\text{CaOH}_2$ ) a une action moins rapide, mais est moins nocive pour le personnel et l'environnement.

Les matières organiques et une forte proportion de micas ont un effet inhibiteur sur la réactivité de la chaux.

On teste l'efficacité de la chaux sur les sols fins au moyen d'essais PROCTOR normal et CBR à poinçonnement immédiat et après immersion : on cherche habituellement, pour la couche de forme, à obtenir un CBR après immersion d'au moins 25.

Une méthode rapide pour déterminer le dosage en chaux consiste à chercher la quantité de liant nécessaire pour maintenir pendant une heure le Ph du mélange sol-chaux à 12,40.

Sous climat chaud, l'activité de la chaux est accrue : un sol fin argileux traité, conservé 6 jours à 40°C peut donner des résistances à la compression de 2 à 3 MPa.

Le tableau ci-après résume les effets immédiats de la chaux vive sur les sols fins :

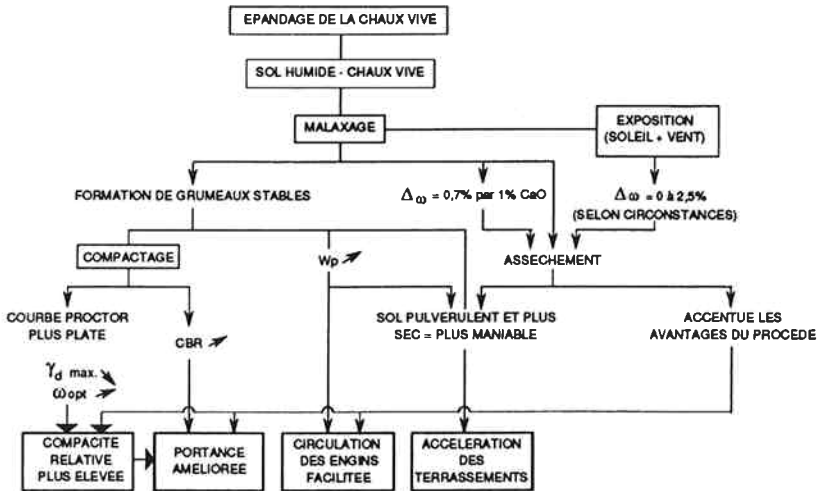


Fig 2.3.4. Effets immédiats de la chaux vive

### 3.3.3. Traitement au ciment

Pour renforcer fortement la structure d'un sol ou d'un matériau, il est préférable de les traiter au ciment. Un traitement à la chaux peut être nécessaire dans un premier temps pour abaisser la plasticité et rendre plus efficace l'action du ciment.

Le traitement au ciment met à profit l'effet de prise du liant lui-même et, dans une certaine mesure, sa combinaison avec les fines argileuses. Une quantité minimale de ciment est nécessaire pour produire une action de cimentation significative des grains du matériau qui acquiert ainsi une forte cohésion et, corrélativement, après une période de cure suffisante, des caractéristiques mécaniques élevées. Cette technique connaît un grand développement en permettant d'utiliser, notamment en couche de base, des matériaux naturels à performances intrinsèques un peu faibles.

Le succès du traitement au ciment dépend d'un certain nombre de règles à respecter pour sa réalisation. Il faut notamment veiller à obtenir un mélange homogène, surtout si le mélange est opéré in situ.

La fissuration précoce du matériau traité, due au retrait hydraulique difficilement évitable, peut être limitée en opérant à la teneur en eau la plus faible possible ce qui rend le compactage difficile alors qu'il est indispensable, pour la durabilité des matériaux traités, qu'ils soient très énergiquement compactés.

Les températures élevées, même en ajoutant des retardateurs de prise, conduisent à une prise rapide du ciment qui rend les reprises inefficaces.

#### **3.3.3.1. Sables limoneux et argileux**

On parle d'amélioration du matériau si on emploie des dosages de ciment de 3 à 4% et de stabilisation pour des dosages supérieurs qu'on limite généralement à 7%.

Dans tous les cas, la teneur en matières organiques doit être négligeable sous peine de défaut de prise du ciment.

Le tableau ci-après donne les performances recommandées à obtenir au laboratoire pour les sables améliorés ou stabilisés au ciment :

		Fondation		Base	
		T < 3000	T > 3000	100 < T < 1000	1000 < T < 6000
<b>SABLES AMELIORES</b>	CBR minimal 7 J conservation à l'air	80	120		emploi déconseillé
	CBR minimal 7 J conservation à l'air, puis 4 J de conservation en immersion	60	80	150	
	minimum de résistance en traction par fendage à 90 J (en MPa)	0,25		0,50	
		épaisseur adaptée au niveau de performance du sable selon trafic et qualité de plate-forme			
<b>SABLES STABILISES</b>	valeur minimale du rapport Ri/R Ri = résistance après 21 J de conservation à l'air puis 7 J de conservation en immersion. R = résistance après 28 J de conservation à l'air	0,40	0,40	0,50	0,50
	T = TMJA				

Fig. 2.3.5. Performances recommandées pour les sables améliorés ou les sables stabilisés employés en couche de fondation ou en couche de base (Biblio 221)

Il faut faire état des problèmes de retrait qui affectent les sables traités aux liants hydrauliques : retrait hydraulique lié aux mouvements de l'eau au sein du matériau et entraînant des variations de volume et retrait thermique lié aux variations dimensionnelles causées par les variations de température.

Le retrait hydraulique augmente avec la teneur en eau, la richesse en fines, la plasticité, le dosage en ciment, la nature sèche et chaude du support, le vent, la sécheresse de l'air ambiant, la diminution d'humidité de surface.

Quant au retrait thermique, qui est d'autant plus important que les écarts thermiques sont eux mêmes importants, il peut se manifester aussi à température élevée et constante.

Les retraits des sables ciment sont combattus en maintenant la teneur en eau du matériau constante, d'une part en arrosant le support avant le répandage, d'autre part en arrosant périodiquement la surface pendant le temps de prise ou en la revêtant d'une imprégnation à l'émulsion.

#### **3.3.3.2. Graveleux latéritiques traités au ciment**

Les graveleux latéritiques, comme les sables argileux, sont améliorés par 2 à 3% de ciment ou stabilisés avec des teneurs supérieures (3 à 6%).

Avec un ajout à faible dosage, on reste dans le domaine des chaussées souples, tandis que des teneurs supérieures aboutissent à une rigidification suffisante de la couche de base pour développer un effet de dalle significatif (chaussées semi-rigides).

Les graveleux latéritiques les plus argileux sont traités in situ après régalage à la niveleuse et élimination des fragments de cuirasse et des blocs. Le malaxage est effectué au pulvimixer ou à la charrue à disques. Sur chantier, on ajoute 1% au dosage déterminé au laboratoire.

Les graveleux les moins argileux et à teneur en eau adéquate, sont mélangés au ciment en centrale ; une correction granulaire peut être également entreprise à cette occasion. Une grille, placée à l'arrivée des chargeurs ou des camions, permet l'élimination de blocs et favorise l'émiettement du tout-venant.





**Photo 2.3.2.** Malaxage de sol argileux - liant hydraulique in situ, à la charrue à disques.



**Photo 2.3.3.** Mini centrale de traitement au ciment de graveleux latéritique



**Photo 2.3.4.** Grave naturelle traitée au ciment

On peut profiter de ces opérations de malaxage pour procéder à des corrections granulométriques du matériau.

(Voir en annexe 8 les tableaux de recommandations, d'études et de mise en œuvre des graveleux latéritiques traités).

### **3.3.3.3. *Graves-ciment***

Les graves-ciment conformes à la Directive française sont peu souvent réalisées en pays tropicaux. C'est une technique difficile à réussir sous climat chaud et sec, mais qui peut être recommandée sous climat humide. On se reportera à la Directive française qui précise les conditions d'étude et de réalisation de ce matériau préconisé essentiellement en couche de base des chaussées à trafic lourd et intense. Biblio 125.

### **3.3.4. Graves-Pouzzolane-Chaux**

Dans les régions volcaniques, on peut mettre à profit les propriétés pouzzolaniques, activées par la chaux, de certaines projections volcaniques pour élaborer des graves-pouzzolane-chaux qui donnent de bonnes couches de base. La prise du liant étant très progressive, le matériau peut être repris en cordon en cas de mauvaise mise en œuvre initiale. Le mélange est en

moyenne constitué de 70 à 80% de grave reconstituée 0/20 et de 20 à 30 % de liant comportant 80% de pouzzolanes broyées 0/3 et 20% de chaux.

### **3.3.5. Précautions générales de mise en œuvre des matériaux traités aux liants hydrauliques.**

La réussite des couches de chaussées en matériaux traités aux liants hydrauliques requiert de veiller plus particulièrement à l'exécution de certaines opérations :

- malaxage, surtout s'il est réalisé in situ ;
- transport des mélanges, dont il faut éviter l'assèchement en bâchant les camions ;
- compactage à effectuer avant le début de prise du ciment rendu difficile par les teneurs en eau faibles requises pour assurer de bonnes performances à long terme ;
- protection des couches traitées par des imprégnations et respect des délais de cure pour permettre une prise du ciment (en général, pas de circulation autorisée avant 7 jours).

## **3.4. TRAITEMENTS AUX LIANTS HYDROCARBONES**

### **3.4.1. Introduction**

Les liants hydrocarbonés sont des produits à base de bitume obtenu à partir de la distillation des bruts pétroliers. Selon que les granulats mélangés aux liants bitumineux sont préchauffés ou non avant le malaxage, les techniques de traitement sont dites à chaud ou à froid. Le sous-chapitre 3.4. passe en revue les principaux liants bitumineux employés en technique routière et les traitements et les mélanges réalisés avec eux.

### **3.4.2. Les liants bitumineux**

#### **3.4.2.1. Bitumes purs, bitumes fluidifiés (*cut backs*) et bitumes fluxés**

Les bitumes purs sont des corps hydrocarbonés complexes à structure colloïdale constitués de suspensions de micelles d'asphaltènes dans des résines et des huiles aromatiques, les maltènes.

Les bitumes fluidifiés (*cut backs*) sont obtenus en ajoutant un solvant pétrolier volatil tel le kérosène au bitume pur ; ils peuvent être élaborés sur chantier. La viscosité du mélange est évidemment fonction du dosage en solvant. Un *cut back* fluide 10/15 peut être obtenu par un mélange de 75% de bitume 80/100 et 25% de kérosène ; si la proportion est de 88% de bitume et 12% de kérosène, le *cut back* sera un 400/600 visqueux.

Les bitumes fluxés résultent du mélange d'un bitume pur et d'une huile de fluxage volatile. Ils sont rarement utilisés.

Les liants bitumineux sont classés d'après leur pénétrabilité à 25°C mesurée au moyen d'une aiguille normalisée pour les bitumes purs ou d'après leur pseudo viscosité mesurée au viscosimètre à 25°C et 40°C pour les bitumes fluidifiés ou fluxés, et exprimée en secondes.

La viscosité des liants bitumineux est la caractéristique principale prise en compte dans la formulation des mélanges. Plus un bitume est dur, plus les produits obtenus, toutes choses égales par ailleurs, sont à haut module mais en contrepartie, les bitumes durs vieillissent plus vite que les bitumes mous.

Les spécifications des tableaux 2.3.6. et 2.3.7. issus des normes AFNOR NFT 65.001 et NFT 65.002 de Septembre 1979 ont été modifiées pour ce qui concerne la pénétrabilité à 25°C et les valeurs Bille et Anneau suivant la note d'information n°60 du Ministère Français de l'Équipement d'Août 1990.

Caractéristiques	Classes			
	180-220	80-100	60-70	40-50
Pénétrabilité à 25°C 100 g 5s (1/10 mm)	180 à 220	70 à 100	50 à 70	35 à 50
Point de ramollissement bille et anneau (°C)	34 à 43	42 à 48	45 à 51	50 à 56
Densité relative à 25°C (au pycnomètre)	1,00 à 1,07	1,00 à 1,07	1,00 à 1,10	1,00 à 1,10
Perte de masse au chauffage (163°C pendant 5 h)(%)	<2	<2	<1	<1
Pourcentage de pénétrabilité restant après perte de masse au chauffage par rapport à la pénétrabilité initiale	>70	>70	>70	>70
Point d'éclair (vase ouvert) (°C)	>230	>230	>230	>250
Ductibilité à 25°C (cm)	>100	>100	>80	>60
Solubilité dans le tétrachloréthylène (C <sub>2</sub> Cl <sub>4</sub> ) (%)	>99,5	>99,5	>99,5	>99,5
Teneur en paraffine (%)	<4,5	<4,5	<4,5	<4,5

**Figure 2.3.6.**  
Spécifications des bitumes purs

Caractéristiques	Classes			
	0-1	10-15	400-600	800-1400
Pseudo viscosité mesurée au viscosimètre :				
- d'orifice 4 mm, à 25°C (s)	<30	-	-	-
- d'orifice 10 mm, à 25°C (s)	-	10 à 15	400 à 600	-
- d'orifice 10 mm, à 40°C (s)	-	-	-	80 à 200
Densité relative à 25°C (au pycnomètre)	0,90 à 1,02	0,90 à 1,02	0,92 à 1,04	0,92 à 1,04
Distillation fractionnée (résultats exprimés en pourcentage du volume initial) :				
Fraction distillant au-dessous de :				
- 190°C	<9	-	-	-
- 225°C	10 à 27	<11	<2	<2
- 315°C	30 à 45	16 à 28	5 à 12	3 à 11
- 360°C	<47	<32	<15	<13
Pénétrabilité à 25°C (100 g 5s) du résidu à 360°C de la distillation en 1/10mm	80 à 250	80 à 250	80 à 200	80 à 200

Fig. 2.3.7. Spécifications des bitumes fluidifiés

Les catégories correspondantes des produits américains sont indiquées ci-dessous :

### Asphalt cement

Qualités 40/50 - 60/70 - 85/100 - 120/150 - 200/300 (document ASTM D 946) (cette catégorie correspond à la catégorie française bitumes purs)

### **Cutbacks asphalt (slow-curing type) - séchage lent**

Qualités SC 70 - SC 250 - SC 800 - SC 3000 (doc. ASTM D 2026) (cette catégorie n'existe pas en FRANCE)

### **Cutbacks asphalt (medium-curing type) - séchage moyen**

Qualités MC 30 - MC 70 - MC 250 - MC 800 - MC 3000 (doc. ASTM D 2027) (Cette catégorie correspond en FRANCE aux fluidifiés courants)

### **Cutbacks asphalt (rapid-curing type)- séchage rapide**

Qualités RC 70 - RC 250 - RC 800 - RC 3000 (doc. ASTM D 2028) (Cette catégorie correspond en FRANCE aux bitumes fluidifiés à séchage rapide).

Les spécifications françaises, issues des spécifications américaines, sont basées sur la pénétrabilité à 25°C qui rend mal compte du vieillissement des bitumes ; ce phénomène, qui est fonction dans une large mesure de la composition générale des bitumes, est accéléré par des températures trop élevées de malaxage ou de mise en œuvre et des teneurs en liant trop faibles ; il se manifeste en laboratoire par l'accroissement de la température Bille Anneau. Il peut être plus spécialement étudié au moyen de l'essai américain RTFOT

#### **3.4.2.2. Les émulsions**

L'emploi des émulsions en pays tropicaux tend à se développer; en climat humide, elles offrent un avantage certain pour l'enrobage et le collage des matériaux. Les émulsions peuvent être produites par des unités de fabrication locales.

Une émulsion de bitume peut être définie comme "une dispersion de bitume pur ou très légèrement fluidifié dans l'eau. Sa formation nécessite l'emploi d'une énergie mécanique de cisaillement du liant simultanément à la présence d'un agent tensio actif émulsifiant".

Les émulsions sont caractérisées par 3 critères :

- 1/ leur nature ionique : anionique à pH basique ou cationique à pH acide,
- 2/ leur stabilité vis à vis des granulats : rupture rapide, semi-rapide, lente ou très lente (émulsion surstabilisée). La rupture de l'émulsion correspond à l'élimination de l'eau et à l'adhésion des globules de bitume avec les granulats,
- 3/ leur teneur en poids de bitume (60 - 65 - 70%).

La vitesse de rupture augmente avec l'accroissement du pH des émulsions cationiques et diminue avec l'augmentation de la viscosité du bitume.

Les tableaux 2.3.7. et 2.3.8. précisent leurs spécifications (NF T 65.011).

Caractéristiques	Méthode normalisée de référence	Rapide					Lente					Surstabilisée	
		Classes					Classes					Classes	
		EAR 50	EAR 55	EAR 60	EAR 65	EAR 65	EAL 55	EAL 60	EAL 65	EAL 65	EAS 55	EAS 60	
Teneur en eau (%)	NF T 66-023	49 à 51	44 à 46	39 à 41	34 à 36	34 à 36	44 à 46	39 à 41	34 à 36	44 à 46	39 à 41	39 à 41	
Pseudo viscosité Engler à 25°C		< 6	< 15	> 2	< 6	< 6	> 6	> 2	> 6	< 15	> 2	> 2	
Pseudo viscosité STV à 25°C (diamètre de l'orifice d'écoulement 4 mm)	NF T 66-020	-	-	< 18	-	-	-	< 18	-	-	< 18	< 18	
Homogénéité :													
· particules supérieures à 0,63 mm	NFT 66-015	< 0,1	< 0,1-	< 0,1	< 0,1-	< 0,1-	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	
· particules comprises entre 0,63 et 0,16 mm		< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	
Indice de rupture	NFT 66-019	> 0,5	> 0,5	> 0,5	> 0,5	> 0,5	0	0	0	-	-	-	
Stabilité au ciment	NFT 66-024	-	-	-	-	-	> 2	> 2	> 2	≤ 2	≤ 2	≤ 2	
Charge des particules	NFT 66-021	négative	négative	négative	négative	négative	négative	négative	négative	négative	négative	négative	

Fig 2.3.8. Emulsions anioniques



Caractéristiques	Méthodes normalisées de référence	Rapide			Semi-rapide			Lente			Surtabilisée	
		Classes			Classes			Classes			Classes	
		ECR 60	ECR 65	ECR 69	ECM60	ECM 65	ECM 69	ECL 60	ECL 65	ECL 69	ECS 55	ECS 60
Teneur en eau (%)	NF T 66-023	39 à 41	34 à 38	30 à 32	39 à 41	34 à 36	30 à 32	44 à 48	39 à 41	34 à 41	44 à 46	39 à 41
Pseudo viscosité Engièr à 25° C		2 à 15	> 6	-	> 2	> 6	-	< 15	2 à 15	> 6	< 15	> 2
Pseudo viscosité STV à 25° C (diamètre de l'orifice d'écoulement 4 mm)	NF T 66-020	-	-	>18	-	-	> 9	-	-	-	-	< 18
Homogénéité :												
- particules supérieures à 0,63	NF T 66-018	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1
- particules comprises entre 3,83 mm et 0,16 mm		< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25	< 0,25
Stabilité au stockage par décantation (1)	NF T 66-022	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5
Adhésivité (2) :												
- émulsion à stockage limité (1)	NF T 66-018	> 90	> 90	> 90	> 90	> 90	> 90	-	-	-	-	-
1ère partie de l'essai		> 75	> 75	> 75	> 75	> 75	> 75	> 75	> 75	> 75	> 75	> 75
2ème partie de l'essai												
- émulsion stockage (1)		< 100	< 100	< 100	80 à 140	80 à 140	80 à 140	> 120	> 120	> 120	> 120	> 120
Indice de rupture												
Stabilité au ciment	NF T 66-024	-	-	-	-	-	-	-	-	-	< 2	< 2
Charge des particules	NF T 66-021	positive	positive	positive	positive	positive	positive	positive	positive	positive	positive	positive

(1) Il est admis qu'une émulsion stockée pendant un temps T à une température supérieure à 5° C brassée peut présenter une couche superficielle de solution aqueuse ; après brassage, cette couche doit disparaître et l'émulsion ne doit pas présenter d'amorce de rupture.

On distingue :

- une émulsion à stockage limité, par le fait que le temps T précédemment défini est au maximum de 15 jours ;
- une émulsion stockable, par le fait que le temps T précédemment défini est compris entre 15 jours et 3 mois.

(2) Les caractéristiques d'adhésivité d'une émulsion doivent être spécifiées vis-à-vis d'une nature définie de granulats.

Fig. 2.3.9. Emulsions cationiques

Les plus utilisées actuellement, car elles rompent dans les meilleures conditions avec les granulats acides ou basiques, sont les émulsions cationiques à 65 ou 70% de bitume produites à partir de bitumes purs ou de bitumes fluidifiés.

Les émulsions anioniques rendent cependant encore des services en climat chaud et sec.

Les émulsions de bitume polymère sont employées pour la réalisation de certains enrobés coulés à froid (ECF) et pour les enduits superficiels à haute performance (ESHP).

Les températures d'émulsification des bitumes varient de 140°C pour le 180/220 à 160°C pour le 40/50. Les bitumes les plus courants utilisés sont des 180/220 et des 80/100. Certaines émulsions peuvent rester stockées pendant plusieurs mois.

Les principales applications routières des liants bitumineux usuels sont résumées dans le tableau 2.3.10.

### 3.4.2.3. *Liants spéciaux*

Aux liants classiques (bitumes purs - bitumes fluidifiés et fluxés - émulsions) toujours utilisés très habituellement sont venus s'ajouter des produits nouveaux conférant aux mélanges liant-granulats des performances accrues.

Les liants nouveaux sont variés, les pétroliers et les entreprises ayant leurs propres recettes qu'ils améliorent en permanence. Il s'agit de bitumes modifiés par adjonction de polymères thermoplastiques, de soufre, de latex, d'armatures plastiques, de fibres...

Les polymères ajoutés à raison de quelques pour cent par rapport au bitume agissent en augmentant l'intervalle de plasticité et la cohésion du liant et en diminuant sa susceptibilité thermique.

Le soufre est un filler liquide entre 120 et 176°C qui améliore la maniabilité et la tenue à l'orniérage de l'enrobé, mais ne joue aucun rôle dans sa résistance à la fatigue. Son dosage optimal par rapport au mélange bitume-soufre est d'environ 30%.

Parmi d'autres sous-produits, le polyéthylène, les résidus de PVC, la poudre de caoutchouc de récupération améliorent les propriétés mécaniques des enrobés tout en contribuant à résoudre le problème des déchets industriels.

Les liants modifiés ont des coûts de fabrication élevés qui les font réserver à des emplois particuliers.

	Couches de surface						Couches de base	Couches de fondation	Utilisations diverses										
	Bétons bitumineux	Enrobés discontinus, sables enrobés (support non déformable)	Enrobés denses	Sables enrobés, couches minces (support déformable)	Asphaltes	Enduits superficiels				Enrobés à froid	Graves-bitume	Graves-émulsion	Graves-bitume	Sables-bitume	Graves-émulsion	Stabilisation-irrigation	Couche d'accrochage	Fluidification du liant	Pénétration
						Bitume pur	Bitumes fluidifiés	Bitumes fluxés	Emulsions										
<b>BITUMES PURS</b>																			
180 / 220	⊗			⊗															
80 / 100	⊗			⊗															
60 / 70	⊗		⊗	⊗															
40 / 50	⊗		⊗	⊗															
20 / 30	⊗				⊗														
<b>BITUMES FLUIDIFIÉS</b>																			
800 / 1 400																			
400 / 600																			
150 / 250																			
10 / 15																			
0 / 1																			
<b>BITUMES POUR EMULSION (1)</b>																			
180 / 220																			
80 / 100																			

(1) Sous forme d'émulsion dont la concentration est comprise entre 60% et 70%.

- ⊗ Qualités les plus fréquentes utilisées
- Utilisations moins courantes

**Fig. 2.3.10.** Liants bitumineux utilisés dans les principales applications routières

### 3.4.3. Techniques à chaud

En matière d'études et de fabrication des matériaux enrobés à chaud au bitume pur, les méthodes et les procédés ont bénéficié ces dernières années d'une certaine évolution.

En ce qui concerne la formulation, si on a toujours recours aux méthodes traditionnelles des essais HUBBARD-FIELD, MARSHALL et DURIEZ normal ou "dilaté", on fait maintenant appel aux essais de compactage à la presse à cisaillement giratoire (PCG) mise au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, au moyen de laquelle on étudie le comportement au compactage des enrobés hydrocarbonés, ce qui permet de modifier leur formulation et de remédier ainsi aux difficultés prévisibles sur chantier et révélées par l'essai.

Les laboratoires et les entreprises peuvent élaborer un grand choix de formules d'enrobés capables de répondre à tout besoin spécifique

Pour ce qui est de la fabrication des produits bitumineux, on a vu apparaître sur le marché des centrales d'enrobage avec des équipements très performants, permettant d'obtenir des produits de qualité maîtrisée et contrôlée.

#### 3.4.3.1. *Sables-bitume*

Cette technique est encore peu employée dans les PED à cause de son coût élevé.

Les sables bitume sont des matériaux pour corps de chaussée, enrobés en centrale et réalisés à partir de sables et d'un bitume qui assure la cohésion du produit.

Les classes de trafic pour lesquelles les sables-bitume à chaud peuvent être utilisés dépendent des niveaux des performances atteintes par ces matériaux ; lorsque ces performances sont faibles et les trafics importants, on les réserve aux couches de fondation ; c'est notamment le cas pour les sables les plus fins. Les sables les plus grossiers fournissent les résistances les plus élevées qui les rendent aptes à constituer des couches de base.

Les épaisseurs les plus courantes varient de 15 à 20 cm.

Les sables utilisés peuvent être des sables naturels ou des sables concassés contenant de 10 à 30% de fines.



**Photo 2.3.5.** Couche de base en sable-bitume

Les sables dunaires monogranulaires, à grains arrondis et à fort pourcentage de vides, ne peuvent être traités au seul bitume. Il est nécessaire de les améliorer en corrigeant leur granulométrie au moyen d'un apport de sable frottant bien gradué.

Le liant utilisé est un bitume dur 20/30 ou 40/50 dont le dosage est compris entre 3,5 et 4,5 %.

Les études de mélanges sont faites au moyen des essais HUBBARD FIELD ou LCPC-DURIEZ. On demande des résistances à la compression LCPC-DURIEZ de 2 à 6 MPa (une résistance de 2 MPa à l'essai LCPC-DURIEZ à 18°C correspond à une stabilité HUBBARD FIELD à 60°C de 350 daN).

#### **3.4.3.2. Sable enrobé (Sand asphalt)**

Ce sont des mélanges à chaud réalisés en centrale de sables propres concassés ou naturels 0/2 ou 0/4 mm et de bitume 80/100 ou 60/70 ( 6,5 à 7 % de liant) que l'on réserve aux couches de surface des chaussées à trafic modéré ou faible.

Les risques d'instabilité et de fluage sous températures élevées font limiter leur épaisseur à 5 cm.

Ils peuvent poser des problèmes de glissance auxquels on remédie par un cloutage, et leur étanchéité qui n'est pas très bonne (10 à 15 % de vide) les font déconseiller lorsque la couche de base est en concassé et lorsque la chaussée risque d'être immergée. Ils sont, par contre, assez bien adaptés à des supports en matériaux fins (sables-ciment ou graveleux-ciment).

Tous les sables peuvent convenir à condition qu'ils ne soient ni plastiques ni homométriques et qu'ils comportent suffisamment de fines (8 à 18 %) ; ceux qui assurent la meilleure stabilité sont les sables concassés à pourcentage de fines compris entre 10 et 14 %.

Les mélanges sont étudiés au Laboratoire au moyen des essais HUBBARD-FIELD, MARSHALL ou DURIEZ.

Un exemple des caractéristiques des composants et des performances requises pour ces matériaux est donné à l'annexe 9, paragraphe 4 du présent tome.

A la limite des sables enrobés et des bétons bitumineux, les micros enrobés ou les micro-bétons à performances améliorées sont constitués de sables concassés 0/4 ou 0/6 réalisés à chaud en centrale et employés en couche de roulement sur 4 à 6 cm, généralement sur les chaussées à trafic modéré.

#### 3.4.3.3. *Graves-bitume*

Les graves-bitume sont des matériaux pour couches de chaussée constitués d'un squelette granulaire à granulométrie généralement continue (grave) et à frottement interne élevé et de bitume dont le dosage leur assure une bonne cohésion. Elles sont largement employées pour la réalisation des couches de base de chaussées neuves et des renforcements. Leur utilisation se généralise de plus en plus pour les routes devant supporter les trafics moyens ou lourds. Leur prix de revient élevé les fait éviter dans le cas des trafics faibles.

L'épaisseur minimale de leur mise en œuvre est de 8 cm.

Lorsque l'épaisseur nécessaire est supérieure à 20 cm, on procède à un répandage en plusieurs couches.

Les graves proviennent du concassage de roches massives ou du semi concassage de graves alluvionnaires, un minimum de 40% d'indice de concassage est alors requis.

Les fuseaux suivants de graves bitume 0/31,5, 0/20 et 0/14 sont donnés à titre d'exemple :

TAMISAT EN MM	0 / 31,5	0 / 20	0 / 14
40	100		
20	75 - 100	92 - 100	
14			92 - 100
10	55 - 82	60 - 80	70 - 86
6	47 - 70	44 - 64	48 - 68
2	30 - 50	25 - 43	26 - 42
0,08	6 - 10	6 - 9	6 - 9

Fig. 2.3.11. Fuseaux pour grave-bitume

La dureté des granulats doit être bonne : Coefficient Los Angeles inférieur à 35 ou 40 et MICRO DEVAL humide inférieur à 20 ou 25 selon les trafics. Les sables doivent être propres : Equivalent de sable à 10 % de fines  $\geq 60$  et valeur au bleu de méthylène VB < 1.

Le liant est un bitume pur 60/70 ou 40/50. Les dosages en bitume varient de 3,7 à 5 % correspondant à des modules de richesse de 2,5 à 3.

Des formules de graves-bitume à haut module constituées de graves maigres et de bitumes très durs peuvent être proposées.

Les études de laboratoire consistent à définir des compositions permettant d'obtenir des performances satisfaisantes au moyen des essais MARSHALL, LCPC-DURIEZ, à la presse à cisaillement giratoire (PCG) et à l'ornièreur.

Les performances à obtenir sont indiquées dans les directives et les recommandations proposées par le LCPC français ou les laboratoires d'autres pays (Côte d'Ivoire et Cameroun, par exemple). (Biblio 27, 74, 204).

#### 3.4.3.4. Enrobés denses

On désigne ainsi des enrobés à chaud "économiques" destinés essentiellement aux couches de roulement des chaussées à trafic modéré, aux couches de liaison et, exceptionnellement, aux couches de base. Ce sont des produits moins élaborés que les bétons bitumineux et réalisés avec des matériaux naturels, graves naturelles ou mélangées à des sables naturels, ou avec des tout-venant de concassage. Actuellement, la tendance est à l'utilisation du

béton bitumineux de préférence à ces matériaux de moindre qualité. Cette solution, cependant, est intéressante dans les régions où abondent les graves naturelles et les dépôts de type reg.

Il convient de bien vérifier la conformité des matériaux extraits des gisements avec ceux étudiés en laboratoire (homogénéité, propreté, etc...).

Les tableaux de l'annexe 9 du Tome 2 présentent les spécifications de plusieurs formules d'enrobés denses proposées par le LBTP de Côte d'Ivoire où une grande expérience a été acquise en matière d'utilisation de ces matériaux.

#### 3.4.3.5. *Enrobés poreux*

En pays très sec et en présence d'une nappe phréatique (dans les zones d'oasis, par exemple), il faut laisser "respirer" les couches d'assise pour éviter que les phénomènes nocturnes de paroi froide ne les saturent en eau. Un revêtement bitumineux poreux ayant les caractéristiques suivantes est alors à recommander :

- pourcentages de vides : 10 à 12 %
- teneur en fines : 3 à 4 %
- module de richesse du bitume : 3,6 à 3,9

#### 3.4.3.6. *Bétons bitumineux*

Ce sont des enrobés bitumineux à très bonnes performances pour couches de roulement des chaussées neuves ou renforcées. Leur emploi est préconisé à partir d'un trafic moyen car leur coût, plus élevé que le sable enrobé ou les enrobés denses, les rend peu justifiés économiquement pour les trafics plus faibles.

Ils offrent un très bon confort de roulement à l'utilisateur et leur faible pourcentage de vides (6 à 9 %) assure une bonne étanchéité à la chaussée.

Ils sont fabriqués à chaud en centrale à partir de granulats entièrement concassés et de bitume pur. Un certain pourcentage de sable roulé (jusqu'à 10 %) ou de sable naturel anguleux (jusqu'à 30 %) peut être admis dans la formule.

Tant la formulation que la fabrication et la mise en œuvre doivent faire l'objet de soins particuliers.



Le squelette minéral est à granularité continue 0/6, 0/10 ou 0/14 recomposée à partir de fractions 0/2, 0/4 ou 0/6, 2/4 ou 2/6, 6/10, 10/14 ; des fines inertes sont parfois ajoutées : sable broyé, fillers divers.

La composition granulométrique varie selon que le béton bitumineux est utilisé en couche de roulement ou en couche de liaison.

Des formules variées sont proposées par les organismes spécialisés et les entreprises.

Les formules grenues permettent d'obtenir une bonne macrotexture (hauteur au sable HS > 0,7 cm), mais les formules semi grenues sont considérées comme moins sensibles à la ségrégation.

Les granulats doivent être propres (ES > 35 ou 45) selon la teneur en fines (15 ou 12%) et durs (Los Angeles < 35 ou même <30 pour trafics lourds) En matière de liant, la tendance est d'utiliser préférentiellement en couche de roulement des bitumes 60/70 offrant un bon compromis entre le 40/50 et le 80/100 . On adapte la formule aux conditions climatiques et au trafic.

Les teneurs en liant varient de 5,5 à 6,5 % (modules de richesse 3,4 à 3,9). Il faut être vigilant sur la qualité des produits livrés.

Des dopes d'adhésivité peuvent devoir être ajoutés au liant, notamment si la résistance à la compression après immersion chute dans de trop fortes proportions ou si la chaussée doit être construite en zone inondable.

Les formulations des bétons bitumineux sont déterminées au moyen d'essais de Laboratoire permettant d'évaluer le comportement des matériaux au compactage (Presse à cisaillement giratoire, PCG), d'apprécier leurs caractéristiques mécaniques (essais de fatigue, essais MARSHALL, essais LCPC-DURIEZ) et d'estimer leurs risques de déformations permanentes (essais à l'orniéreur).

La fabrication des bétons bitumineux se fait en centrale ; les centrales les plus récentes sont dotées de perfectionnements permettant d'obtenir des produits contrôlés automatiquement tout au long de la chaîne de fabrication.

Les bétons bitumineux sont mis en œuvre sur des épaisseurs unitaires de 3 à 8 cm ; leur support doit être d'autant moins déformable que leur épaisseur est faible.

### 3.4.3.7. *Autres types d'enrobés pour couche de roulement*

On a mis au point récemment des types d'enrobés répondant à des besoins particuliers.

#### *Enrobés très minces*

Ils sont destinés à l'entretien des chaussées neuves ou renforcées quand l'enduit superficiel n'est pas recommandé et que de fortes épaisseurs de béton bitumineux ne s'imposent pas.

Ils ne doivent pas être mis en place sur des supports présentant des ornières de plus de 1 cm et des déflexions trop importantes (<35 à 75/100 selon les trafics).

L'épaisseur normale d'utilisation est de 1 à 3 cm.

#### *Enrobés 0/6 cloutés*

Le cloutage d'enrobés à surface trop lisse s'effectue en enchassant des "clous", c'est-à-dire des granulats de granulométrie 10/14 ou 14/16 au moyen d'un cylindre lisse à la température de 135°C (60/70) ou 140°C (40/50). Le dosage est de l'ordre de 4 litres de granulats de cloutage par m<sup>2</sup>. Une solution économique consiste à recourir à une matrice de matériaux polissables cloutée de granulats durs peu polissables.

#### *Enrobés drainants*

Les recherches pour l'amélioration de la sécurité routière par temps de pluie et pour atténuer les bruits de roulement ont conduit à la conception d'enrobés drainants très ouverts à pourcentage de vides élevé (de préférence > 20 %) qui suppriment les risques d'aquaplanage et de projection d'eau.

L'adoption d'enrobés drainants en couche de surface entraîne la nécessité d'imperméabiliser le support et d'assurer un très bon drainage latéral par des accotements adaptés. Il faut sur support poreux mettre en place une membrane d'étanchéité sur la couche de base avant de la recouvrir par l'enrobé et sur support normal répandre une couche d'accrochage fortement dosée au bitume. Il existe de nombreuses formules d'enrobés drainants proposés par les entreprises : enrobés 0/10 ou 0/14 à granulométries continues ou discontinues contenant 4,5 à 7 % de bitume pur ou de bitume ou de mastic (liant + fines) modifiés ; le mélange contient 15 à 20 % de sable 0/2 et 4 à 5 % de fines. On cherche à obtenir une compacité de 75 à 80 % qui garantit une stabilité suffisante et une porosité qui, bien que diminuant un peu dans le temps, permet à l'enrobé de rester drainant.

Ce matériau peut être intéressant à utiliser sur des sections de routes urbaines très circulées dans les régions tropicales basses à forte pluviométrie, mais les problèmes de drainage posés risquent d'être difficiles à résoudre et, s'ils ne sont pas correctement réalisés, d'entraîner l'affaiblissement des sols fins de plate-forme. Un autre inconvénient peut résider dans le colmatage des vides par des mousses.

### 3.4.4. Techniques à froid

Les techniques à froid sont relatives aux mélanges dont les granulats ne sont pas chauffés avant le malaxage. Elles sont à base de cut-backs et d'émulsion.

#### 3.4.4.1. Sols-bitume

Les sols sablo-limoneux à plus de 15 % de fines et à indice de plasticité mesurable peuvent être traités en place à l'émulsion ou au bitume fluidifié qui colmatent les vides du matériau, améliorant ainsi sa tenue à l'eau. Seules les couches de base des routes à trafic faible ou modéré peuvent être traitées ainsi (moins de 3000 v/j). L'efficacité du traitement (2,5 à 5 % de liant) est étudiée par l'essai CBR avant et après mélange et avant et après immersion. Il faut que la portance après immersion soit nettement augmentée par l'ajout du liant.

On peut traiter des sables ayant 5 à 30 % de fines dont le coefficient d'uniformité doit être supérieur à 5. L'indice de plasticité doit être compris entre 5 et 15 (5 et 20, si on améliore la couche de fondation).

Les liants sont des émulsions surstabilisées permettant à la rupture de se faire après le compactage.

Dans le cas de bitumes fluidifiés, on privilégie les 10/15 ou les 50/100 qui offrent un bon compromis entre des liants trop mous (0/1), dont la phase volatile s'élimine difficilement à travers un matériau riche en fines, et des liants trop visqueux nécessitant des températures élevées et des moyens de malaxage importants (mélangeurs rotatifs pour ces derniers, mélangeurs à dents, à disques ou lame de niveleuse pour les premiers). Cette technique délicate nécessite une étude de laboratoire poussée.

En émulsion, on utilise du bitume 80/100, pour des teneurs en fines inférieures à 15 et des IP inférieurs à 10, et des 180/220 pour des teneurs en fines et des IP supérieurs aux valeurs précédentes.

### 3.4.4.2. Sables enrobés à froid

Un sable enrobé à froid est constitué à partir d'un sable peu ou pas plastique et ayant entre 5 et 15 % de fines, et d'émulsion de bitume ou de bitume fluidifié.

L'étude des performances du mélange est faite au moyen de l'essai HUBBARD-FIELD. On teste des teneurs en émulsion (à 65 % de bitume) de 4, 6 ou 8% et des teneurs en bitume fluidifié de 3,4,5 et 6 %.

On compacte les éprouvettes à l'émulsion à une teneur en eau inférieure de 1% à la teneur en eau d'exsudation ; celles au bitume fluidifié sont essayées à plusieurs teneurs en eau.

On détermine par l'essai HUBBARD-FIELD :

- la stabilité HF à sec en daN ;
- la stabilité HF après immersion en daN ;
- le gonflement en % ;
- l'imbibition en %.

		BASE		FONDATION	
		TMJA <1000 V / J	TMJA <3000 V / J	TMJA <3000 V / J	TMJA <12000 V / J
Valeur mini. de stabilité -	Avant écrasement 1h à 60° C	500 daN	700 daN	300 daN	400 daN
Conservation de 7 jours à température ambiante en atmosphère ventilée.	7 jours immersion ou imbibition à la base et 1h à 60° C	200 daN	350 daN	150 daN	200 daN
	Max. gonflement	2%	2%	4%	3%
	Max. absorbition	4%	4%	7%	5%

*Trafic = nombre de véhicules sur la voie la plus chargée (pour des chaussées à voies unidirectionnelles) et ensemble du trafic pour les routes de largeur inférieure à 7 mètres.*

**Fig. 2.3.12.** Spécifications Hubbard-Field pour sables-bitume à froid

L'emploi des dopes comme pour les sables-bitume est souvent nécessaire pour atteindre ces performances.

#### 3.4.4.3. *Graves-émulsion*

La grave-émulsion est un matériau bien adapté au reprofilage qui peut aussi s'employer sur des épaisseurs de 10 à 15 cm en couche de base des chaussées à trafic faible ou modéré.

Le développement des centrales à émulsion devrait permettre celui de l'utilisation de ce matériau.

La grave-émulsion "est obtenue par dispersion au sein d'une grave d'une émulsion de bitume pur à rupture lente contrôlée puis par malaxage à froid du mélange". C'est cependant une technique délicate pour laquelle il faut bien choisir le type d'émulsion, afin de maîtriser la rupture de l'émulsion.

Le produit obtenu reste très maniable jusqu'à la fin du compactage, et offre l'avantage de pouvoir être repris en cordon. Ses capacités d'adaptation dues à sa structure permettent de l'utiliser sur des supports déformables et il a un bon pouvoir d'arrêt de remontée des fissures d'un support en matériaux traités aux liants hydrauliques ou d'une ancienne chaussée. Il peut être mis facilement en place sous circulation.

La grave a une granulométrie continue 0/14 ou 0/20 parfois 0/31,5 recomposée à partir, par exemple, de fractions 0/6 - 6/20 ou 0/4, 4/10, 10/20 (voir par exemple la figure 2.3.13.).

Il peut être nécessaire d'ajouter un sable correcteur éventuellement roulé. Les granulats doivent être à forte angularité donnant un bon frottement interne au matériau. En cas de graves alluvionnaires concassées, les indices de concassage doivent être compris entre 25 et 60 %.

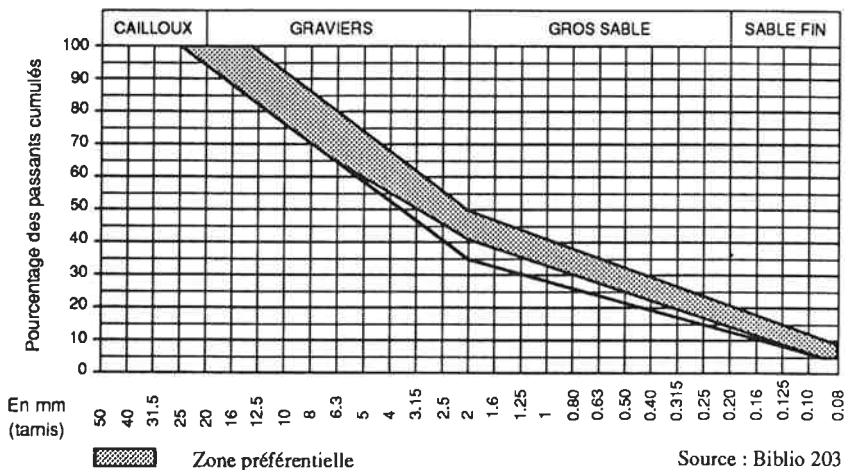


Fig.2.3.13. Fuseau de spécifications de la grave-émulsion 0/14

Les coefficients Los Angeles et Micro-Deval, caractérisant la résistance à l'attrition et à l'usure des agrégats, doivent rester inférieurs respectivement à 30 et 25.

La propreté des sables 0/2 est testée par l'Equivalent de sable qui doit être supérieur à 35 ou à 45 selon la proportion de fines (>15 ou 12 % respectivement).

Le liant est généralement une émulsion cationique à rupture contrôlée (environ 6 %) constituée à partir de bitume 80/100 ou très souvent 180/220.

L'étude de Laboratoire se conduit au moyen des essais MARSHALL et DURIEZ.

Les performances obtenues par l'essai DURIEZ devront être les suivantes :

- compacité LCPC >85 %
- résistance à la compression
  - bitume 180/220 RC >2 MPa
  - bitume 80/100 RC >3 MPa
- immersion/compression > 0,55

#### 3.4.4.4. Coulis bitumineux (CB)(Slurry seals) et enrobés coulés à froid (ECF)

L'usage de ces produits est plutôt réservé aux travaux d'entretien (imperméabilisation de revêtements poreux, colmatage de fissures). Ils peuvent être employés sur chaussées neuves peu circulées dans les régions riches en sable et dans les zones montagneuses où l'érosion est active à la place des routes en terre.

Les coulis bitumineux (CB) stricto sensu (dimension maximale des gravillons 6 mm) et les enrobés coulés à froid (ECF) (dimension maximale des gravillons entre 6 et 10 mm) sont des mélanges d'émulsion de bitume, de sable, de filler et d'eau malaxés et coulés à froid. Ils sont devenus d'une fabrication aisée depuis qu'existent sur le marché des machines spéciales puissantes permettant un mélange satisfaisant des constituants.

Le liant est généralement une émulsion cationique à rupture lente, à 60 ou 65% de bitume 80/100. Les émulsions anioniques peuvent également convenir pour les enrobés coulés à froid dans les zones à climat chaud et sec.

Les entreprises proposent diverses formules qu'elles ont mises au point. On peut citer des formules évoluées à base de bitume polymère et de réseaux de fibres acryliques conduisant à des produits denses et étanches et exempts de ségrégation.

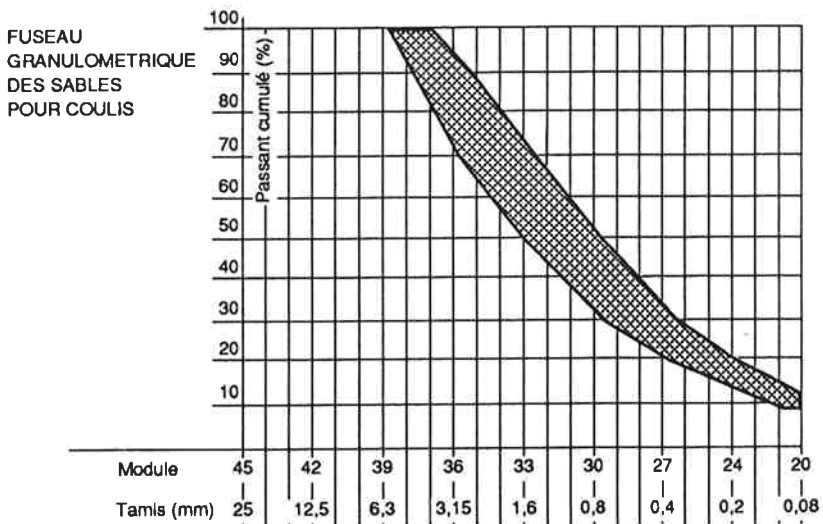


Fig. 2.3.14. Fuseau pour coulis bitumineux

Le fuseau ci-dessus est recommandé pour les coulis bitumineux (CB), les fuseaux ci-dessous convenant pour les enrobés coulés à froid (ECF).

Tamis	% passant	
	0 / 10	0 / 8
10 mm	100	
8	95	100
6,3	80	85
0,08	8-12	8-12

Fig. 2.3.15. Fuseau pour enrobés coulés à froid

La reconstitution granulométrique du produit est très généralement nécessaire pour permettre à la courbe granulométrique d'entrer dans les fuseaux de spécifications. Un apport de fines peut être ajouté à un matériau trop crû et quelques pour cent de sable roulé peuvent corriger un sable concassé trop riche en fines.

Les sables doivent être issus de roches dures ( $LA < 20$  pour un 4/6), propres ( $ES > 50$ ) et avoir un pourcentage de fines suffisant (5 à 15 %). Les granulats acides, siliceux ou mixtes adhèrent bien aux émulsions et sont les plus durables et les plus rugueux.

L'accrochage des coulis bitumineux se fait bien sur tous les supports, de même que celui des E.C.F. sur support bitumineux. Les E.C.F. peuvent nécessiter la mise en place d'une couche d'accrochage dans le cas de supports non bitumineux.

Les composants sont traités par un véhicule spécial comprenant des trémies pour le sable, une citerne de 2 à 3000 l. pour l'émulsion, une citerne d'eau pour le mouillage du sable, une réserve pour l'additif retardateur cationique, des pompes asservies, un tapis de distribution, un malaxeur à l'arrière et des rampes de pulvérisation de liquide, un répandeur du mélange sur une largeur de 0,5 à 3,5 m avec possibilité d'un profil en toit, et une bavette lissante. On compacte légèrement les ECF pour éviter le rejet des gros granulats.

Ces revêtements représentent 8 à 20 kg de matériaux par  $m^2$ . Les coulis conviennent pour les trafics faibles et les ECF pour les trafics forts, auquel cas il est souhaitable d'incorporer un polymère au liant.



### **3.4.5. Enduits superficiels**

#### **3.4.5.1. Généralités**

On peut estimer que 95 % des chaussées à faible trafic ont leur couche de roulement constituée d'enduits superficiels. Cette technique a longtemps été limitée à ces types de routes, considérant qu'au delà d'environ  $5.10^5$  passages de l'essieu équivalent de 13T il était préférable de faire appel au béton bitumineux. Il est acquis actuellement que l'emploi de liants spéciaux (bitumes polymères) et de granulats durs permet de la mettre en œuvre pour tous les trafics.

Par ailleurs, les enduits superficiels sont utilisés en travaux d'entretien.

Le coût d'un enduit traditionnel étant nettement moindre que celui d'un béton bitumineux de 3 à 4 cm d'épaisseur c'est la solution qui s'impose la plupart du temps et qui doit être développée dans les pays où elle est peu utilisée pour la réalisation, au moins en tant que première couche de surface, des chaussées économiques neuves devant supporter des trafics faibles ou modérés.

Un enduit superficiel comporte une, deux ou trois couches de gravillons et de liants alternés (monocouche-bicouche ou tricouche). Dans le cas d'une bicouche classique, on répand une première couche de liant, une couche de gros gravillons ensuite, puis une seconde couche de liant qu'on recouvre par une couche de petits gravillons. D'autres structures sont possibles : monocouche double gravillonnage (1 couche de liant et 2 couches de gravillons) ou monocouche inversée gravillonnée (couche de liant répandue entre une couche de granulats grossiers et une couche de gravillons fins).

Les enduits superficiels sont réputés être plus rugueux que les enrobés à formule continue mais ils ont une durée de vie plus courte qu'eux. Ils résistent mal dans les pentes raides, les virages serrés et dans les zones ombragées.

#### **3.4.5.2 Granulats**

La réussite d'un enduit superficiel dépend de plusieurs facteurs (outre le savoir-faire de l'entreprise) parmi lesquels la qualité du granulat est prédominante. Les spécifications indiquées ci-après sont issues de l'expérience française et sont adoptées par de nombreux pays tropicaux.

Nombre PL (5t) par jour et par voie	2 5	5 0	1 5 0	4 5 0
	1 0 0	3 0 0	1 5 0 0	
Los Angeles (LA) <	35***	30	25	20
Micro-Deval en présence d'eau (MDE) <	30	25	20	15
Coefficient de polissage accéléré (CPA)** >	-	0,40	0,40	0,45
Granularité :				
% refus à D <	20	20	20	15
% tamisat à d <	20	20	15	15
% tamisat à 0,63 d <	3	3	3	3
Coefficient d'aplatissement <	30	25	20	20
Rapport de concassage (R.C.) >	1	1	2	2
Propreté (% tamisat 0,5 mm) <	1***	1	1	1
<b>Remarques :</b>				
* A défaut de connaître le trafic PL, on utilisera le trafic total tous véhicules.				
**Le CPA ne sera pris en considération que si la chaussée est susceptible d'être mouillée et donc de présenter des risques de glissance.				
*** Pour les granulats tendres de LA compris entre 30 et 35, il est difficile d'obtenir une propreté satisfaisante; dans ces conditions, il faudra parfois avoir recours à des dispositifs de lavage et de dépoussiérage.				

Fig. 2.3.16. - Spécifications pour granulats d'enduits superficiels

Il faut utiliser des classes granulométriques serrées et adopter des formules discontinues, surtout si les gravillons ne sont pas cubiques, par exemple 4/6 et 10/14 plutôt que 4/6 et 6/10. Les gravillons les plus gros possibles sont employés quand le trafic à supporter est lourd.

La nécessité de disposer de granulats secs et propres est tout à fait fondamentale.

### 3.4.5.3. Liants

Le liant doit assurer une bonne mouillabilité du granulat et rester cohésif dans une large gamme de température.

En climat chaud, on utilise de préférence les bitumes fluidifiés moyennement visqueux et les émulsions cationiques, plus rarement le bitume pur.

Un critère décisif dans le cas d'utilisation de cut-back est l'affinité liant-granulat (adhésion globale) qui dépend du mouillage (adhésivité active) et de la permanence de la liaison (adhésivité passive). Ces propriétés sont testées par les essais VIALIT et TWIT.

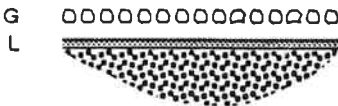
En cas d'insuffisance d'affinité naturelle entre le granulat, s'il est siliceux (quartz - quartzites - rhyolites - granitoïdes...), et le liant, on ajoute un dope tensio-actif (0,2 à 0,5 % du poids du liant) qui est injecté au moyen d'une rampe à dope spéciale sur la répandeuse de liant. Des techniques nouvelles améliorant sensiblement le mouillage des granulats consistent à pulvériser une mousse de bitume pur au moyen d'un jet de vapeur d'eau dans la rampe de répandage du liant, à préenrober ou à laquer les granulats.

Le lecteur pourra être guidé dans son choix du liant en fonction des conditions de température et d'humidité, en se référant au diagramme LCPC pour l'emploi des différents types de liants (Biblio 220).

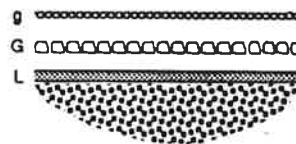
### 3.4.5.4. Dosages

Les dosages indiqués ci-après sont ceux recommandés par le LCPC et sont issus d'une très longue pratique de ces revêtements dans de nombreux pays.

**A) - Enduit monocouche (type LG)  
formulation moyenne**



**B) - Enduit monocouche  
double gravillonnage (type LGg)**



Dosage (d / D mm)	Liant résiduel (kg / m <sup>2</sup> )	Granulats (1) (l / m <sup>2</sup> )
2 / 4	0,800	4 à 5
4 / 8	1,000	6 à 7
8 / 10	1,300	8 à 9
10 / 14	1,600	11 à 13
14 / 20 (2)	1,900	15 à 18

(1) Doit correspondre au pouvoir couvrant réel des matériaux majoré de 3 à 5 %.

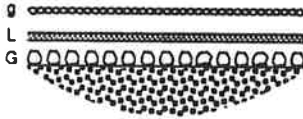
(2) Des essais préliminaires sont conseillés.

Dosage (d / D mm)	Liant résiduel (kg / m <sup>2</sup> )	Granulats (1) (l / m <sup>2</sup> )
8 / 10 - 2 / 4	1,350	4 à 5
10 / 14 - 4 / 8	1,650	5 à 7
14 / 20 - 8 / 10	2,000 (2)	6 à 8

(1) Le dosage de la première couche doit correspondre sensiblement au pouvoir couvrant des gravillons diminué de 10 à 20 %.

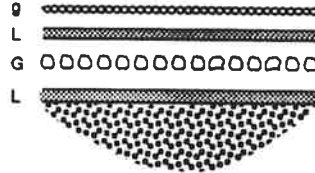
(2) Il est recommandé d'effectuer des planches d'essais.

C) Enduit monocouche Inversé gravillonné (type GLg) formulation moyenne



Légende : g gravillon  
G gravier  
L liant

D) Enduit bicouche (type LGLg)



NB : Il est parfois possible de réaliser des bicouches inversés, notamment sur pavage ou sur supports fissurés. Cela consiste à la mise en place d'une première couche de granulats de petite dimension (4 / 6 en général) qui complète le garnissage des joints ou des fissures, la deuxième couche étant réalisée avec des granulats plus gros (6 / 10 ou mieux 10 / 14).

Dosage (d / D mm)	Granulats 1ère couche (l / m <sup>2</sup> ) (1)	Liant résiduel (kg / m <sup>2</sup> )	Granulats 2ème couche
			(l / m <sup>2</sup> ) (2)
6 / 10 - 2 / 4	6 à 8	1,300	4 à 5
6 / 10 - 4 / 8			5 à 7
10 / 14 - 4 / 8	9 à 12	1,500	7 à 9
10 / 14 - 6 / 10			
14 / 20 - 6 / 10	12 à 15	1,700	

(1) Doit correspondre au pouvoir couvrant réel des matériaux.  
(2) Ces quantités peuvent être légèrement majorées par temps chaud.

Dosage (d / D mm)	Liant résiduel (kg / m <sup>2</sup> )		Granulats 1ère couche (l / m <sup>2</sup> ) (1)	Granulats 2ème couche (l / m <sup>2</sup> ) (2)
	Couche	Total		
6 / 10 - 2 / 4	0,7	1,7	8 à 9	4 à 5
6 / 10 - 4 / 8	+ 1,0			6 à 7
10 / 14 - 4 / 8	0,8	2,0	11 à 13	8 à 9
10 / 14 - 6 / 10	+ 1,2			
14 / 20 - 6 / 10	1,0	2,3	13 à 15	
	+ 1,3			

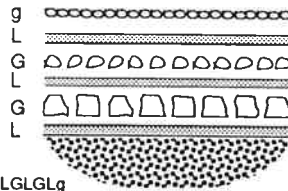
(1) Doit correspondre au pouvoir couvrant des granulats.  
(2) Ces quantités peuvent être légèrement augmentées, notamment lors d'une mise en œuvre par temps très chaud, afin d'éviter le collage aux pneumatiques.

2 exemples de formulation moyenne

		Liant résiduel (kg / m <sup>2</sup> )	
		Emulsion	Liant anhydre
1ère couche	Liant	0,900	1,000
	Granulats	10 / 14 10 l / m <sup>2</sup>	14 / 20 13 l / m <sup>2</sup>
2ème couche	Liant	0,900	1,200
	Granulats	6 / 10 8 l / m <sup>2</sup>	6 / 10 8 l / m <sup>2</sup>
3ème couche	Liant	1,100	1,000
	Granulats	4 / 8 6 l / m <sup>2</sup>	4 / 8 6 l / m <sup>2</sup>
Total liant résiduel (kg / m <sup>2</sup> )		2,900	3,200
Quantités totales à mettre en œuvre (kg / m <sup>2</sup> )		ECR 65 % 2,900 0,65 = 4,480	Bitume flué (1) 2,900 0,92 = 3,480

(1) Liant supposé renfermer 8 % d'huile volatile.

E) - Enduit tricouche (type LGLGLg)



Tricouche LGLGLg

Ces structures sont à réserver tout particulièrement à des supports neufs en grèves non traitées préalablement préparées. Il est préférable de les réaliser avec des émulsions cationiques de bitume à rupture rapide, éventuellement avec des bitumes fluidifiés ou flués à vitesse de séchage moyenne.

Fig. 2.3.17. Formules d'enduits superficiels

Des correctifs sont à apporter aux dosages théoriques en liant en fonction de certains paramètres

PARAMETRE	%
CIRCULATION (PL / j / voie) 0 - 25 25 - 50 50 - 150 150 - 450	+ 10 0 - 5 - 10
ETAT DE SURFACE DU SUPPORT Lisse et maigre Ressuant Rugueux	0 - 10 + 10
DURETE DU SUPPORT Poinçonnable Normal Peu ou pas poinçonnable	- 10 0 + 5
GRAVILLONS Roulés Concassés Plats A # 30 Normaux A #15 Cubiques A # 10	+ 5 0 - 15 0 + 5
LIANTS Liants chauds Emulsions	0 - 10

A # = Coefficient d'aplatissement

Fig. 2.3. 18. Correctif des dosages en liant

- Les dosages des tableaux 2.3.17. correspondent à des masses résiduelles par unité de surface, donc après rupture (émulsions) ou évaporation des solvants.

- Une correction est à appliquer pour compenser les pertes de masses et obtenir le dosage en liant de base.

	CLASSE	Pseudo-viscosité STV		Solvants		Correction
		25° C	40° C	Teneurs initiales	Évapo- ration 15j à 50° C	
Bitumes fluidifiés (base 80/100)	400/600 800/1400	400/600	80/200	13,5% 12%	13% 11%	+10% +10%
Bitumes fluxes (base 80/100)	800/1200 1200/1600 1600/2400	- - -	90/140 140/200 200/300	15% 13% 12%	9% 7,5% 7%	+10% +5% +5%
Bitume Gazole	800/1200 1200/1600 1600/2400	- - -	90/140 140/200 200/300	14% 12,5% 11%	7% 6% 5%	+5% +5% +5%

Fig. 2.3.19. Correction pour perte de masse des liants usuels

Toutes ces formules sont des moyennes qu'il convient d'adapter au problème à traiter au moyen de planches expérimentales.

### 3.4.5.5. Choix d'une formule

Les enduits monocouches sont utilisés pour des trafics faibles (moins de  $1,3 \cdot 10^6$  essieux équivalents de 13T); on adopte des granulométries 0/6 pour les plus faibles trafics et 0/14 pour les autres.

Les enduits, bicouche et tricouche, sont adaptés à des circulations plus importantes.

Les enduits monocouche double gravillonnage ont une meilleure rugosité et assure une meilleure évacuation de l'eau que le bicouche et consomment moins de liants.

Le tableau suivant oriente sur le choix des différents types d'enduits à mettre en œuvre sur les chaussées neuves.

Types de supports :	Matériaux bitumineux				Matériaux traités aux liants hydrauliques		Matériaux non traités	
	Grave-bitume		Grave-émulsion		<50	>50	<50	>50
Trafic PL/Jour/voie	<50	>50	<50	>50	<50	>50	<50	>50
Monocouche (LG)	+	0	0	-	0	-	-	-
Monocouche double gravillonnage (LGg)	+	0	0	-	0	-	-	-
Monocouche inverse gravillonné (GLg)	+	+	+	+	+	0	+	0
Bicouche (LGLg)	+	+	+	+	+	+	+	+
Tricouche (LGLGLg)		+		+		+	+	+

+ bien adapté    - inadapté    0 possible  
 PL de charge utile > 5 tonnes lors de la mise en service.

Fig. 2.3.20. Enduits sur chaussées neuves

### 3.5. TRAITEMENT DES SOLS PAR DES PRODUITS ORGANIQUES

Un certain nombre de produits organiques ont été proposés pour la stabilisation des sols fins. Il s'agit de dérivés aminés tensio-actifs, de résines associées à des agents durcisseurs ou d'extraits végétaux du type lignosulfonates ou lignosulfites.

Le but de ces produits est d'améliorer la tenue des sols fins en diminuant leur affinité pour l'eau en enrobant leur particules d'un film tensio actif. Ces additifs sont fournis sous forme de liquide ou de pâte diluables et de poudre dispersable.

Ils ont une action d'imperméabilisation et / ou d'hydrophobation qui réduit l'imbibition par capillarité et par succion mais qui ne renforce pas les caractéristiques mécaniques de sols intrinsèquement faibles. La pérennité de leur effet à long terme n'est pas assurée. Il faut, pour que les dosages ne soient pas excessifs (de l'ordre de quelques pour mille), que le pourcentage d'argile contenu dans les sols traités ne dépasse pas 15 %. Les sols qui se prêtent le mieux à ces traitements sont les limons peu argileux.

Il est recommandé d'utiliser ces produits avec prudence, leur coût étant élevé et leur mise en œuvre délicate.

Les meilleurs produits sont des amines aliphatiques que l'on peut employer pour la protection temporaire des plates-formes.





## CHAPITRE 4

### NIVEAUX D'AMENAGEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

#### 4.1. INTRODUCTION

Ce chapitre traite du choix des caractéristiques géométriques et techniques de base à adopter pour des projets de construction de routes nouvelles, ou d'aménagement et d'amélioration de routes existantes.

**Les caractéristiques géométriques** d'une route peuvent être classées sous les diverses rubriques suivantes, qui seront étudiées dans la suite (chapitres 4.4 à 4.7)

- profil en travers,
- tracé en plan,
- profil en long,
- largeur des ouvrages d'art.

**Les caractéristiques techniques** d'une route sont essentiellement le type de chaussée, la nature des ouvrages de franchissement, la signalisation et les aménagements de sécurité.

#### 4.2. LES NIVEAUX D'AMENAGEMENT

##### 4.2.1. Les critères de choix

Les choix techniques, qui sont effectués dès l'étude de factibilité et qui déterminent le niveau d'aménagement de la route, résultent de nombreuses considérations :

- a) Tout d'abord, dans beaucoup de pays ont été définies des **normes techniques routières** ; on aura en général intérêt à les observer. Si l'on juge nécessaire d'y contrevenir, il conviendra d'appuyer d'arguments particulièrement convaincants le rejet de ces normes. De la même façon, si le projet routier étudié est adjacent à une route de caractéristiques de base homogènes et bien définies, on aura souvent avantage à adopter ces caractéristiques de base. De toute façon ces normes donnent des caractéristiques, ou même seulement des fourchettes de caractéristiques, en fonction de divers paramètres : nature de la route et vitesse maximale assurée, en particulier.

Il n'existe pas de normes routières internationales, si l'on excepte "l'Accord européen sur les grandes routes de trafic international" de 1987 dont l'annexe 2 donne des normes géométriques et des normes d'équipement. Mais cet accord vise surtout les grandes routes : voies express et autoroutières peu concernées par le présent Manuel.

En France l'ancienne Instruction sur les conditions techniques d'aménagement des routes nationales (ICTARN), qui date de 1970 avec de légères modifications en 1975 (Biblio 17) est en cours de révision et un nouveau texte doit être publié (en 1991 probablement).

La plupart des normes nationales dans les PED lorsqu'elles existent ont cependant un air de famille, et dérivent de la considération d'une vitesse de référence. Les normes que l'on propose dans la suite de ce chapitre sont fondées sur les conditions d'aménagement des routes nationales en France révisées pour tenir compte des idées plus modernes sur ce problème.

- b) **Sur le plan économique** (coût d'aménagement comparé aux avantages ultérieurs) on peut bien sûr en théorie comparer la rentabilité économique de très nombreuses variantes techniques en s'aidant des outils informatiques et choisir la solution économiquement optimale. Mais outre que les données économiques fiables et universellement reconnues pour ce type de problèmes sont souvent inexistantes (intérêt d'une largeur d'accotement de 2 mètres par rapport à celle de 1,5 mètre seulement par exemple), le nombre de variantes différentes à considérer serait considérable et précisément le choix, avant calcul économique, du niveau d'aménagement technique à observer, résulte de comparaisons antérieures de divers types d'aménagements routiers et d'un premier classement economico-technique. Dans un très grand nombre de cas pratiques, on se trouve dans des plages de trafic, de topographie etc, où l'expérience ancienne permet de définir un niveau d'aménagement correct ; c'est seulement aux limites de ces plages qu'on peut être amené à s'aider d'une comparaison économique pour choisir entre deux types d'aménagements

- c) Au cours des dernières années on a procédé à des études assez systématiques de l'influence sur la **sécurité** d'un certain nombre de caractéristiques à observer dans les aménagements routiers, notamment en matière de successions de courbes ou de courbes et alignements droits et en matière d'aménagement des intersections. La sécurité est aujourd'hui le critère fondamental pris en considération lorsqu'on fixe un certain nombre de paramètres géométriques de base à respecter dans un projet routier.
- d) La **fonction de la route** : route d'intérêt national, régional ou local constitue un critère à prendre en considération pour fixer le niveau d'aménagement.
- e) Le **trafic** et sa croissance constituent évidemment un élément essentiel de choix du niveau d'aménagement.
- f) La **topographie** et les **caractéristiques géologiques**, géotechniques et hydrogéologiques interviennent largement ; les routes de montagne sont bien différentes des routes de plaine ; les routes en terrain graveleux des routes à travers les dunes de sables.
- g) Le **mode de construction et d'entretien** ultérieur de la route peut gouverner le choix de certaines caractéristiques.
- h) Enfin la considération de l'histoire de la route et de son **évolution** sont à l'origine de certains choix.

Les points d) à h) sont développés ci-dessous.

#### 4.2.2. Fonction de la route

Dans la plupart des pays, les routes sont classées en 3 catégories : routes principales, routes secondaires et routes de dessertes locales (ou tertiaires).

Les routes principales intéressent de larges régions, relient les centres les plus actifs entre eux et supportent des trafics généralement élevés. Ces routes doivent être conçues pour permettre une circulation rapide et aisée.

Les routes secondaires assurent les liaisons entre les routes principales et le reste du pays ou relient entre eux les centres d'activité d'importance moyenne.

Enfin, les routes de desserte locale sont essentiellement à l'usage des riverains et des villages desservis. Elles permettent les échanges locaux et relient tous les villages ou les riverains aux routes de catégories supérieures.

Il n'existe pas de relation directe entre la fonction de la route et son trafic ; bien entendu les trafics sont en moyenne plus élevés sur les routes principales que sur les routes secondaires ; mais il peut y avoir d'importants chevauchements et la notion de fonction de la route permet de nuancer dans une perspective à très long terme ce que la considération des seuls trafics aurait de trop brutal pour le choix des caractéristiques.

#### **4.2.3. Trafics**

Les caractéristiques techniques de base à envisager dépendent largement du niveau des trafics observés et des accroissements prévisibles, mais également de la composition de ce trafic et des caractéristiques des véhicules (dimensions, poids).

L'étude économique permet de déterminer les seuils de trafic qui justifient, le passage de la route en terre à la route bitumée. On trouve très généralement les seuils suivants :

- seuil de passage d'une route en terre à une route bitumée à une voie lorsque cette route est possible : 50 à 150 véhicules / jour, solution recommandable uniquement dans certains cas exceptionnels.
- seuil de passage d'une route en terre à une route bitumée à deux voies : 80 à 300 véhicules / jour.

Ces seuils permettent dans tous les cas ordinaires d'effectuer un premier choix, mais même si l'on se trouve en dehors des plages d'incertitude (en dessous de 50 véhicules / jour ou au-dessus de 300 véhicules / jour), l'étude de factibilité devra comporter la justification économique du type de chaussée retenue, en faisant le bilan actualisé complet des deux (ou plus) solutions possibles, prenant en compte l'évolution du trafic dans le temps et les séquences possibles d'investissement.

#### **4.2.4. Topographie - Géotechnique - Hydrologie**

Ces données sont fondamentales pour fixer en particulier les caractéristiques du tracé en plan et du profil en long, ainsi que la nature des ouvrages d'art. En outre, la considération des ressources en matériaux peut avoir une influence déterminante sur le choix du type de chaussée.

#### 4.2.5. Mode de construction et d'entretien de la route

Lors d'un projet de construction ou de réhabilitation d'une route, il est toujours important de se préoccuper de son exploitation et de son entretien ultérieur.

Or certaines méthodes d'entretien, peu mécanisées et à haute intensité de main d'œuvre, sont incompatibles avec des normes et des niveaux d'aménagement trop élevés.

Après avoir prévu les méthodes et les acteurs de l'entretien futur, on peut donc être amené à réduire pour certaines routes le niveau d'aménagement (par rapport aux normes en vigueur) : mieux vaut parfois "penser petit" et être sûr que la route sera entretenue.

#### 4.2.6. Evolution de la route

Tant dans les pays où le réseau est ancien, que dans les pays neufs, chaque route évolue avec la transformation des moyens de transport et les modifications du trafic. Cette **évolution** et cette **adaptation** constante sont une nécessité économique. Il serait déraisonnable par exemple de construire dès l'origine pour desservir un village de brousse une route bitumée à deux voies alors qu'une route avec chaussée en terre peut satisfaire correctement les besoins pendant une dizaine ou une vingtaine d'années. Par contre, cette évolution ne peut s'opérer que par sauts discrets. Il serait aussi aberrant de revenir chaque année sur une route pour y exécuter des travaux neufs d'aménagement que de construire dès l'origine une route trop élaborée. Une **quantification** des travaux est inéluctable.

On doit toujours placer un projet routier dans la perspective d'évolution de la route et étudier ses caractéristiques dans cette optique. Les cas extrêmes sont les suivants :

- l'investissement est consenti à fonds perdus et l'on admet qu'au bout de 15 à 20 ans, la route (qui est généralement une piste très économique) ne sera pas réutilisée dans les stades ultérieurs ;
- l'investissement au contraire ne représente que la première étape d'aménagement d'une route destinée à passer dans un avenir plus ou moins lointain à un niveau technique d'aménagement supérieur et la totalité ou au moins une grande partie des investissements consentis sera réutilisée aux stades ultérieurs.

Un jugement sain doit toujours être exercé pour prévoir aussi raisonnablement que possible l'évolution de la route ; les caractéristiques de base du projet doivent être arrêtées dans le cadre raisonnable ainsi défini.

En particulier les caractéristiques doivent être d'autant plus larges que l'investissement est destiné à durer plus longtemps sans reprise ; c'est ainsi que pour les ponts et le tracé en plan on doit considérer dès l'origine les besoins du trafic dans 30 ans au moins.

Pour les largeurs de chaussées et d'accotements et surtout pour la nature de la chaussée un horizon de 10 ans suffit en général.

### 4.3. VITESSE DE REFERENCE ET PARAMETRES DES PROJETS

#### 4.3.1. Définition de la vitesse de référence

La cohérence des paramètres fondamentaux décrivant les caractéristiques d'une route s'obtient en considérant une "vitesse de référence".

Cette vitesse de référence est définie comme :

"Le paramètre qui permet de définir les **caractéristiques minimales** d'aménagement des points particuliers d'une section de route, de telle sorte que la sécurité du véhicule isolé soit assurée.

Les points particuliers d'une section de route sont ceux de caractéristiques géométriques les plus contraignantes".

Pour un projet routier envisagé, il faudra donc fixer quelle vitesse de référence on va associer au projet. Cette vitesse de référence correspondra en fait à un niveau d'aménagement de la route.

La vitesse de référence présente trois caractères :

- **global** : elle n'est définie que pour une certaine longueur de route dont elle caractérise les points particuliers ;
- **homogène** : elle implique une cohérence interne entre les divers maxima ou minima qui s'y rattachent et qu'elle résume (rayons en plan, rayons en crête, rampes...) ;
- **indicatif** : elle donne une idée de la vitesse permise par la route aux véhicules légers rapides, en ses points particuliers, dans la plupart des conditions d'adhérence rencontrées ;

Ces vitesses de référence dans Biblio 17 comprennent 5 valeurs : 40, 60, 80, 100 et 120 kilomètres à l'heure, correspondant à des routes de catégories de plus en plus élevées.

#### 4.3.2. Valeurs des paramètres fondamentaux

Le tableau ci-après rassemble les paramètres fondamentaux d'un aménagement routier correspondant dans chaque catégorie à l'une des cinq vitesses de référence ; ce tableau reprend les chiffres de Biblio 17.

DESIGNATION DU PARAMETRE			SYMBOLE ET UNITE	CATEGORIE DE ROUTE					
Vitesse de référence			$V_r$ (km / h)	40	60	80	100	120	
TRACE EN PLAN	Dévers maximal*		$\delta M$ (%)	7	7	7	7	7	
	Rayon en plan RH	minimal (dévers $\delta M$ )	RHm	40	120	240	425	665	
		non déversé	RH*	400	600	900	1300	1800	
PROFIL EN LONG	Déclivité maximale en rampe		vm (%)	8	7	6	5	4	
	Rayon en angle saillant RV (m)	Chaussée unidirectionnelle	minimal	RV m <sub>1</sub>	500	1500	3000	6000	12000
		Chaussée bidirectionnelle (Route à 2 ou 3 voies)	minimal	RV m <sub>2</sub>	500	1600	4500	10000	
Rayon en angle rentrant RV* (m)	minimal		RVm*	700	1500	2200	3000	4200	

(\*) Le dévers minimal est 2.5% pour chaussée en béton bitumineux, 2% pour chaussée en béton de ciment.

Tableau 2.4.1. Paramètres fondamentaux des projets routiers



Pour l'aménagement des points particuliers ou la signalisation horizontale, les valeurs des paramètres sont obtenues à partir des paramètres cinématiques indiqués au tableau 2.4.2.

Dans les calculs correspondants, la valeur de la vitesse prise en compte est celle de la vitesse effective du véhicule isolé.

Vitesse du véhicule	V (km / h)	40	60	80	100	120
Longueur de freinage	$d_0$ (m)	15	35	60	105	170
Distance d'arrêt en alignement	$d_1$ (m)	40	70	100	150	200
Distance d'arrêt en courbe	$d_2$ (m)	45	80	120	180	280
Distance de visibilité de dépassement	$d_d$ (m)	150	250	325	400	500
Distance de visibilité de manœuvre de dépassement	$dMd$ (m)	70	120	200	300	400

Source : *Instruction d'avril 1970 sur les conditions techniques d'aménagement des routes nationales en France.* (Biblio 17)

**Tableau 2.4.2.** Paramètres cinématiques

#### 4.3.3. Vitesses réelles pratiquées.

Sur un tronçon déterminé le respect des valeurs minimales correspondant à une même valeur de  $V_r$  permet d'aménager avec cohérence les points particuliers présentant les conditions les plus sévères de la section considérée. Mais ces conditions d'aménagement ne sont pas suffisantes pour que la section soit vraiment homogène. En effet, un véhicule isolé peut atteindre des vitesses très supérieures à  $V_r$  entre les points particuliers qui l'obligent à ralentir.

Des études à partir d'observations très nombreuses faites sur les routes nationales en France ont permis de mieux appréhender le comportement réel de l'usager par la détermination en tout point du tracé des vitesses pratiquées à vide (vitesses instantanées sur route libre) représentées par un "diagramme de vitesses" construit à partir des caractéristiques géométriques élémentaires. (voir Biblio 156)

Les variables caractéristiques retenues, après élimination des véhicules "lents", sont la vitesse moyenne ( $V$ ) et le 85<sup>ème</sup> percentile, appelé  $V_{85}$ .

Les paramètres les plus importants pour déterminer la vitesse réelle des véhicules sont le rayon en plan des courbes et les déclivités des rampes ; ni la courbe de raccordement (voir chapitre 4.5.4. ci après) ni le dévers n'ont d'incidence significative sur les vitesses en virage. La largeur de la chaussée a également une influence notable sur les vitesses observées. La figure 2.4.3. donne le résultat des études françaises sur routes nationales pour les vitesses observées dans les virages.

Des logiciels ont été établis qui permettent de déterminer la vitesse moyenne ou la vitesse  $V_{85}$  en fonction des caractéristiques géométriques de la route. Ces logiciels doivent être opérationnels en 1991 et seront d'un grand intérêt pour tester les projets routiers de l'avenir.

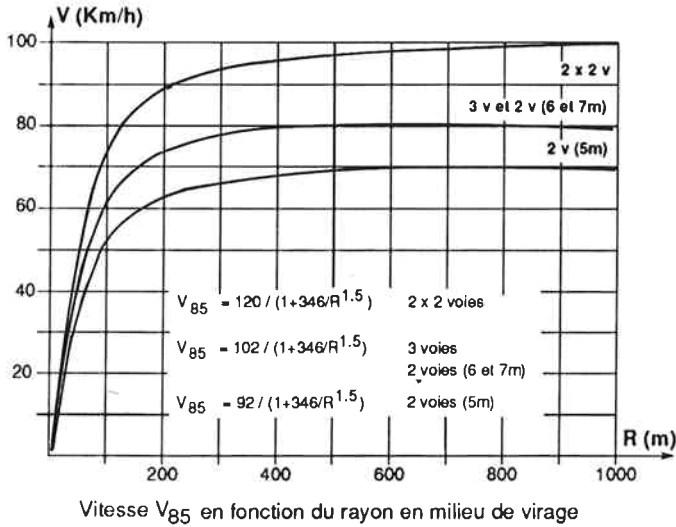


Figure 2.4.3.

#### 4.4. PROFIL EN TRAVERS

Le profil en travers est défini comme la coupe de la route suivant un plan perpendiculaire au tracé en plan.

Les pentes et les configurations des éléments de l'assiette de la route sont déterminées par la topographie du site et la géotechnique des sols traversés ou utilisés en remblai.

#### 4.4.1. Comparaison entre les profils en travers des routes en terre et des routes revêtues

Avant d'aborder les différents éléments constitutifs du profil en travers le présent paragraphe relève les caractéristiques distinguant les profils des routes revêtues de ceux des routes non revêtues (voir figure 2.4.4.) :

- la route en terre présente une moindre adhérence à la circulation ; ceci conduit à recommander pour une chaussée en terre une largeur relativement plus grande que celle qui serait admissible pour la même route revêtue. Au défaut d'adhérence s'ajoutent les irrégularités de surface, la glissance par temps de pluie des sols trop argileux et, par temps sec, la poussière. Le choix de la largeur répondra en priorité à des conditions de sécurité au croisement des véhicules ;
- le coefficient de ruissellement est plus faible sur la route en terre ; on observera en conséquence des pentes transversales plus élevées entre 3 et 4 % comme il est indiqué en 4.4.5. ;
- du fait de son entretien par reprofilages au motor grader et par rechargements successifs, le niveau d'une route en terre est sujet à des variations fréquentes. Les travaux d'amélioration de la couche de roulement, par un apport de matériaux sélectionnés ou finalement, la construction d'un revêtement bitumineux, seront simplifiés si la largeur initiale de la plate-forme permet une élévation de cotes sans rechargement des talus ;
- enfin, le seuil de trafic justifiant l'exécution d'un revêtement peut se situer entre 80 et 300 véhicules / jour. Ainsi, à titre indicatif et, compte tenu des largeurs des voies de circulation et des accotements (voir ci-après les paragraphes 4.4.3. et 4.4.7.) la plate-forme d'une route en terre à chaussée bidirectionnelle sera le plus souvent comprise entre 9 et 11 m, dans les terrains de topographie facile, et pour des trafics importants (disons pour fixer un ordre de grandeur, des trafics dont on prévoit qu'ils dépasseront dans 10 ans 200 véhicules / jour).

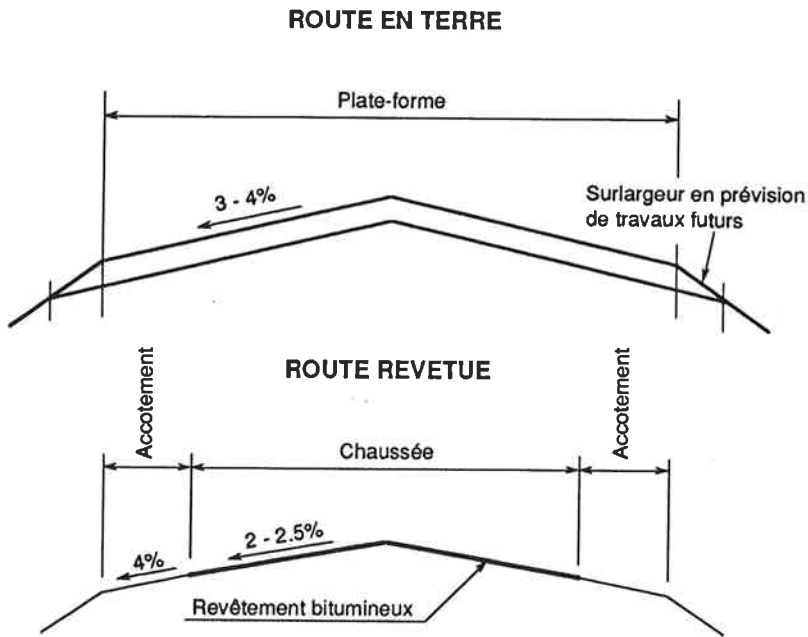


Figure 2.4.4. Profils en travers type

#### 4.4.2. Caractéristiques à fixer dès l'étude de factibilité

Les diverses caractéristiques de base à fixer dans le cadre d'une étude de factibilité routière sont tout ou partie des suivantes :

**- Acquisition ou réservation des terrains :**

Le problème se pose surtout dans les pays où le terrain est rare, cher ou loti et pour les routes principales ou secondaires. On doit prendre en considération l'avenir lointain de la route et selon les cas, ou bien acquérir dès la première étape du projet la totalité des terrains dont on prévoit qu'on aura probablement besoin un jour, ou bien chaque fois que les crédits sont limités ou que l'avenir est incertain, faire au moins promulguer des règles de sauvegarde des abords (zone non edificandi en particulier).

Les largeurs réservées doivent ménager non seulement les élargissements futurs de la route, mais le cas échéant, prévoir également le passage possible de réseaux (électricité, téléphone, etc...).

**- Largeur d'emprise de la route :**

Dans de nombreux cas, cette largeur d'emprise résulte seulement de la largeur des plates-formes, du type de drainage et des pentes des talus. Elle n'est mentionnée ici que pour rappeler qu'en grande forêt, on doit aussi prendre en considération une largeur de déforestation ou débroussaillage qui peut être plus large que la limite précédemment définie, ceci pour assurer un bon assainissement de la route. La largeur de déforestation recommandée mesurée de chaque côté de la route à partir des bords extérieurs de la plate-forme, est égale en principe à la hauteur des arbres les plus élevés de la forêt.

**- Pentes des talus :**

La pente à donner aux talus résulte d'un compromis à réaliser entre le prix et les phénomènes dus à l'érosion et la stabilité des masses découpées (déblais) ou édifiées (remblais).

Au niveau de l'étude de factibilité, cette question peut être négligée, si l'on a affaire à une route collant assez bien au terrain et n'exigeant pas de grandes hauteurs de déblais ou de remblais. Dans ce cas, la prise en compte en première approximation de talus vertical/horizontal de 1 sur 2 pour les remblais et de 1 sur 1 pour les déblais est suffisante. Pour les routes qui au contraire exigent des déblais ou remblais importants et pour les sols délicats on doit dès le stade de la factibilité procéder à quelques reconnaissances ou études géotechniques permettant de fixer des pentes raisonnables de déblais et remblais. L'influence de ce facteur peut être très importante sur le volume et partant, le prix des terrassements dans les zones de montagne.

Au niveau du projet d'exécution les pentes de talus de déblai et de remblai, leur drainage et leur protection contre l'érosion sont étudiés plus précisément dans les chapitres 5 et 6 du présent tome.

**- Largeur des plates-formes, des chaussées et des accotements :**

Ces questions, à définir dès l'étude de factibilité, seront traitées dans les paragraphes suivants.

**4.4.3. Largeur des chaussées en section courante**

Le nombre de voies à prévoir est en relation avec la capacité de la route et son trafic. Pour des trafics inférieurs à 5000 véhicules / jour, la route à 2 voies, si elle est convenablement tracée et dégagée, est suffisante.

Les largeurs de chaque voie de circulation pour des trafics élevés et des vitesses de référence rapides (à partir de 80 km/heure) doivent être comprises entre 3 et 3,50 mètres ; les variations entre ces deux limites dépendent des caractéristiques des véhicules empruntant la route.

L'aménagement normal d'une chaussée à 2 voies comporte donc en principe une largeur de 6 à 7 m en section courante. Pour des routes à très faible circulation, et à faible vitesse de référence, la largeur peut même être réduite à 5 m.

Le tableau 2.4.5. récapitule les largeurs de chaussée admises par Biblio 17:

Catégorie	V <sub>r</sub>	TMJA		
		0 à 500	500 à 2000	> 2000
1	100 Km/h	-	7 m	7 m
2	80 Km/h	-	6 m	7 m
3	60 Km/h	5 m	6 m	7 m
4	40 Km/h	5 m	6 m	7 m

Tableau 2.4.5. Largeur de chaussées

Dans un certain nombre de pays tropicaux ou sahéliens, on trouve réalisées des chaussées bitumées à une voie de 3,50 mètres de largeur seulement. Sur de telles chaussées, les dépassements et croisements obligent les véhicules à utiliser l'accotement ; celui-ci est alors difficile à maintenir en bon état et devient dangereux. Cette solution, qui pourrait être envisagée dans certains cas exceptionnels et si l'ensemble des conditions suivantes est réalisée, n'est cependant pas généralement recommandable :

- trafic faible ;
- climat sec ;
- faibles pentes du profil en long ;
- existence de bons terrains routiers permettant de réaliser à faible coût des accotements qui se dégradent peu sous l'action de la circulation ou des pluies.

On ne doit pas oublier que certains cas particuliers peuvent conduire à des profils en travers de types franchement différents, en particulier lorsqu'il existe sur les routes des circulations importantes de deux roues, de voitures à traction animale ou de bétail. Des profils avec accotements dissymétriques peuvent constituer alors la bonne solution. Les routes de montagne particulièrement difficiles appellent parfois aussi des solutions exceptionnelles.

#### 4.4.4. Surlargeur dans les virages

Pour permettre aux véhicules de grande longueur de s'inscrire dans la largeur d'une voie dans les virages de forte courbure, on augmente la largeur de la voie d'une surlargeur donnée par la formule :

$$S = \frac{30}{R} \quad \text{où :}$$

R est le rayon de la courbe en mètres.

S est la surlargeur en mètres.

Lorsque la courbe a un rayon de 200 mètres ou plus on ne ménage pas de surlargeur.

En montagne, pour les voies étroites on applique plutôt la formule :

$$L + S = 3,50 + \frac{25}{R} \quad \text{où :}$$

S et R ont la même signification que ci-dessus et où L est la largeur de la voie en mètres.

Principalement pour des raisons d'aspect, il est recommandé d'introduire la surlargeur à l'intérieur du virage.

#### 4.4.5. Pentes transversales

En alignement droit, le profil de la chaussée est constitué par deux versants plans raccordés sur l'axe.

Toutefois les chaussées de largeur réduite peuvent comporter un seul versant plan ; c'est le cas de la chaussée bitumée à voie unique de 3,50 m quelquefois utilisée pour de faibles trafics.

Enfin, le versant plan unique est le profil usuel des chaussées unidirectionnelles.

Les pentes transversales recommandables sont fonction de la nature des revêtements :

- chaussées non revêtues	: 3 à 4 %
- enduits superficiels et enrobés	: 2 à 2,5 %
- béton de ciment	: 2 %

En courbe, le profil comporte un seul versant plan incliné vers l'intérieur de la courbe lorsque celle-ci est déversée, c'est-à-dire pour les valeurs de rayon inférieur à  $RH'$  défini au tableau 2.4.1.

#### 4.4.6. Dévers

Dans une courbe de rayon  $R$  inférieur à  $RH'$ , la **valeur du dévers** se détermine par interpolation linéaire à partir des valeurs limites données pour chaque catégorie de vitesse de référence (voir tableau 2.4.1.).

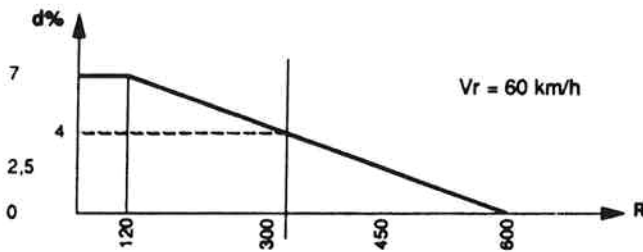


Tableau 2.4.6. Détermination du dévers

*Exemple :*

- la vitesse de référence de la section considérée est  $V_r = 60 \text{ km/h}$
- la courbe à déverser a le rayon  $R = 300 \text{ m}$
- la valeur correspondante du dévers est  $d = 4 \%$

Par ailleurs, le dévers est introduit par un raccordement à courbure progressive (voir paragraphe 4.5.4). La **variation du dévers** étant limitée à 4 % par seconde pour éviter un effet de roulis, il est nécessaire de respecter pour le **raccordement progressif** une **longueur minimale** fonction de la vitesse de référence et telle que le dévers atteigne progressivement sa valeur en respectant la loi de variation de 4 % par seconde. Cette longueur minimale calculée pour une variation de dévers de 1 % est donnée par le tableau suivant:



Vitesse de référence (en km/h)	120	80	60	40	20
Longueur (en m) par fraction de 1% du dévers	8	7	5.5	4	3

**Tableau 2.4.7.** Variation du dévers

*Exemple :*

La chaussée projetée est bidirectionnelle à deux voies inclinées sur l'axe suivant deux versants plans 2,5 % et, pour reprendre l'exemple ci-dessus, on suppose que :

$V_r = 60 \text{ km/h}$ ,  $R = 300 \text{ m}$ ,  $d = 4 \%$ .

Le profil en travers en courbe sera constitué par un versant plan incliné à 4 %.

Le dévers de la voie intérieure variera de - 2,5 % à - 4 %, celui de la voie extérieure de - 2,5 % à + 4 %.

La plus grande variation de dévers à introduire est celle de la voie extérieure, soit 6,5 %.

En application des valeurs données par le tableau ci-dessus, la longueur du raccordement progressif sera au minimum de :  $6,5 \times 5,5 \approx 36 \text{ m}$ .

*Remarque :*

Tel qu'il est exposé ici, le calcul du dévers concerne les routes revêtues.

On peut, pour les routes en terre, s'inspirer des mêmes principes, mais les valeurs à donner dépendront des sols dont les propriétés mécaniques sont largement variables avec les conditions climatiques. Enfin, le dévers ne doit pas dépasser la pente au-delà de laquelle les ravinements dus au ruissellement deviennent importants.

#### 4.4.7. Accotements

Outre l'accroissement de sécurité qu'ils procurent par une amélioration des conditions de visibilité, les accotements offrent une possibilité de garage des véhicules.

La plus ou moins grande importance donnée à cette fonction conditionne sa largeur et sa structure.

Dans le cas le plus courant des chaussées bidirectionnelles à deux voies, les accotements sont stabilisés et non revêtus et reposent sur une surlargeur de la fondation de la chaussée. Une telle conception permet l'arrêt des véhicules légers hors de la surface de roulement de la chaussée ; par contre l'utilisation par les véhicules lourds pour des raisons d'économie n'est guère envisageable que sur des courtes bandes renforcées localement et dont les emplacements sont choisis en fonction du trafic. La largeur des accotements est à moduler en fonction de l'importance du trafic de piétons. Les largeurs usuelles à donner aux accotements en fonction de l'importance de la chaussée, sont à titre indicatif et en région de topographie facile :

- 2 m pour une chaussée de 7 m de large,
- 1,50 m pour une chaussée de 6 m de large,
- 1 m pour une chaussée de 5 m de large,

La pente dirigée vers l'extérieur est de 4 à 5 %.

La conception des accotements telle qu'elle est décrite ci-dessus comme simple dégagement de la chaussée ne peut répondre aux nécessités d'un éventuel trafic lent (traction animale, cycles ...) si son importance a été reconnue. La prise en considération de ce trafic peut se traduire par la création d'une bande de roulement de largeur et de résistance appropriées et qui ne peut être confondue avec l'accotement.

Dans le cas de routes très importantes à accroissement de trafic très rapide, on peut envisager dès le premier stade de construction ou d'aménagement de construire la plate-forme correspondant au stade suivant soit une ou deux largeurs de chaussée supplémentaire et le cas échéant une largeur de terre-plein central. Une telle disposition suppose que le passage au stade suivant se fera au cours de la période étudiée dans l'étude de factibilité et exige une justification économique.

#### 4.4.8. Profil en travers au droit des ouvrages d'art

Au droit des petits ouvrages d'assainissement (buses et dalots) la largeur de la chaussée et des accotements, doit être conservée.

Pour les grands ouvrages, différentes dispositions dictées par des considérations économiques peuvent être adoptées (voir ci-après chapitre 4.7.4).

#### 4.4.9. Importance du choix du profil au travers de la route

Les largeurs normales choisies pour la chaussée et pour des accotements ont dans les terrains de topographie difficile une influence considérable sur le prix de construction de la route. Le choix à faire est donc un compromis entre d'une part la sécurité et la prévision de l'avenir et d'autre part le prix de construction.

A titre d'exemple, les chiffres suivants ont été trouvés pour les mêmes projets d'une route de montagne dans les Andes :

Largeur chaussée revêtue	Largeur minimum de la plate-forme	Coût au kilomètre (hors ponts)
4,0m	4,5m	Base 100
5,5m	6,5m	141
6,6m	8,6m	175

Tableau 2.4.8. Prix d'une route de montagne en fonction de la largeur

En outre les risques de glissement sont beaucoup plus grands, lorsque la largeur de plate-forme augmente.

Les différences sont moins fortes dans des routes en terrain plat et climat sec. On a néanmoins constaté les résultats suivants :

	Largeur chaussée	Largeur plate-forme	Coût au kilomètre
Route en terre	7 m	7 m	88
	7 m	9 m	Base 100
	7 m	11 m	111
Route revêtue	6 m	8 m	Base 100
	7 m	9 m	113

Tableau 2.4.9. Prix d'une route en fonction de la largeur

## 4.5. TRACE EN PLAN

### 4.5.1. Introduction

Au stade de la factibilité, on définit les rayons de courbure et la visibilité en courbe, mais pas les raccordements à courbure progressive. Ces raccordements sont par contre pris en considération lors de l'établissement du projet d'exécution (voir chapitre 4.5.4.).

La vitesse de référence est choisie généralement à l'issue des premières études géométriques qui définissent le tracé en plan.

En terrain vallonné ou montagneux, le terrain constitue le facteur essentiel et c'est en fonction de ses formes et des rayons de courbure en plan possibles que le projecteur a intérêt à fixer la vitesse de référence du tracé.

On vérifie ensuite la compatibilité des caractéristiques de chaque point particulier avec les options prises initialement.

### 4.5.2. Courbes et alignements droits

Pour le tracé en plan, le paramètre fondamental est le rayon de courbure RH dont les valeurs minimales figurent au tableau 2.4.1.

On cherche toujours à réaliser le tracé le plus tendu possible : en terrain plat, le tracé idéal serait ainsi la ligne droite ; mais il faut éviter des sections de tracé en plan rectilignes de trop grande longueur car elles sont monotones le jour et gênantes la nuit à cause de l'éblouissement des phares. Aussi recommande-t-on usuellement de limiter à 2 km la longueur d'un alignement droit isolé. Le tracé est constitué alors par une suite d'alignements droits faisant entre eux des angles faibles.

Les rayons de courbure pourraient dans de tels terrains plats être choisis très grands sans que le prix de la route soit augmenté. Il est cependant conseillé de ne pas dépasser le rayon de courbure égal au rayon minimal non déversé, car dans les routes à deux voies les courbes constituent des zones délicates en particulier pour le dépassement, et l'accroissement du rayon de courbure qui augmente également la longueur de développement de la courbe n'est pas recommandable.

Une courbe circulaire doit être tracée avec un rayon unique et il y a lieu de proscrire les courbes formées d'axes de cercles contigus de rayons différents. On évite la succession de deux arcs de cercle de même sens, s'ils ne sont pas séparés par un alignement droit de longueur minimale. Cette longueur minimale doit laisser un délai de 3 secondes à l'automobiliste pour passer d'une courbe à la suivante. La vitesse de calcul est celle qui correspond au cercle du plus grand rayon (voir figure 2. 4.3.)

En outre si les 2 courbes sont distantes de moins de 500 mètres, il est recommandé de s'assurer que le rayon du plus grand n'est pas supérieur à 1,5 fois le plus petit.

Enfin après de grands alignements droits, l'expérience a montré que, pour des raisons de sécurité, les rayons minima doivent être ceux donnés par la figure 2.4.10. ci-dessous.

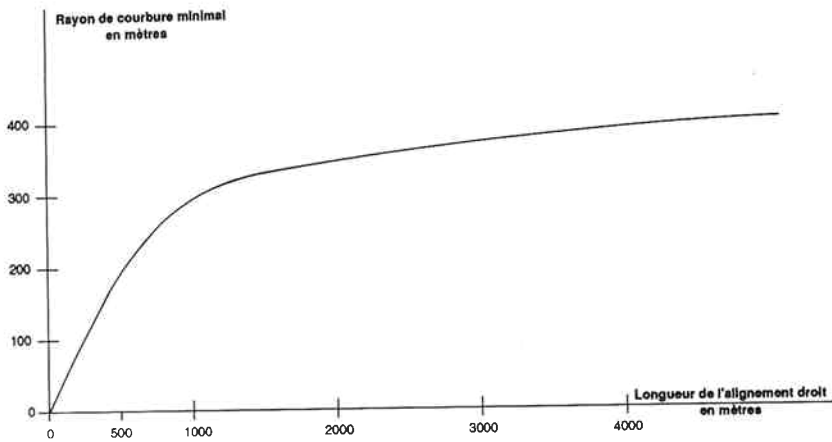


Figure 2.4.10. Rayon de courbure minimale après de grands alignements droits

### 4.5.3. Influence de l'implantation des ouvrages d'art

Il n'y aurait théoriquement aucune précision complémentaire à ajouter à ce qui précède, en ce qui concerne le tracé sur les sections comprenant un ouvrage d'art, dans la mesure où cet ouvrage n'entraîne aucune inflexion des alignements ni rétrécissement de profil en travers de la plate-forme.

C'est généralement le cas des petits ouvrages, dalots ou ponts-cadres qui sont adaptés au tracé sans majoration sensible du coût.

Pour des ouvrages importants au contraire, les emplacements et l'orientation du franchissement peuvent avoir des conséquences notables sur le coût de construction ; le tracé en sera plus ou moins influencé ; à la limite cette implantation imposera au tracé un alignement obligé.

Enfin, l'interruption des accotements ainsi que l'effet de paroi des trottoirs et parapets doivent être compensés par de très bonnes conditions de visibilité aux accès. On observera avec le plus de rigueur possible des distances de visibilité égales aux distances d'arrêt du tableau 2.4.2. ci-avant.

### 4.5.4. Raccordements à courbure progressive

Lorsqu'une automobile aborde un virage à grande vitesse, les roues avant ne peuvent passer instantanément de la position de ligne droite, à la position braquée. Le temps de braquage des roues impose à l'automobile une courbe de passage progressif de l'alignement droit au cercle de rayon  $R$ , qui se traduit par un déport vers l'intérieur du cercle de la trajectoire réelle de l'automobile par rapport au tracé alignement droit cercle tangent (voir figure 2.4.11.) Ce déport est fonction de la vitesse de braquage des roues ; mais les conditions de

stabilité et de confort imposent une vitesse maximum de braquage des roues et une courbe de raccordement progressif entre l'alignement et la courbe.

Ce déport peut-être important : plus de 2 mètres pour une vitesse d'approche de 100 km / h et un virage de 450 mètres de rayon ; un bon projet routier doit ménager ce déport.

Le raccordement à courbure progressive permet aussi d'introduire progressivement les dévers en respectant les conditions de confort dynamiques.

En outre les raccordements progressifs augmentent la sécurité en améliorant les conditions de visibilité. Les amorces des virages dotés de raccordements progressifs sont perçues plus tôt par l'utilisateur, l'informant ainsi plus à l'avance de l'évolution des sinuosités du tracé.

Ils donnent à la route un aspect plus harmonieux dans les zones à variation de dévers et assurent à l'utilisateur un plus grand confort optique.

Toutes les courbes déversées (définies par un rayon de courbure inférieur à  $RH'$ , suivant le tableau 2.4.1.) ont avantage à être dotées de raccordements progressifs.

D'un emploi qui n'est pas systématique lorsque le rayon est plus grand que  $RH'$ , les raccordements progressifs interviennent alors, soit pour une amélioration des conditions de visibilité (orientation des courbes aux sommets), soit encore pour une adaptation plus étroite du tracé au relief afin de minimiser les terrassements, ou d'éloigner l'emprise d'un obstacle.

La longueur minimum des raccordements progressifs est déterminée d'abord par la condition de variation de dévers de 4 % par seconde (voir chapitre 4.4.6 ci-dessus) ; c'est effectivement en général cette condition qui détermine la longueur de raccordement dans les routes à faible vitesse et faible rayon de courbure. Mais dans les routes rapides un tel calcul conduit à des longueurs de raccordement très réduites, et c'est alors le confort optique qui guide le projeteur ; on admet en général que la longueur de raccordement doit correspondre à un angle  $\alpha_0$  au moins égal à  $3^\circ$ . (voir figure 2.4.11.)

Les courbes de raccordement à courbure progressive usuellement utilisées sont des arcs de clothoïde. (voir chapitre 5.3.2.5.). Des combinaisons d'arcs de clothoïde pouvant également être utilisées comme éléments de tracé constituent les courbes en S ou en C, les courbes à sommet et les arcs.

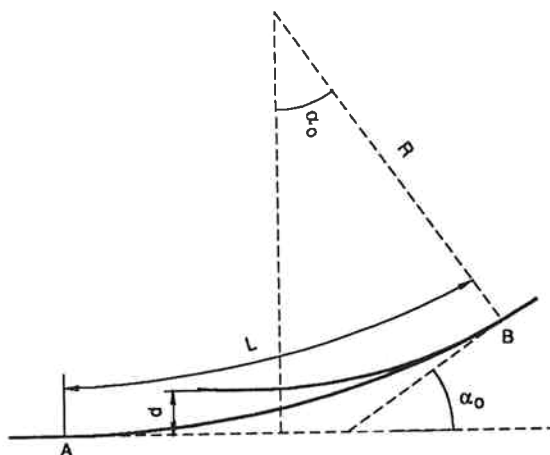


Fig. 2.4.11. Raccordement progressif en clothoïde

## 4.6. PROFIL EN LONG

### 4.6.1. Introduction

Le profil en long est un des facteurs principaux intervenant dans l'économie de l'ouvrage; de la détermination des caractéristiques du profil en long dépendra la plus ou moins grande importance des terrassements, et par suite du coût de construction ; de plus, des pentes fortes (plus de 5 %) conduisent à des coûts de circulation élevés pour les camions.

Le choix du profil en long doit être arrêté avec une bonne approximation au niveau de l'étude de factibilité.

En général, un profil en long économique suit au plus près le profil du terrain naturel. Une disposition en léger remblai est préférable au léger déblai qui complique l'évacuation des eaux et isole la route du paysage.

L'ingénieur qui étudie le profil en long d'un projet ne doit pas perdre de vue l'étude de sa coordination avec le tracé en plan. En effet les perceptions d'un plan et d'un profil en long considérées isolément sont trompeuses ; une route étant une surface gauche, le résultat de leur combinaison est parfois décevant.



#### **4.6.2. Déclivités maximales**

Pour l'ensemble d'un projet, on pourra se reporter au tableau 2.4.1. qui fixe la déclivité maximale par catégorie de route.

Mais la déclivité optimale peut être fixée aussi en principe par une étude économique. On doit d'ailleurs faire la différence entre le problème du rattrapage des dénivellations obligées (passage d'une vallée à un col), et celui de l'écrêtement de points hauts ou du développement d'une rampe sans accroissement des longueurs. Dans le premier cas en effet, la diminution des pentes se traduit par un allongement du parcours, et les calculs économiques montrent qu'en général, une pente de 6 à 7 % est aussi économique qu'une pente de 4 % avec parcours allongé. Part contre, pour les écrêtements, on a en général avantage à ne pas dépasser une pente de 4 % à 5%, pour des trafics de 100 véhicules / jour.

Dans le cas particulier, et rare où des chaussées séparées à sens unique sont envisagées, la pente maximale de la chaussée descendante peut être supérieure véhicules / jour à celle de la chaussée montante.

#### **4.6.3. Longueur critique de pente maximale**

Il convient d'associer à la notion de déclivité maximale la notion de longueur critique de pente maximale.

En effet lorsque la pente maximale dépasse 4 %, on préconise de limiter à une longueur maximale les sections de routes présentant cette pente. Cette longueur est appelée "longueur critique".

Les opinions sont variables selon les auteurs, sur la valeur de cette longueur critique. On donne ci-dessous des chiffres raisonnables .

Trafic	Longueur critique en mètres pour diverses pentes maximales
5000 à 500 véh/jour	600 pour $p > 4 \%$
	400 pour $p > 6 \%$
500 à 100 véh/jour	750 pour $p > 6 \%$
Inférieur à 100 véh/jour	1000 pour $p > 9 \%$

**Tableau 2.4.12.** Longueur critique de pentes fortes

L'adjonction dans les rampes de voies supplémentaires pour véhicules lents (dès que les pentes se prolongent de plus de 500 mètres) ne se justifie qu'exceptionnellement dans le contexte de routes en rase campagne dont le trafic est généralement inférieur à 5000 véhicules / jour. A la limite la question peut se poser au niveau de la réservation des emprises devant une perspective de développement plus ou moins éloignée.

Dans certains cas de route en terre, on évitera dans la mesure du possible de dépasser 4 à 6 % de pente pour limiter principalement les phénomènes d'érosion.

#### **4.6.4. Raccordements aux changements de déclivités ; rayons de courbure aux points hauts et points bas**

Des raccordements doivent être aménagés aux changements de déclivité ; on les réalise en général à l'aide de courbes paraboliques.

De façon à ménager des distances de visibilité d'arrêt et de dépassement assurant la sécurité des usagers à la vitesse de référence, on est conduit à fixer des rayons de courbure minima aux points hauts (angles saillants) et d'une façon générale à tous les angles convexes du profil en long de la route.

Ce rayon de courbure minimal est donné dans le tableau 2.4.1.

On cherche à placer le plus grand rayon possible chaque fois que cette disposition n'entraîne pas de terrassements importants. Parfois on constate

que pour assurer la visibilité de dépassement, on devrait ménager aux points hauts des rayons de courbure de plusieurs kilomètres qui conduisent souvent à des terrassements considérables, grevant lourdement l'économie du projet routier. Il est généralement préférable de prévoir alors dans les cas de très forts trafics l'élargissement de la route aux points hauts de façon à ménager deux fois deux voies de circulation, et en cas de trafics faibles ou moyens, de placer seulement une signalisation horizontale interdisant le dépassement. Le rayon de courbure n'est alors gouverné que par la distance d'arrêt. Sinon on peut abaisser la vitesse de référence.

Dans les points bas, c'est la considération du confort des usagers qui intervient seule pour déterminer les rayons minima. (voir tableau 2.4.1.)

#### **4.6.5. Coordination tracé en plan - profil en long**

On veillera soigneusement à assurer une lisibilité parfaite de la route et en particulier on évitera qu'une courbe commence ou qu'une bifurcation se trouve immédiatement après le point haut du profil en long.

On évitera aussi dans la mesure du possible les pertes de tracé, c'est-à-dire les discontinuités du tracé en perspective. A titre indicatif, il faudra s'efforcer de rendre visible d'un seul tenant une longueur de route au moins égale aux distances de visibilité de dépassement du tableau 2.4.2.

Il convient toutefois de noter qu'il est souvent difficile de respecter ces dernières conditions en tous les points d'un itinéraire donné sans entraîner des coûts supplémentaires de construction grevant lourdement la rentabilité de l'opération.

#### **4.7. CARACTERISTIQUES DES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT**

La première question qui se pose est celle du choix technique du type de franchissement: bac, radier ou pont submersible ou pont classique permanent. Le chapitre 8 du présent tome aborde ces problèmes. On ne donne ci-après que quelques points de repère.

La deuxième question est celle du dimensionnement géométrique des ouvrages : ponts, dalots et buses.

#### **4.7.1. Les bacs**

La solution du bac n'est à considérer que pour des rivières permanentes ou quasi permanentes et d'une largeur supérieure à une cinquantaine de mètres. En dessous de cette largeur, les frais d'amortissement et d'exploitation annuels d'un bac même modeste sont en général supérieurs aux frais d'amortissement d'un pont. Au-delà de cette limite les variables à considérer sont un peu trop nombreuses pour permettre de fixer une règle générale et l'on devra, étant donné l'importance des investissements en jeu, procéder à un calcul économique : prenant en compte les trafics ; ce calcul peut être en général mené indépendamment du reste de l'étude de factibilité.

#### **4.7.2. Radiers ou ponts submersibles**

Ce type d'ouvrage est à considérer dans le cas de rivières à débit faible ou nul, mais sujettes à certaines crues extrêmement violentes et très courtes. Du point de vue économique, pour les routes principales et secondaires, on ne peut se permettre de retenir une telle solution si les crues à prévoir chaque année interrompent plus de 24 heures la circulation et se produisent plus de 2 ou à l'extrême rigueur 3 fois par an. Au-delà de ces limites, on a presque toujours avantage à construire un pont réellement à l'abri des plus hautes eaux. Sur les routes tertiaires, on peut évidemment admettre des coupures plus longues et plus importantes, en particulier si la circulation est soumise pour d'autres raisons à des interruptions (barrières de pluie en particulier).

#### **4.7.3. Buses et dalots**

Les ouvrages de franchissement constitués par des buses et des dalots doivent être projetés pour maintenir des largeurs de chaussée et d'accotement égales à celles de la route en section normale. Les petites économies qui pourraient résulter du rétrécissement de ces ouvrages sont hors de proportion avec les accidents et les ralentissements dont ils seraient l'origine. Cette règle ne peut être transgressée que dans le cas de routes tertiaires, si l'on est contraint à des économies draconiennes.

#### 4.7.4. Ponts

Les ponts peuvent être réalisés à une ou plusieurs voies de circulation. D'une façon générale, le problème du choix du nombre de voies à prévoir résulte non seulement du trafic et de la fonction de la route mais également de la façon dont le pont est abordé par les véhicules : vitesse des véhicules, visibilité et inscription du pont dans l'itinéraire. Il est donc relativement délicat de fixer des règles générales ou même de recommander pour les ponts courts et moyens de baser la décision sur un calcul purement économique du problème.

Dans le cas d'un pont à une voie, il est indispensable de prévoir une chaussée de 3,50 mètres ou même 3,75 mètres si l'on a affaire à un trafic de gros camions (grumiers par exemple) et d'assurer un dégagement entre poutre ou garde corps de 4,50 mètres minimum.

Les ponts à deux voies peuvent être réalisés avec des chaussées de 6 mètres ou 7 mètres, selon le niveau du trafic ; on considère que jusqu'à un trafic de 500 véhicules / jour une largeur de 6 mètres est acceptable.

Sur les routes principales et secondaires et pour des longueurs d'ouvrages inférieures à 20 mètres, on a intérêt à construire des ouvrages à 2 voies. Par contre, au-delà, on doit se poser le problème de largeur de l'ouvrage. Les économies d'investissements correspondantes peuvent être très considérables. Le calcul économique peut alors être fait en se fondant sur les temps d'attente à escompter en fonction du trafic journalier dans des conditions normales. Le calcul économique montre en général que jusqu'à un trafic de 500 véhicules / jour un pont de longueur supérieure à 100 mètres a avantage à être construit à une voie.

Pour les ponts très longs, justiciables d'une voie, le problème de garages ménagés sur le pont se pose également. Pour des raisons pratiques et surtout si un trafic de vitesses variées (véhicules à traction animale ou bétail) est appelé à passer sur le pont, l'installation de tels garages est à recommander. La longueur maximum d'ouvrages sur laquelle on peut éviter de tels garages est de l'ordre de 300 mètres.

Les largeurs de trottoirs sont fonction du trafic piétonnier ; un mètre est la norme minimum. Les deux côtés du pont ne présentent pas forcément la même largeur de trottoir.

Afin de guider les projeteurs, on a établi le tableau 2.4.13. qui n'a qu'une valeur indicative et doit de toute façon faire l'objet dans chaque cas particulier d'une réflexion méthodique pour s'assurer que les conditions de circulation normales pour lesquelles il a été établi se rencontrent sur le pont étudié.

		Longueur du pont		
		< 20 m	20 à 100 m	> 100 m
Routes principales et secondaires	Trafic > 500 véh./jour	deux voies	deux voies	selon environnement et trafic
	Trafic < 500 véh./jour	deux voies	selon environnement	une voie
Routes tertiaires	Trafic < 100 véh./jour	selon environnement	une voie	une voie

**Tableau 2.4.13.** Caractéristiques géométriques des ponts (à titre indicatif)



## CHAPITRE 5

### ETABLISSEMENT DES PROJETS

#### 5.1. DIFFERENTS STADES D'ETUDE

##### 5.1.1. Objectifs et consistance des projets

Toute opération d'investissement routier connaît avant sa réalisation et mise en service une succession de travaux d'études au cours desquels le projet prend une forme de plus en plus élaborée.

Elle commence par la **prise en considération** de l'opération qui est l'acte par lequel le maître de l'ouvrage décide de la réalisation du projet et qui est souvent appuyée sur l'étude de factibilité. Elle aboutit à la réalisation d'un projet, défini par un **dossier de consultation d'entreprises**.

Il existe généralement suivant les pays et les sources de financement, une réglementation administrative définissant les étapes successives sanctionnées par des approbations officielles et la consistance des projets à présenter à chaque étape.

En France par exemple on distingue :

- l'étude préliminaire ;
- l'avant projet sommaire (APS) ;
- l'avant projet détaillé (APD) ;
- le dossier de consultation des entreprises (DCE).

Du point de vue des bailleurs de fonds internationaux et de beaucoup de pays en développement, on distingue essentiellement deux étapes et deux types de projet :

- l'étude de factibilité (avec une ou deux phases) ;
- le projet d'exécution qui permet de lancer les travaux.



L'étude de factibilité comprend une partie économique dont on a parlé dans le tome 1 du présent manuel et une partie technique dont on parlera dans le présent chapitre.

Le projet d'exécution comprend :

- les plans ;
- le projet technique qui définit complètement les travaux à réaliser ainsi que les modes d'exécution, d'évaluation, de contrôle et de paiement des travaux ;
- le dossier de soumission qui explique aux entrepreneurs comment ils doivent répondre à la consultation.

Le schéma explicité ci-dessus correspond aux projets que l'on compte faire exécuter par une entreprise de travaux publics. Dans le cas très rare et fortement déconseillé où l'on prévoit de réaliser les travaux en régie les mêmes études sont nécessaires. On peut seulement omettre le dossier de soumission ; mais il ne faut surtout pas croire qu'une réalisation en régie dispense de définir les modes d'exécution et de contrôle des travaux de façon aussi précise et stricte qu'une réalisation à l'entreprise.

Ces différentes études traitent d'aménagements plus ou moins importants (itinéraire complet, section de route ou ouvrage isolé) et peuvent concerner des travaux neufs ou seulement des travaux de réhabilitation ou reconstruction. Dans la suite de ce chapitre on traitera du problème le plus large celui des travaux neufs ; mais certaines simplifications ou modifications peuvent intervenir dans la définition du projet dans le cas d'une réhabilitation (voir notamment le tome 3 chapitre 3).

### **5.1.2. Prise en considération**

La prise en considération est fondée soit sur une étude de factibilité, soit sur la description des grandes lignes du projet et l'estimation du coût des travaux, si le maître de l'ouvrage les estime suffisantes.

Dans les deux cas, le dossier technique correspondant est un avant-projet souvent appelé sommaire par opposition à l'avant-projet détaillé dont il est question au paragraphe 5.1.3. ci-après.

L'étude technique commence généralement par une recherche de tracé qui peut s'intituler «étude préliminaire», ou «phase 1» lorsqu'il s'agit d'une étude de factibilité.

Souvent cette phase préliminaire est déjà décrite dans ses grandes lignes dans un plan de transport ou un plan routier, définissant la fonction de l'opération envisagée et sa situation possible, et comprenant une fiche descriptive destinée à attirer l'attention des pouvoirs publics. Il reste à identifier les variantes possibles et à sélectionner l'itinéraire à étudier en avant-projet. Cette première phase d'étude s'appuie généralement sur des documents existants (cartes ou photos) à l'échelle du 1/50 000 ou mieux du 1/25 000 ou 1/20 000.

Au stade de l'avant-projet sommaire, il faut définir de façon beaucoup plus précise :

- le caractère juridique de la route ;
- les vitesses de référence des différentes sections et les caractéristiques géométriques qui y sont liées ;
- le ou les profils en travers types,
- le tracé de l'axe (en plan et en profil en long) à l'échelle du 1/5 000 ou du 1/10 000 ;
- les principes de réalisation des terrassements et de la chaussée (avec sa constitution) ;
- les principes du réseau d'assainissement et les ouvrages types de petites dimensions ;
- les caractéristiques sommaires des principaux ouvrages d'art ;
- les principes d'aménagement des carrefours ;
- l'inventaire des équipements (signalisation, équipements annexes, éclairage éventuel...);
- l'avant-métré sommaire ;
- l'estimation des coûts de chaque partie de l'ouvrage.

Une première étude hydrogéologique de recherche d'eau, si nécessaire, doit également être entreprise.

Dans une étude de factibilité, l'estimation du coût de l'investissement est la base de l'étude économique justifiant la rentabilité de la route. Dans tous les cas, elle permet au maître d'ouvrage de faire une première estimation des crédits nécessaires, avant de passer à la préparation du dossier de consultation.

### **5.1.3. Préparation du dossier de consultation**

L'avant-projet sommaire est souvent suivi d'un avant-projet détaillé (A.P.D.) qui ne remet cependant pas en cause les principes énoncés dans l'A.P.S., sinon pour des modifications qui restent sans conséquence sur l'étude économique.

On se bornera ici à citer les principaux documents qui concrétisent l'avant-projet détaillé :

- les plans : ils sont le plus souvent établis à l'échelle du 1/1 000 à 1/2 000 et représentent de façon complète la route et ses dépendances : axe, limites de plate-forme, fossés, talus, aires annexes, limites de l'emprise (limites qui permettent notamment la détermination précise des terrains nécessaires), le réseau de drainage, la signalisation, les éventuels équipements ;
- le profil en long est à la même échelle que les plans en longueur, et à une échelle 10 fois plus grande en hauteur ;
- les profils en travers sont tabulés et/ou dessinés au 1/100 ou au 1/200 avec une équidistance variable suivant le relief et les méthodes utilisées (manuelle ou électronique) généralement comprise entre 10 et 50 mètres.
- l'étude géotechnique ;
- l'étude hydrologique ;
- l'étude hydrogéologique, si nécessaire ;
- les ouvrages d'art : localisés sur le plan général, les petits ouvrages (buses et dalots) sont définis par des plans-types, et éventuellement par une coupe représentant l'ouvrage et le profil en travers correspondant ; les grands ouvrages, ponts et tunnels, sont individuellement définis par un dossier complet d'exécution comprenant notamment le plan (souvent au 1/500), une élévation, des coupes, les plans de coffrage et de ferrailage. Les ouvrages sont répertoriés dans des tableaux récapitulatifs ;
- enfin le détail estimatif, tel qu'il ressort du bordereau des prix unitaires et des avant-métrés des quantités.

Le projet d'exécution (encore appelé projet implanté) se distingue essentiellement de l'avant-projet détaillé par la représentation du terrain. Jusqu'au niveau de l'A.P.D., les études sont établies sur plans provenant de la reconstitution aux différentes échelles de la planimétrie et de l'altimétrie du terrain par les méthodes diverses, décrites en 5.3.2. Les profils en long et en travers sont établis à partir des plans. Pour le projet d'exécution, le tracé est généralement matérialisé sur le terrain et les profils en long et en travers sont directement levés in situ au cours des opérations d'implantation de l'axe.

La terminologie employé ici correspond à la pratique française. Il est clair que l'A.P.D. et le projet d'exécution sont étroitement liés et on notera d'ailleurs que l'usage anglo-saxon ne les distingue pas et les nomme « final design » ou « detailed engineering ».

La consultation peut être lancée, soit sur la base du projet d'exécution, soit sur celle de l'avant-projet détaillé. Cette seconde formule est particulièrement indiquée dans les cas suivants :

- risque de modification de tracé entre le lancement de la consultation et le démarrage des travaux ;
- risque de disparition des repères matérialisant le tracé entre la consultation et les travaux ;
- importance des travaux de déforestation nécessaire à l'implantation dans une région à végétation dense. Il est alors préférable de déforester juste avant le démarrage des travaux pour éviter une dépense prématurée et un risque sérieux d'avoir à recommencer le travail.

D'autres considérations interviennent très souvent au rang desquelles, il faut citer les modalités administratives propres au pays ou aux organismes de financement.

#### **5.1.4. Enchaînement des études**

Dans la pratique, il est rare qu'une même section de route fasse l'objet des quatre étapes indépendantes décrites aux paragraphes précédents et que quatre dossiers successifs lui soient consacrés. En particulier, les deux dernières phases (avant-projet détaillé et projet d'exécution) se matérialisent la plupart du temps par un seul dossier qui peut être le résultat de trois démarches différentes.

Dans le premier cas, si le terrain est facile, l'avant-projet sommaire peut déterminer le tracé de façon suffisamment précise pour permettre ensuite une implantation directe de l'axe du projet. L'étape A.P.D. est alors supprimée. Dans le second cas, les deux étapes se mêlent de la façon suivante : on commence, comme pour un A.P.D., à étudier le tracé sur un plan topographique. Une fois le tracé étudié, on retourne sur le terrain pour l'implantation et l'on termine l'étude par un projet d'exécution.

L'étape A.P.D. est ainsi réduite à l'étude du tracé. Dans le 3ème cas, qui correspond à la tendance moderne, chaque fois que le relief n'est pas difficile, c'est l'étape projet implanté qui est supprimée, le dossier d'appel d'offres étant préparé à partir de l'A.P.D. qui comprend alors un calcul d'implantation, souvent électronique, qui fournit tous les éléments pour implanter le tracé à partir d'une polygone matérialisé sur le terrain lors des travaux topographiques de l'A.P.D. Ce n'est qu'à l'exécution des travaux que le tracé est alors implanté. On économise ainsi au stade de l'étude une opération topographique pour une perte de précision minime.

Il peut également se faire que ce soit l'une des premières étapes qui soit supprimée. Lorsque le terrain est facile et qu'aucune variante ne peut être envisagée, ou lorsque l'on s'impose de suivre une piste existante, on peut commencer directement par l'étude de l'A.P.S., sans étude préliminaire. Dans ce cas toutefois, la première tâche sera une reconnaissance de terrain même si celle-ci ne se matérialise par aucun dossier. Il est possible, aussi que l'étude préliminaire permette de passer directement à l'A.P.D. ou au projet, sans effectuer d'A.P.S. On conçoit donc ainsi que l'étude ne comporte que deux étapes.

Enfin, dans le cas où le maître d'ouvrage a pris la décision de réaliser l'investissement et ne demande pas de dossier de prise en considération, il n'est pas impossible que l'étude se fasse en une seule étape, en terrain facile, une reconnaissance visuelle et cartographique étant immédiatement suivie de l'implantation directe du futur tracé.

On voit donc qu'il existe une assez grande souplesse dans l'enchaînement possible des études, souplesse encore augmentée par le fait que chaque étape n'a pas un contenu rigidement défini. Dans la réalité, ce sont les directives du maître de l'ouvrage qui fixent dans chaque cas le contenu et les limites de l'étude, quelle que soit l'appellation de cette dernière. La figure 2.5.1. ci-jointe schématise les divers enchaînements possibles des études.

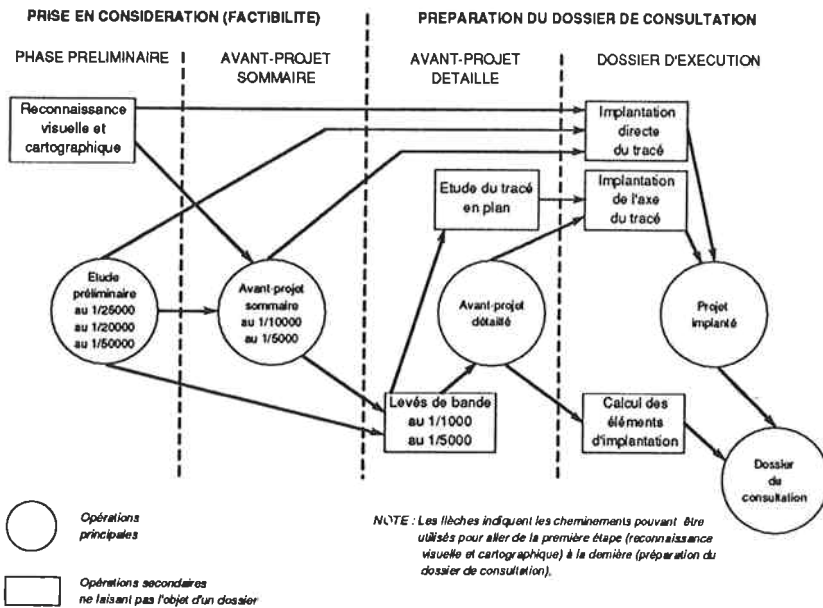


Fig. 2.5.1. Diverses possibilités d'enchaînement des études routières.

### 5.1.5. Cas particulier des ouvrages d'art

L'établissement d'un projet d'ouvrage d'art est l'aboutissement d'une procédure plus ou moins longue au cours de laquelle sont rassemblées les informations : sur les besoins à satisfaire (intensité de la circulation, gabarits à respecter, surcharges de calcul), sur le lieu d'implantation (lever topographique, études hydraulique, géologique et géotechnique), sur les ressources en matériaux (carrières, ciments de fabrication locale, etc.), sur les prix de base (salaires, prix du ciment, de l'acier, des carburants, des explosifs...) et sur les règlements de calcul en vigueur ; ces informations sont discutées entre le maître d'œuvre et le responsable de l'établissement du projet ; les diverses options sont analysées au fur et à mesure qu'elles se présentent.

L'ouvrage à étudier peut se trouver sur une route à caractère définitif, sur une route à créer ou susceptible d'être aménagée, ou être isolé.

Les principales phases d'une procédure complète sont :

- a) **Le schéma hydraulique** établi après une étude hydrologique qui ne précise ni le type de tablier, ni les fondations. Sur une coupe en travers de la rivière indiquant le niveau des plus hautes eaux, de l'étiage, etc., l'ouvrage est représenté sous forme très schématique avec uniquement l'indication de la cote de la sous-poutre et de la position des parements verticaux des culées, ou en cas de culées noyées dans le remblai, de la position des talus.
- b) **L'ébauche** établie après des études hydrologique et géotechnique relativement sommaires, donne une idée de ce que pourrait être l'ouvrage. Cette phase est souvent dénommée esquisse, ce qui entraîne un risque de confusion avec la phase suivante qui est également souvent qualifiée d'esquisse.
- c) **L'avant-projet sommaire** donne, après une étude hydrologique et géotechnique complète, ou tout au moins suffisamment élaborée, un aperçu des divers solutions qui pourraient être envisagées pour assurer un franchissement. Seuls sont définies les dimensions qui peuvent avoir une influence déterminante sur le prix de l'ouvrage ou sur son aspect. Ce type d'étude doit fournir au maître d'œuvre suffisamment d'informations pour qu'il puisse procéder rationnellement à son choix. Les esquisses ne donnent pas lieu à l'établissement d'avant-métrés mais seulement à l'évaluation des principales quantités.

- d) **L'avant-projet détaillé** est établi après choix de la solution définitive. Ce n'est que dans des cas où ce choix est très délicat que l'on peut être amené à établir deux avant-projets d'un même ouvrage (pont à voie unique et pont à deux voies par exemple).

L'avant-projet détaillé comprend la définition de toutes les dimensions extérieures et la détermination du ferrailage principal, dans le cas des ponts en béton armé ; du schéma de câblage, dans le cas des ponts en béton précontraint ; des sections principales, dans le cas des ponts métalliques. C'est une solution technique vérifiée au point de vue stabilité interne et externe pour tous les éléments non courants.

L'avant-projet détaillé est estimé sur la base d'un avant-métré. Il peut être mis en appel d'offres, l'établissement d'un projet d'exécution à partir d'un avant-métré ne nécessitant pas d'initiatives dépassant la compétence normale de l'entrepreneur.

- e) **Le projet d'exécution** établi soit après un avant-projet détaillé, soit directement à partir d'une ébauche ou d'un avant-projet sommaire. Le projet d'exécution doit fournir la totalité des informations permettant au chef de chantier de réaliser l'ouvrage et à l'administration de contrôler les travaux. Il comprend notamment la nomenclature des aciers dans le cas des ponts en béton armé, la nomenclature et le tracé des câbles dans le cas des ponts en béton précontraint, le calcul des assemblages et du raidissage des âmes dans le cas de ponts métalliques.

La fourniture des plans d'exécution dans les dossiers de consultation a l'avantage de donner une estimation plus précise, et surtout d'accélérer le démarrage des travaux en supprimant la période toujours longue pendant laquelle l'ingénieur chargé du contrôle doit vérifier les plans et notes de calculs de l'entrepreneur ; mais l'établissement de plans d'exécution préalablement à l'appel d'offres n'est justifié que si les études de terrain (hydrologie, topographie, géotechnique) ont été suffisamment poussées pour que l'on ne risque pas d'avoir à modifier le projet au cours de l'exécution des travaux.

La consultation sur projet d'exécution conserve son intérêt si l'on admet la présentation de solutions variantes par les entrepreneurs, car ces variantes devant le plus souvent être proposées à prix forfaitaire, la comparaison avec le projet de l'administration n'a tout son sens que si les quantités du devis estimatif de celui-ci sont connues avec une bonne précision.

Le choix de la séquence la plus appropriée dépend des circonstances dans lesquelles l'étude est exécutée. Celle-ci peut comprendre ou non une étude de factibilité destinée à justifier, sur le plan économique, les principales

dispositions retenues (en fait, il devrait toujours y en avoir une, mais il peut arriver que l'étude de factibilité soit simplifiée à l'extrême si le choix est suffisamment évident, ce qui du point de vue du projeteur, est équivalent à l'absence d'une telle étude).

Il convient enfin de mentionner la formule du concours, souvent utilisée pour de grands ouvrages. Le concours permet de faire un choix parmi plusieurs solutions techniques généralement bien adaptées aux matériels et procédés des entreprises. Il entraîne cependant une multiplication des frais d'études que les entrepreneurs sont obligés de porter dans leurs frais généraux. Un dossier de concours est souvent accompagné d'un avant-projet détaillé (spécialement en ce qui concerne les fondations), servant de guide aux entreprises pour l'application et l'interprétation des clauses techniques du devis programme (prise en compte du taux de travail du sol aux différents niveaux, des profondeurs d'affouillement et de la vitesse du courant).

La procédure adoptée est analysée au paragraphe 5.3.4.

## **5.2. ETUDES DE FACTIBILITE**

### **5.2.1. Consistance d'une étude de factibilité routière**

Le tome 1 a traité des divers aspects économiques de l'étude ; on se limitera donc ici aux aspects techniques : reconnaissance, avant-projet sommaire et estimation des coûts d'investissement et d'entretien. Dans un souci de clarté, les études géométriques, les études de sols et les études d'ouvrages d'art sont considérées séparément alors que, dans la réalité, elles doivent impérativement être menées de front et dans la plus grande coordination. Un paragraphe spécial est d'ailleurs consacré ci-dessous à cette coordination.

Pendant toute la durée de l'étude, il faut constamment garder à l'esprit le triple but de l'établissement de l'avant-projet sommaire : la définition de l'investissement à réaliser, l'estimation de son coût, et la préparation du projet d'exécution ultérieur. Connaissant la fonction assignée au projet (par exemple relier les villes A et B, ou bien desservir telle zone agricole importante), c'est au stade de la factibilité que les diverses solutions possibles sont examinées, que telle variante de tracé est adoptée, que les caractéristiques techniques de principe de la route sont déterminées et qu'on peut enfin décrire de manière relativement détaillée la route que l'on se propose de construire, de façon à ce que l'échelon de décision soit correctement informé. Le but de l'estimation du coût, à laquelle on demande généralement une précision de l'ordre de 20%, est de permettre les comparaisons économiques et les inscriptions budgétaires nécessaires. Enfin, l'avant-projet sommaire doit permettre de fixer la bande d'étude à lever pour le projet et de préparer le programme d'investigation des sols.



## 5.2.2. Etudes géométriques

Pour une étude de factibilité complète, c'est-à-dire comprenant une étude préliminaire (phase 1) et une étude d'avant-projet sommaire (phase 2), les tâches techniques de chacune des deux parties de l'étude sont nettement séparées, ce qui est beaucoup moins le cas de l'étude économique.

### 5.2.2.1. Etude préliminaire (phase 1)

Son but est d'identifier les diverses variantes possibles et d'éliminer celles qui ne sont pas favorables, afin de n'effectuer l'APS que pour un nombre réduit de solutions, et si possible une seule. La première tâche est donc d'inventorier les solutions possibles (et non pas seulement les tracés possibles) : améliorations de l'entretien de la route existante, aménagement des points singuliers revêtement de la route, aménagement complet de la route, construction d'une route nouvelle, sans oublier la possibilité d'échelonner dans le temps certaines réalisations.

Cet inventaire sera fait à partir de documents de base qui peuvent être des photo-satellite, photographies aériennes ou des cartes et plans. Il est toujours souhaitable de disposer de photographies, et c'est même indispensable lorsqu'il n'y a pas de cartes à l'échelle minimale du 1/25 000. Si une prise de vues doit être effectuée, il est recommandé d'adopter l'échelle du 1/20 000, surtout si une restitution au 1/5 000 est envisagée au stade de l'avant-projet sommaire. Il est également souhaitable de disposer de photographies au 1/50 000 qui pourront être prises simultanément. Les cartes peuvent être recherchées auprès de nombreux organismes publics (services cartographiques, cadastre, service du Génie Rural, service des Travaux Publics, etc.) ou privés (bureaux d'études, entreprises de Travaux Publics, topographes). Les cartes les plus utiles sont les cartes régulières du type IGN, avec courbes de niveau. Il sera bon d'avoir deux exemplaires de chaque document, l'un étant destiné aux études sur le terrain, l'autre aux études en bureau.

L'étude de ces documents en bureau doit précéder l'étude sur le terrain. Au préalable, une étude d'ensemble des cartes à petite échelle (inférieure ou égale à 1/50 000) et des photographies au 1/50 000 permet de définir les grandes lignes du relief, le réseau hydrologique et les bassins versants, les points de passage obligés du tracé et les zones à caractère homogène, afin d'obtenir le schéma des itinéraires possibles. Une étude de détail est ensuite effectuée sur les photographies au 1/20 000 et sur les cartes dont l'échelle minimale en terrain accidenté doit être le 1/25 000. Cette étude permet d'obtenir, pour chaque itinéraire défini dans l'étude d'ensemble, une première esquisse du tracé et des variantes secondaires possibles. Il peut être parfois utile en cas de tracé nouveau dans un relief accidenté et à végétation dense, de faire faire une restitution expédiée pour établir des plans au 1/20 000 (ou plus rarement au 1/10 000) sur une largeur de 3 à 5 kilomètres.

Ces études doivent être suivies de reconnaissances visuelles du terrain. Des reconnaissances aériennes peuvent être effectuées et donnent une bonne vue d'ensemble du tracé. Cependant la vitesse minimale des avions est trop élevée pour que cette méthode de reconnaissance suffise. L'hélicoptère est beaucoup plus souple d'emploi mais onéreux. Dans l'immense majorité des cas, les reconnaissances se feront en automobile lorsque c'est possible et à pied quand il n'y a pas de chemin praticable.

Ces reconnaissances permettent de préciser la localisation des points de passage obligé, d'éliminer certaines variantes nécessitant manifestement trop de terrassement, de connaître les principales caractéristiques en plan et en profil en long des variantes considérées comme possibles, de définir les ouvrages d'art à prévoir ou à réutiliser, de situer les limites de zones homogènes et de définir la bande d'étude minimale à lever pour l'avant-projet (de 100 à 200 mètres de largeur en général) ou, si le terrain s'y prête, de préparer les éléments nécessaires à l'implantation directe du tracé.

Une fois ces reconnaissances de terrain effectuées, les résultats doivent être reportés en bureau sur les documents dont on dispose : cartes au 1/25 000, mosaïque de photos aériennes, restitution expédiée, levés expédiés au clisimètre, boussole et topofil exécutés lors de reconnaissances à pied, etc. On s'efforcera cependant d'établir un document homogène sur l'ensemble des itinéraires pour concrétiser les esquisses de tracé des variantes retenues.

C'est durant la phase 1 que sont définies les caractéristiques techniques de principe du projet. Le chapitre 4 du présent tome traite cette question ; on s'y reportera utilement. Cette tâche nécessite une liaison étroite entre l'ingénieur routier et les responsables des études économiques et des études de trafic.

C'est également au cours de la phase 1 que prend place l'étude d'impact sur l'environnement (voir chapitre 2.6. du tome 1) si celle-ci est demandée par le maître d'ouvrage. Le recours aux photos aériennes est particulièrement précieux pour ce genre d'étude.

Si, à l'issue des reconnaissances, il reste des solutions variantes qui n'ont pu être éliminées par des considérations de bon sens faites par l'ingénieur responsable ou par les autres membres de l'équipe (économiste, ingénieur de trafic, géotechnicien etc.), elles devront faire l'objet d'une comparaison économique en fin de phase 1, sauf si les termes de référence ou les moyens financiers permettent d'effectuer l'avant-projet sommaire sur plus d'une solution et de repousser ainsi la sélection à l'issue de la phase 2.

Cette comparaison économique sommaire sera exécutée en demandant aux équipes techniques un certain nombre de renseignements comprenant en particulier les caractéristiques générales de la route projetée, les caractéristiques géométriques particulières des différents tracés à l'étude et

l'estimation de leurs coûts de construction respectifs. Ces estimations de coût font l'objet du paragraphe 5.2.4. ci-après. Il n'est généralement pas nécessaire, en phase 1, de prendre en compte les variations de coût d'entretien qui sont bien inférieures à la précision que l'on peut avoir sur les coûts et les avantages, et qui peuvent être négligées sans danger.

#### *5.2.2.2. Avant-projet sommaire (phase 2)*

Une fois sélectionnées la ou les solutions à étudier en phase 2, l'avant-projet sommaire est entrepris. Le premier problème est l'obtention du document topographique qui doit servir de base aux études d'avant-projet. Le choix de ce document topographique est toujours un cas d'espèce dépendant de la cartographie et des photos aériennes, de la nature du terrain et de la végétation existants, du degré plus ou moins élaboré des études de phase 1, de la précision requise en phase 2, des moyens financiers dont on dispose, etc.

Le plus souvent on aura besoin de plans au 1/5 000, avec courbes de niveau équidistances de 5 m (cette valeur pouvant descendre à deux mètres en cas de terrain plat). Il pourra se faire cependant que l'échelle de 1/10 000 soit utilisée si l'on estime qu'elle permet un degré suffisant de précision ou si l'on dispose par exemple de photos au 1/35 000 ou au 1/40 000 utilisables pour une restitution. Lorsque le terrain le permet, il est possible que les reconnaissances soient directement suivies d'une implantation directe du tracé, mais ce cas, qui conduit à faire un projet d'exécution au lieu d'un avant-projet, est rare et relève du paragraphe 5.3.2. ci-après. Il sera admis ici que l'échelle au 1/5 000 est adoptée, la transposition à faire si l'avant-projet est exécuté au 1/10 000 étant aisée. Dans tous les cas la largeur minimale de la bande d'étude est celle déterminée en phase 1.

Les plans pourront être obtenus soit par photo-restitution, soit par topographie au sol. La première méthode est préférable lorsqu'elle est possible et économique ; il faut que la végétation ne soit pas trop dense et que les photographies aériennes existent ou puissent être prises dans des délais raisonnables et soient à une échelle supérieure ou égale au quart de l'échelle des plans désirés (1/20 000 pour des plans au 1/5 000). Si le rapport des échelles est effectivement égal au quart, on peut également obtenir directement un orthophotoplan sur lequel on peut venir superposer en traits blancs les courbes de niveau les cotes d'altitude et la toponymie. Sinon, on peut agrandir ou réduire l'orthophotoplan à l'échelle désirée.

L'inconvénient du travail sur photographie aérienne est la distorsion liée d'une part à la non verticalité absolue de la prise de vue et d'autre part au relief, c'est pourquoi on utilise parfois l'orthophotoplan.

L'orthophotoplan est un document photographique obtenu par redressement de photographies aériennes à l'aide d'un orthophoto-restituteur. L'image

photographique est décomposée optiquement en bandes parallèles et à l'intérieur de chaque bande, l'échelle de la projection est adaptée d'une manière continue à l'altitude du terrain.

L'orthophotoplan est particulièrement bien adapté lorsque la planimétrie est chargée (zone urbaine), mais s'accommode mal d'un relief très accidenté, qui est le domaine d'élection de la restitution classique. En revanche, dans le cas de relief très plat, la topographie au sol est généralement plus précise en altimétrie que la photo-restitution qui a toujours pour avantage principal de permettre d'obtenir un accroissement de largeur de la bande d'étude à un coût modique. Enfin, il est bien évident que les coûts et délais respectifs des diverses méthodes possibles sont des éléments déterminants du choix.

Dans certains cas (route existante, terrain plat ou peu accidenté et dégagé), il peut être suffisant d'exécuter un levé au 1/5 000 et un profil en long par des moyens sommaires (clisimètre, boussole, topofil), ce qui réduit considérablement les délais et le coût d'exécution du document topographique (rendement moyen 4 à 10 km/jour par opérateur) ; c'est une méthode très couramment utilisée.

Quelle que soit la solution retenue, elle demande des opérations topographiques sur le terrain. Dans le cas d'une restitution, il faut effectuer la stéréopréparation permettant le calage des couples dans le restituteur : il faut identifier sur les photographies des points dont on aura déterminé, au cours d'opérations au sol, la position et l'altitude avec une précision de l'ordre de 30 cm en planimétrie et 40 cm en altimétrie pour un 1/5 000. Suivant le type de restituteur et suivant que les photographies sont ou non antérieures à l'étude, on pourra effectuer la stéréopréparation antérieurement à la prise de vue (en balisant le terrain par des croix blanches ou noires visibles sur les photographies) ou postérieurement (en utilisant des détails naturels repérables sur la photo et sur le terrain).

On utilise aussi au niveau de l'APS le système de l'aérotriangulation qui consiste dans une suite de photographies aériennes à caler une photo par rapport à la précédente, en utilisant des points caractéristiques bien repérables sur les deux photos. Avec ce système, on peut n'effectuer de stéréopréparation sur le terrain que pour un couple sur quatre.

Dans le cas où l'on n'utilise pas les photographies aériennes, les levés pourront être exécutés de deux façons : soit en levant des profils en travers approximativement perpendiculaires au futur tracé, avec une densité de 10 à 30 profils au kilomètre environ, suivant le relief et suivant qu'il s'agit d'un aménagement de route ou d'un tracé nouveau ; soit en levant des points par rayonnement, avec une densité de 3 à 10 points par hectare. Le choix entre les deux méthodes dépend surtout de la végétation, la deuxième étant préférable lorsque la végétation est clairsemée ou nulle. En revanche, la première

méthode s'impose s'il s'agit d'un aménagement de route existante. Dans tous les cas, ces levés s'appuient sur une polygonale de base matérialisée sur le terrain et établie aussi près que possible de l'axe du futur tracé.

Une fois les plans obtenus, le tracé est étudié en bureau en tenant compte des indications données par la géotechnique et des impératifs créés par les ouvrages d'art. Il n'y a pas lieu, à ce stade, d'utiliser des raccordements progressifs entre courbes et alignements droits. Le profil en long du terrain naturel le long de l'axe est dessiné à partir du plan au 1/5 000 (généralement à l'échelle au 1/5 000 en longueur et au 1/500 en hauteur), et une première ligne rouge sera établie. Il faut alors retourner, si possible, sur le terrain (surtout en zone de micro-relief) pour s'assurer de la qualité du tracé.

Quelques ripages d'axe pourront être effectués ainsi que des modifications de ligne rouge. Le tracé en plan et le profil en long définitifs seront ensuite mis au net en bureau.

On doit également classer dans l'étude géométrique les études de drainage et d'assainissement et la détermination des petits ouvrages (buses et dalots). Compte tenu de la précision requise dans les estimations de coût (généralement 20% du coût total), ce n'est que lorsque l'assainissement et les petits ouvrages représentent une partie importante de l'investissement que l'on doit les étudier en détail. Dans la majorité des cas, il suffit, pour l'estimation de coût, de les comptabiliser plus ou moins forfaitairement (sur la base d'un coût kilométrique, ou en les ramenant à un autre indice tel que volume de remblai par exemple), après avoir fait une étude plus détaillée sur quelques sections-types. Le besoin d'une étude détaillée peut également se faire sentir pour caler la ligne rouge au droit des franchissements (diamètre de buse) ou dans les zones inondables (hauteur des plus hautes eaux).

Enfin, il revient à l'ingénieur routier de donner à l'équipe économique les renseignements qui lui sont demandés pour permettre le calcul des coûts de fonctionnement des véhicules routiers le long du ou des tracés étudiés, ou les autres paramètres nécessaires à l'utilisation de logiciels de calcul tels que HDM (courbes, pentes et rampes).

### *5.2.2.3. Organisation des études géométriques*

La composition des équipes qui travaillent aux études géométriques dépend des délais de l'étude, de la longueur de la route et de sa difficulté. Il doit y avoir un ingénieur routier supervisant l'ensemble des études techniques, qui soit responsable des études géométriques et assure la coordination avec les études de sols et d'ouvrages. Il doit aussi être l'interlocuteur de l'équipe économique et veiller à ce que les renseignements fournis par l'équipe géométrique soient bien ceux nécessaires. Si le volume et les délais de l'étude l'exigent, il peut y avoir un second ingénieur routier.

Durant les études de phase 1, l'ingénieur routier n'a besoin que de personnel d'exécution : dessinateurs (pour assurer la présentation des documents), chauffeurs, manœuvres (pour débroussailler si nécessaire), etc. En revanche, au stade de l'avant-projet (phase 2), il doit être assisté d'un ou deux projeteurs qui auront eux-mêmes des dessinateurs avec eux. En phase 1, l'ingénieur routier doit nécessairement être basé au voisinage de la route à étudier, mais on peut concevoir, en phase 2, que, pour des raisons d'économie, il n'en soit pas ainsi, et que les études se fassent en bureau. Dans ce cas, il faut généralement sacrifier la visite sur place mentionnée plus haut qui a lieu avant la mise au net du tracé, ce qui entraîne la nécessité en phase 1 d'une reconnaissance particulièrement soignée et détaillée. Une telle méthode de travail n'est cependant pas recommandable et il vaut mieux pouvoir travailler à proximité de la route à étudier.

### **5.2.3. Etudes géotechniques**

#### **5.2.3.0. Introduction**

Les études géotechniques au niveau de l'étude de factibilité ont pour objet d'abord de préciser la recherche des tracés et le choix entre ces tracés. Elles comprennent une délimitation des zones géologiques et une appréciation des caractéristiques géotechniques des terrains dans chacune de ces zones.

Elles doivent en outre préciser un certain nombre de points importants, notamment :

- bonne position des franchissements des rivières ;
- passage si possible de la route en dehors des zones instables ou des sols compressibles ;
- détermination des possibilités d'approvisionnement en eau dans les zones désertiques ;
- détermination des ressources en matériaux de qualité pouvant constituer la chaussée.

Comme pour les études géométriques, les études géotechniques comportent à la fois des études sur documents et des travaux sur le terrain.

A la rigueur dans le cas de régions assez bien connues ou dont les photographies aériennes sont faciles à interpréter, on peut en phase 1 (étude préliminaire), se contenter d'études en bureau ; mais très souvent on est amené dès la phase 1 à procéder à une reconnaissance sur le terrain. De toute façon pour l'établissement de l'avant-projet sommaire (phase 2), des travaux sur le terrain sont nécessaires.

Dans la suite de ce chapitre on ne détaillera pas la consistance standard des études géotechniques de phase 1 ni celle de phase 2, car selon l'environnement

et les circonstances elles peuvent grandement varier, mais on donnera celle de l'ensemble des études de phase 1 et de phase 2, en rappelant seulement qu'elles doivent être organisées de façon à s'adapter aux besoins de renseignements du directeur du projet.

#### 5.2.3.1. *Etudes en bureau*

Il est essentiel de se procurer le maximum de documents publiés ou non sur les études antérieures. C'est bien entendu auprès des services compétents ou des organismes ayant travaillé pour leur compte que l'on puisera tous les renseignements utiles. Il est bien rare que dans un secteur déterminé un spécialiste d'une technique n'ait pas fait une reconnaissance au sol ou même n'y ait foré quelques trous ; et bien que son intervention ait eu un but différent (hydrologique, agricole ou minier) les coupes de terrain relevées, les identifications et les observations faites, parfois même les essais de laboratoire, constituent des éléments fort précieux pour l'étude géotechnique.

En bureau, le géotechnicien travaille sur documents existants (cartes géologiques, cartes pédologiques, photographies aériennes et matricules). Il établit une esquisse géologique à l'échelle des photographies aériennes dont il dispose (c'est-à-dire généralement le 1/50 000) concernant les contours des différentes formations et les divers indices de matériaux (indices photographiques ou indications provenant de la documentation). Il définit également, en collaboration avec l'ingénieur routier, les points de franchissement probables et les premières esquisses de tracés.

Dans certains cas la lecture des photographies aériennes est difficile. Il faudra alors faire appel à un spécialiste de photo-interprétation : le coût d'une telle intervention est sans commune mesure avec le temps qu'elle fait gagner sur le terrain, dans les régions d'accès généralement difficiles où les équipes de reconnaissance reviennent très cher ; la photo-interprétation est très utile pour déterminer, en montagne notamment, les zones instables ou les zones menacées de recevoir des éboulements ou torrents de boue. La photo-interprétation et la consultation des photo-satellites aident à localiser les failles et à placer convenablement les ouvrages.

Signalons également tout le parti qu'on peut tirer de l'examen des photographies en infrarouge qui constituent une véritable radiographie du terrain. Les zones humides, donc à tendance argileuse, y apparaissent en teinte foncée et les zones sableuses, bien drainées, en teinte claire et généralement sous un aspect grenu. De telles photographies sont particulièrement utiles dans les zones de cultures à faible relief où l'interprétation de la photographie classique est rendue presque impossible par les modifications apportées par l'homme au milieu naturel.

Si en zones de savane, sahélienne ou désertique, l'exploitation des photographies aériennes est intéressante, il faut bien reconnaître qu'en forêt dense, l'interprétation en demeure aléatoire par suite de la présence du manteau forestier qui masque le relief et la nature des terrains. Dans de tels cas la reconnaissance au sol doit être d'autant plus lourde que sont minces les renseignements donnés par les photographies et tous les documents existants ; de toute évidence, le coût de l'étude s'en ressentira.

### *5.2.3.2. Reconnaissances et études de terrain*

Les travaux sur le terrain dont le programme a été en général arrêté, à la suite des études de bureau, comportent soit en phase 1, soit surtout en phase 2 les diverses opérations suivantes :

- vérifier les hypothèses faites sur les contours des zones géologiques, les points de franchissements obligés et la validité des esquisses de tracé ;
- vérifier les indices photographiques et définir les méthodes de prospection par zone ;
- faire si nécessaire quelques sondages, prélèvements et essais, afin d'apprécier les caractéristiques des sols de zones homogènes et de certaines sections difficiles des tracés étudiés (déblais rocheux ou inutilisables, remblais sur sols compressibles, stabilité des talus et érosion, particulièrement importante en climat tropical et équatorial).

De toute façon l'avant-projet sommaire doit comprendre le résultat des études suivantes :

#### *a) Etude des sols de terrassement et de plate-forme*

Une connaissance suffisamment précise de la nature des sols et éventuellement de la position du rocher doit être donnée de manière à définir la position optimale de la ligne rouge en plan et profil, à permettre un premier dimensionnement de la chaussée et à examiner les problèmes de terrassement, notamment le compactage et la réutilisation des déblais.

#### *b) Inventaire général des matériaux*

Au niveau de l'APS, on ne recherche pas une cubature précise des gîtes ou des carrières, à moins qu'ils ne soient rares, auquel cas il faut les cuber dès ce stade avec toute la précision nécessaire. Généralement on se limite à confirmer les indices, c'est-à-dire à s'assurer par quelques sondages qu'il y a matière à exploitation. On s'efforce de relever les indices de tous les matériaux utilisables et d'avoir une idée de leurs qualités par quelques prélèvements et essais sur échantillons représentatifs.



*c) Etude des sols aux points de franchissement*

Il s'agit de définir les caractéristiques des sols au voisinage des franchissements pour permettre le calage optimal du tracé, compte tenu des terrassements d'accès et de l'ouverture de la brèche. Cette opération est complétée par l'étude en avant-projet des fondations des ouvrages.

*d) Avant-projet de la chaussée*

Compte tenu des matériaux disponibles et des résultats de l'étude de trafic le géotechnicien doit préparer un avant-projet de la chaussée, donnant la constitution proposée des différentes couches, ainsi que la provenance des matériaux, et prévoyant les renforcements ultérieurs nécessités par la croissance prévisible du trafic. Dans le cas où on ne trouve pas de matériaux valables pour le corps de chaussée à des distances raisonnables, il faut dès ce stade de l'étude, avoir une idée d'autant plus précise sur les stabilisations à prévoir, que celles-ci risquent d'influer sur l'estimation globale.

En outre selon les problèmes rencontrés et le poids financier des solutions possibles, on peut être aussi amené, dès le stade de l'étude de factibilité, à approfondir les points suivants :

*e) Détermination de la pente des talus*

Les pentes de talus sont définies, en première approximation, par zones géologiques et en fonction de la hauteur. On tient compte également des risques d'érosion et de venues d'eau.

*f) Epaisseur et nature de certains sols*

Cette étude peut être nécessaire pour étudier dès le stade de l'APS, les fondations de grands ouvrages ou les tassements à attendre sur des zones compressibles.

*g) Approvisionnement en eau des chantiers*

Le compactage des terrassements, déblais ou remblais, des sols de forme ainsi que des diverses couches de chaussées, ne peut être effectué correctement que si les matériaux présentent une teneur en eau convenable. L'eau est également indispensable pour la fabrication des bétons d'ouvrages d'art.

En zone tropicale, dans la grande majorité des cas, l'approvisionnement en eau peut être facilement assuré. Il n'en est pas de même dans les zones désertiques et dans les régions présentant une très longue saison sèche, dans ce cas, l'approvisionnement en eau peut poser des problèmes très graves qui peuvent même remettre en question le tracé de la route dans certaines sections.

En raison des lourdes conséquences techniques et financières que cette situation peut présenter, on peut être amené à procéder à des études hydrogéologiques, c'est-à-dire à la recherche des eaux profondes douces ou saumâtres, et cela dès l'avant-projet sommaire.

Voici quelques indications concernant la conduite de ces études.

Supposons une route de 300 km de longueur située en zone désertique où il n'y a pratiquement pas d'eau superficielle disponible pour les travaux.

On examinera tout d'abord toutes les études hydrogéologiques déjà faites dans le pays en s'adressant aux Administrations compétentes (Direction de l'Hydraulique, des Travaux Publics, de la Géologie...) et aux sociétés spécialisées. De très nombreuses recherches ont été faites au cours des 20 dernières années et des renseignements précis sont souvent disponibles. On saura par exemple, que sur une partie du tracé, il existe une nappe profonde, connue et délimitée ; on est sûr dans ce cas, que des sondages, poussés à une profondeur suffisante, donneront le l'eau. Il n'est pas alors nécessaire de procéder à d'autres études hydrogéologiques ; l'avant-projet devra prévoir, même grossièrement évalué, le prix des sondages à exécuter.

D'autres sections de la route, par contre, pourront se trouver dans une zone encore non étudiée ou insuffisamment étudiée, et dans laquelle l'existence d'eau profonde n'est pas connue. Les études hydrogéologiques doivent être entreprises avec la collaboration d'un organisme spécialisé ; elles comprendront :

- l'intervention d'un géologue, ayant si possible une longue expérience du pays ;
- des campagnes de mesures géophysiques ; prospection électrique, sismique, etc. ;
- éventuellement s'ils apparaissent absolument nécessaires des forages de reconnaissance aux points supposés favorables.

Ces études pourront conclure à la possibilité d'approvisionner dans des conditions économiquement acceptables, l'eau nécessaire aux travaux. Dans le cas contraire, il y aura lieu de procéder à un examen très approfondi de diverses éventualités : approvisionnement en eau par des nappes connues, mais très distantes, à l'aide de canalisations provisoires, adoption d'un tracé différent, se rapprochant des points d'eau.

#### **5.2.4. Estimation des coûts d'investissement et d'entretien**

##### **5.2.4.1. Coût d'investissement**

Il ne s'agit pas de répéter ici ce qui figure au chapitre 6 du tome 1 (les coûts de l'infrastructure) et en particulier la nécessité de distinguer les coûts financiers et les coûts économiques et de séparer la part en devises étrangères de la part en monnaie locale, mais d'exposer rapidement la manière dont les estimations de coût sont obtenues. Des chiffres et une étude plus détaillée de ce sujet se trouvent au chapitre 11 du présent tome.

En phase 1, une grande précision n'est pas exigée et l'estimation du coût des travaux n'est pas fondée sur un avant-métré des quantités, mais sur des coûts kilométriques moyens appliqués à des zones homogènes de l'itinéraire. Ces coûts kilométriques moyens sont obtenus en additionnant les coûts de terrassement, de chaussée, d'assainissement et d'ouvrages, et demandent de la part de l'ingénieur routier une bonne expérience. C'est en effet son seul guide pour estimer en particulier les volumes de terrassement en fonction du relief et des caractéristiques de la route.

L'ingénieur routier doit également estimer quelques quantités-clés de l'assainissement telles que mètre linéaire de buses par kilomètre, par exemple ; pour les ponts courants seule la superficie de tablier est à prendre en compte à ce stade, les ouvrages exceptionnels devant faire l'objet d'une analyse particulière de l'ingénieur d'ouvrages d'art qui en estime le coût en fonction de l'ébauche qu'il a établie. C'est le géotechnicien qui fixe les épaisseurs des diverses couches de chaussée permettant de chiffrer les volumes de matériaux nécessaires.

Pour la phase 2, une précision plus grande est nécessaire et il est fréquent que les termes de référence limitent la marge d'erreur à 20% du coût total. Il faut bien garder à l'esprit que cette précision étant requise sur le coût total d'investissement, il n'est pas nécessaire de l'obtenir sur chaque poste, et les parties les moins importantes peuvent être chiffrées avec moins de précision, pourvu que les postes importants soient examinés de près. On rappelle à ce propos, que le coût du transport de matériaux (de terrassements et de chaussée) entre pour une part généralement très grande dans le coût de construction.

Le principe de l'estimation consiste à évaluer les quantités des postes importants à la suite d'un avant-métré et à multiplier ces quantités par un prix unitaire moyen obtenu à partir de marchés comparables et englobant à la fois le prix unitaire du poste important et les prix des postes non exactement calculés mais qu'on peut y rattacher.

L'assainissement et le drainage sont généralement étudiés sur une ou plusieurs sections tests, le coût étant ensuite ramené à un paramètre jugé représentatif (volume des remblais par exemple). L'avant-métré des chaussées est obtenu sans difficultés une fois les épaisseurs des différentes couches déterminées, mais il faut faire des hypothèses prudentes sur les distances moyennes de transport, sans oublier que les stations de concassage ou d'enrobage sont généralement distantes de plus de 30 km les unes des autres, même s'il existe des carrières intermédiaires. Les quantités concernant les ouvrages sont obtenues à partir des ébauches (ponts courants) ou des avant-projets sommaires (ouvrages exceptionnels).

L'estimation des quantités de terrassements, qui comprend essentiellement le calcul des cubatures peut se faire manuellement (au moyen d'abaques) ou électroniquement ; c'est cette dernière méthode qui est pratiquement toujours utilisée aujourd'hui sauf en cas de route de très courte longueur.

Dans l'estimation des coûts unitaires, il ne faut pas omettre de tenir compte de l'évolution générale des prix si des marchés antérieurs servent de base à l'estimation.

Ce n'est que très exceptionnellement, et lorsqu'aucun marché routier dans une région voisine ou comparable n'existe, que les prix sont reconstitués, par une approche analytique, à partir du rendement des engins, de la main-d'œuvre, des prix des fournitures et des pourcentages de frais généraux.

Quelle que soit la façon dont les coûts sont estimés, il faut les décomposer suivant les indications de l'économiste qui peut vouloir faire apparaître la part de main-d'œuvre locale, la part en devises étrangères, la part de taxes, etc. Le prix d'acquisition des terrains est estimé par référence au marché foncier ; il appartient à l'économiste d'apprécier si ce prix reflète la rareté relative des terrains dans l'économie et s'il y a lieu de le modifier au cas où il n'en serait pas ainsi. C'est également lui qui, en liaison avec l'ingénieur de trafic et l'ingénieur routier, décide de la façon dont la route à étudier doit être sectionnée, en vue des comparaisons économiques. Les coûts des différentes sections doivent bien évidemment, être estimés séparément.

Le coût de l'investissement est complet lorsqu'on a ajouté au coût des travaux, celui des études non encore engagées (projet d'exécution) et celui du contrôle (voir chapitre 11 du présent tome).

#### 5.2.4.2. Coût d'entretien

Le problème du coût de l'entretien a déjà été abordé au tome 1 et fait l'objet du chapitre 9 du tome III. On rappelle seulement ici que, dans le cadre d'une étude de factibilité, l'estimation du coût d'entretien doit être faite car c'est un des éléments du bilan économique global.

Il faut cependant être conscient que pour les projets de route neuve ou d'une façon générale les gros investissements, **l'entretien courant** n'affecte que très peu le résultat des calculs économiques. Il n'est donc pas nécessaire de rechercher une très grande précision dans les résultats, surtout lorsqu'il s'agit de l'amélioration d'une route où ce sont les différences de coût d'entretien, dont l'ordre de grandeur est encore plus faible, qui interviennent.

Par contre, il ne faut pas omettre de comptabiliser les **dépenses d'entretien périodiques** (rechargement pour les routes en terre, renouvellement de la couche d'usure ou de roulement pour les routes revêtues), ni celles des renforcements de chaussée prévus par le géotechnicien pour faire face à l'accroissement du trafic.

#### 5.2.5. Coordination entre les différentes équipes

Bien que par souci de clarté, les études géométriques, les études géotechniques de sols et les études d'ouvrages d'art aient été décrites ci-dessus séparément, elles sont en réalité enchevêtrées et menées en étroite liaison avec les études économiques. En distinguant quatre équipes (qui peuvent chacune se réduire à une seule personne responsable), une équipe géométrique, une équipe géotechnique, une équipe d'ouvrages d'art et une équipe chargée des études de trafic et des études économiques, les interrelations peuvent concerner soit des tâches se faisant en commun par deux ou plusieurs équipes, soit des tâches qui nécessitent des renseignements provenant d'une autre équipe.

C'est l'équipe géométrique qui doit avoir le plus de relations avec l'équipe économique, ce qui justifie que l'ingénieur routier soit, l'interlocuteur privilégié de l'économiste.

En phase 1, les équipes économiques et géométriques font ensemble l'inventaire des solutions à retenir, dont certaines pourront ensuite être éliminées soit par l'ingénieur, soit par l'économiste.

Au cours de cette phase, la recherche de tracé doit être l'œuvre concertée de toutes les équipes techniques. Les ouvrages d'art fixent des points de passage obligés ou privilégiés, la géotechnique et la topographie incitant à préférer ou à éviter telle ou telle zone.

Les principales relations entre les équipes peuvent être vues sur les graphes d'ordonnement des études de phase 1 et phase 2 (voir figures 1.8.2., 1.8.3. et 1.8.4. du tome 1).

### **5.3. ETUDES DE PROJET**

#### **5.3.1. Conception d'un projet**

Comme exposé au paragraphe 5.1., la préparation du dossier de consultation peut être le résultat, soit d'un projet non implanté (APD), soit d'un projet implanté (projet d'exécution). Dans ce second cas et suivant les difficultés du terrain, l'implantation fera suite à une étude de tracé exécuté au 1/5 000 lors de l'A.P.S. ou bien à une étude faite sur bande d'étude entre 1/5 000 et le 1/10 000, levée à cette intention. C'est le dernier cas, le plus complet, qui est décrit ci-dessous, les autres séquences possibles ne comportant aucune opération différente et s'obtenant par suppression de certaines tâches.

Le choix entre projet non implanté ou projet implanté dépend du type de marché de travaux que le maître d'ouvrage veut passer. Par exemple, s'il a l'intention de passer un marché à prix unitaires, il peut se contenter d'un A.P.D. pour l'appel d'offres puisque pour le règlement définitif les quantités exactes seront relevées par « les attachements ». S'il a l'intention de passer un marché à prix global et forfaitaire, selon le risque qu'il entend laisser prendre à l'entrepreneur, il demandera un A.P.D. ou un projet d'exécution.

Il est fréquent et fortement recommandé que, en forêt dense, le projet d'exécution ne soit établi qu'après déforestation par l'entreprise. L'implantation et les levés de profil en long et en travers sont bien moins coûteux à cause de l'aménagement de la visibilité et des conditions d'approche et de déplacement. De plus, l'opération est plus précise car le déforestation remanie légèrement le terrain.

Dans le cas d'un terrain de relief facile, couvert d'une végétation clairsemée, on peut réaliser un projet d'exécution en tout ou partie par implantation directe des éléments du tracé. Il faut noter toutefois, que dès que le relief devient moyen, que la végétation s'intensifie ou que l'on travaille au voisinage d'une piste ou route existante avec un profil en travers présentant un talus notable (supérieur à 2 m) la méthode par implantation directe devient lourde d'application et imprécise dans ses résultats, ce qui est contraire au but que l'on se propose ; l'économie que l'on a cru faire sur le levé de bande d'étude est illusoire.

L'étude du tracé sur les plans à grande échelle avec implantation ultérieure est souvent recommandable : d'une part le maître d'œuvre connaît au mieux le

montant des sommes à prévoir pour l'exécution, ne serait-ce que vis-à-vis d'un organisme extérieur, d'autre part l'entrepreneur a tous les éléments pour doser son offre ; enfin, plus l'étude a été précise et détaillée, plus les contestations ultérieures de règlement sont mineures et faciles à régler.

Il faut insister sur l'importance de la qualité des études. Pour avoir voulu faire des économies sur les études géométriques et surtout géotechniques, de nombreux projet routiers se sont révélés une catastrophe à la réalisation ; les imprévus deviennent prépondérants ou dépassent le montant initial des estimations et des contentieux sérieux avec l'entrepreneur ne peuvent être évités. Il importe que les maîtres d'ouvrage acceptent de payer les études à leur prix et que les services ou les bureaux d'études refusent de produire des projets au rabais.

### **5.3.2. Etudes géométriques**

#### **5.3.2.1. Choix définitif des caractéristiques géométriques**

Cette tâche n'est citée ici que pour mémoire puisqu'elle fait l'objet du chapitre 4 du présent tome.

#### **5.3.2.2. Profils en travers types**

Si les dimensions fondamentales du ou des profils en travers types ont été arrêtées au niveau de l'étude de factibilité, il convient de fixer dans le détail certaines dispositions au stade du projet d'exécution. Sans que la liste suivante soit exhaustive, il conviendra d'examiner les points suivants :

- largeur de plate-forme ;
- largeur des couches de fondation et de base (les prolonge-t-on jusqu'en bout de plate-forme ou non ? quelle surlargeur ménage t-on pour mieux asseoir les couches supérieures ?) ;
- largeur d'imprégnation ;
- largeur de la couche de roulement ;
- largeur des accotements ;
- pentes des talus de remblais et de déblais ;
- risbermes dans les talus de déblais ;
- formes et dimensions des fossés (triangulaire exécuté à la lame de niveleuse, trapézoïdal exécuté avec une pelle hydraulique spéciale ou à la pioche, etc.).
- profils spéciaux pour zone de remblai sur des matériaux compressibles ou passages en terrain très accidenté (zone de grands déblais) etc.

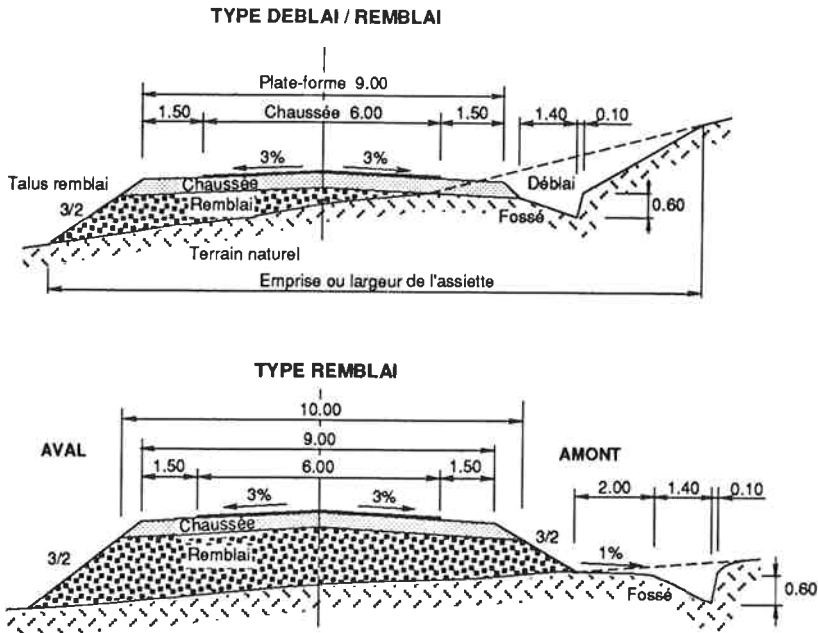


Fig.2.5.2. Profils en travers types pour route revêtue.

Dans la détermination des éléments d'un profil en travers type, on devra toujours être réaliste pour ne pas adopter des dispositions qui satisferaient peut-être l'esprit mais amèneraient des sujétions très onéreuses de construction et d'entretien.

### 5.3.2.3. Reconnaissances complémentaires

Pour l'étude de factibilité, toutes les possibilités de tracé ont été examinées avec leurs variantes pour arriver à la recommandation d'un itinéraire ; au stade du projet d'exécution, il ne reste donc que des variantes de détail très localisées à examiner. Ce poste est donc peu important et les recherches complémentaires devront faire l'objet de levés expédiés pour la mise en place du tracé en plan et en profil en long.

### 5.3.2.4. Levés topographiques

Les études d'avant-projet sommaire ont été exécutées sur des bandes d'études au 1/5 000 ou au 1/10 000 obtenues soit par des levés directs sur le terrain soit par des levés photogrammétriques, l'alternative étant fonction de la végétation et des moyens locaux.



Le tracé de la route au niveau de l'APD s'étudie, en dehors du cas de l'implantation directe, sur des bandes d'études de 1/2 000 au 1/1 000, voire même au 1/500, qui sont obtenues soit par des procédés terrestres classiques au distancemètre, soit par des procédés photogrammétriques.

Quel que soit le procédé utilisé, il est indispensable d'exécuter une polygonale nivelée qui servira de base aux levés terrestres ou aux travaux de stéréopréparation.

On examine successivement le levé de la polygonale de base, les procédés terrestres puis les procédés photogrammétriques en renvoyant le lecteur aux ouvrages spécialisés pour le détail des opérations.

#### *a) Polygonale de base*

La polygonale de base est déterminée à partir de l'APS de façon à bien couvrir la bande d'étude sur toute sa longueur.

La polygonale de base et les points complémentaires éventuels déterminés à l'aide des polygonales secondaires constituant l'ossature même des documents de base de l'implantation du futur tracé doivent être matérialisés très sérieusement. On avait recours autrefois à des bornes de béton de 100 à 200 kg pour les points principaux et des bornes de 30 à 60 kg pour les autres.

On a utilisé ensuite un matériel plus léger constitué par des bornes en matière plastique dure munies d'un pas de vis.

Mais les problèmes de piratage conduisent à ne pas recommander ce système. Une bonne solution consiste à réaliser les bornes à l'aide de buses de diamètre 30 cm, qu'on remplit de béton. On peut ainsi réaliser des bornes piliers de 1,20 m de hauteur au dessus du sol sur lesquelles on peut poser les appareils.

La matérialisation est faite de façon à pouvoir reconstituer les sommets des polygonales. Le procédé le plus simple consiste à mettre en place deux autres bornes qui constituent un triangle avec le sommet et à mesurer tous les éléments du triangle (angles et longueurs). Un croquis de repérage doit être établi.

Il n'est pas inutile de souligner que si les sommets de polygonales doivent faire l'objet d'une détermination soignée en planimétrie, il est tout aussi nécessaire que ces sommets soient déterminés avec précision en nivellement car ils constituent autant de repères utilisables lors de l'implantation et du piquetage définitif qui précéderont les travaux. De

plus, s'ils ont été judicieusement choisis et protégés pendant les travaux, ils pourront grandement faciliter les opérations de contrôle.

Les travaux de terrain consistent à mettre en place et à lever la polygonale de base à longs côtés dont les sommets sont solidement matérialisés. La mesure des angles est généralement exécutée à l'aide d'un théodolite type Wild T2 ou équivalent et la mesure des distances par un appareil électro-optique type Géodimètre, Telluromètre, ou Distomat.

#### *b) Levés terrestres*

Les levés terrestres sont exécutés à partir des sommets de la polygonale de base. Ces levés doivent donner une représentation correcte du terrain avec les lignes de thalwegs, lignes de crête, lignes de changement de pente ainsi que les détails planimétriques compatibles avec l'échelle de report. Il convient de s'attacher à lever des points caractéristiques du terrain plutôt que de « mitrailler » sans discernement un trop grand nombre de points qui n'améliorent pas la représentation du terrain mais qui obligent à des calculs et reports plus nombreux et par conséquent entraînent une perte de temps et d'argent. En particulier les lignes de changement de pente sont à lever soigneusement. Dans les procédés modernes on affecte un code à chacune des lignes qu'on veut représenter : thalwegs, lignes de crête, bords de trottoirs etc...

Autrefois le report des points levés était effectué au rapporteur et au double décimètre. Un travail plus rapide et plus précis est obtenu aujourd'hui par utilisation des tables traçantes commandées électroniquement par un programme utilisant directement les données du carnet. A titre indicatif, la précision de levé est de l'ordre du centigrade pour la mesure des angles, du centimètre pour la mesure des distances et de 5 cm pour les cotes

Les levés terrestres s'accroissent de conditions climatiques très variables ; on doit néanmoins avec les appareils modernes prendre garde à la température.

#### *c) Procédés photogrammétriques*

La deuxième méthode utilisable pour l'obtention des bandes d'études est la méthode photogrammétrique. Cette dernière fait appel à une couverture aérienne spéciale, à une stéréopréparation et à une restitution des couples de photographies. Il faut parfois y ajouter une opération dite de « complètement », levé complémentaire effectué par des procédés terrestres en des zones mal définies sur les photos

aériennes et de restitution incertaine et interprétation « in situ » de certains détails planimétriques (nature ou état des constructions, viabilité des routes et chemins, toponymie, etc.). Cette opération est parfois exécutée en même temps que la stéréopréparation et est désignée dans ce cas par le terme de « précomplètement ».

Nous développons ci-dessous les trois opérations principales de couverture aérienne spéciale, stéréopréparation et stéréorestitution :

### i) Couverture spéciale

Les photographies aériennes qui ont été exécutées pour l'étude de factibilité sont souvent à une échelle trop petite pour permettre l'établissement de plans à grande échelle. En général, on admet que l'échelle des couvertures aériennes doit être 4 fois plus petite que l'échelle des plans restitués. Ces clichés devront être pris avec des chambres « métriques »<sup>(1)</sup> de format 23 x 23 cm à focales courtes : 88 à 150 mm.

La planimétrie obtenue est toujours très précise. On demande également une altimétrie aussi bonne que possible, d'où la nécessité d'utiliser des focales courtes. On doit bien réfléchir aux nécessités de l'étude et à son coût<sup>(2)</sup> avant de commander la couverture aérienne : l'échelle du 1/4 000 au 1/5 000 ne devra être adoptée que pour des cas bien précis. Si la différence de prix entre une couverture aérienne au 1/8 000 et une couverture au 1/4 000 est assez faible, il n'en est pas de même pour les postes de stéréopréparation de mise en place des couples de restitution et de mise au net des documents.

### ii) Stéréopréparation

L'opération dénommée « stéréopréparation » est l'exécution au sol d'un canevas d'appui pour permettre le calage des couples dans l'appareil restituteur. Ce canevas d'appui est constitué par des points identifiés sur les photographies et déterminés en position et en altitude au cours d'opérations au sol. La précision sur les

- 
- (1) Les chambres métriques sont des appareils de prises de vues dont les caractéristiques optiques et dimensionnelles sont pratiquement constantes et parfaitement déterminées.
- (2) Etant donné la grande disparité des coûts suivant les circonstances et les lieux de prises de vues, on s'est abstenu de les faire figurer dans le présent manuel.

coordonnées de ces points dépend de l'échelle de restitution.

La stéréopréparation peut se faire soit « a priori », soit « a posteriori ».

Dans la seconde solution, on doit déterminer les coordonnées de détails naturels ou artificiels repérables sur le cliché et sur le terrain.

Ces points doivent pouvoir assurer un bon pointé stéréoscopique et être disposés de façon telle qu'ils puissent assurer le calage correct dans l'appareil restituteur. L'inconvénient de cette méthode dans un certain nombre de pays en développement est qu'elle nécessite un personnel très qualifié, donc cher, soit parce qu'on le trouve difficilement, soit parce qu'on l'« importe » ; inversement, l'avantage est de pouvoir utiliser des couvertures aériennes existantes.

Dans la solution « a priori », on procède à un balisage du terrain avant la prise de vues. Le balisage est généralement prévu surabondant pour ne pas avoir de « trou ». Il consiste simplement en cercles ou croix, tracés sur le sol, dégagés d'herbes et marqués à la chaux. C'est une opération peu onéreuse. Au moment des mesures de détermination on abandonne un certain nombre de repères : ceux qui sont surabondants ou mal placés.

A partir des sommets de la polygonale les points de calage nécessaires à la mise en place des couples photographiques dans l'appareil de restitution sont levés par la méthode la mieux adaptée.

La largeur couverte par les photos aériennes au 1/4 000 n'est que la moitié de celle couverte par les photos au 1/8 000, d'où une difficulté supplémentaire de navigation si l'on passe d'une bande d'étude au 1/2 000 (photos au 1/8 000) à une bande au 1/1 000 (photos au 1/4 000 lors de la prise de vues), quand l'axe de la bande d'étude n'est pas suffisamment rectiligne, ou est connu avec une précision insuffisante.

### iii) **Stéréorestitution**

La stéréorestitution dénommée couramment « restitution » est l'opération qui permet d'obtenir le dessin en planimétrie et en altimétrie d'une partie du terrain, à partir de photographies aériennes couvrant cette région, par l'intermédiaire d'un appareil dit « restituteur » exploitant les possibilités du pointé stéréoscopique.

Il existe 3 ordres <sup>(1)</sup> de restituteurs selon leur complexité et leurs possibilités. Les restitutions au 1/2 000 et 1/1 000 doivent s'exécuter sur des appareils de 1er ordre.

La mise en place des couples de photos dans le restituteur qui constituait autrefois un travail long et difficile se fait aujourd'hui très rapidement grâce à des logiciels adaptés. L'enregistrement des points restitués qui se faisait autrefois seulement sur une minute dessinée est aujourd'hui opéré en outre sur bande ou disque magnétique (banque des points en x, y, z).

Dans un cas très particulier, on peut avoir recours à la photogrammétrie terrestre : route en terrain très accidenté (pente supérieure à 60-70°, voire verticale). La photographie aérienne verticale ne permet plus de donner un document dont on pourra tirer des profils en travers et l'on utilise alors un photo-théodolite prenant des couples de photographies verticales à chaque extrémité d'une base. Une étude menée par le BCEOM a même nécessité la pose du photo-théodolite sur un bateau, la zone de projet étant sur une falaise en bordure immédiate de la mer.

#### *5.3.2.5. Tracé en plan*

A cette phase de l'étude d'un projet d'exécution, le projeteur est en possession des plans cotés, des caractéristiques géométriques et du tracé élaboré lors de l'étude de factibilité ; il s'agit donc d'un affinage de mise en place de l'axe du projet.

On devra s'attacher à rechercher une grande homogénéité des caractéristiques (si ce n'est pour l'ensemble du projet, au moins par sections suffisamment longues), à ménager une transition dans la variation des rayons des courbes entre sections et à éviter dans toute la mesure du possible les points singuliers. Pour ces derniers, on devra chercher à améliorer la visibilité et surtout à introduire chacun d'eux par une variation raisonnée des caractéristiques même si cela conduit à une augmentation sensible des terrassements ; c'est souvent le cas des entrées et sorties de ponts existants conservés dans un nouveau projet, dès que le relief est accentué.

---

(1) L'ordre des restituteurs est un indice de classification des restituteurs par précisions décroissantes.

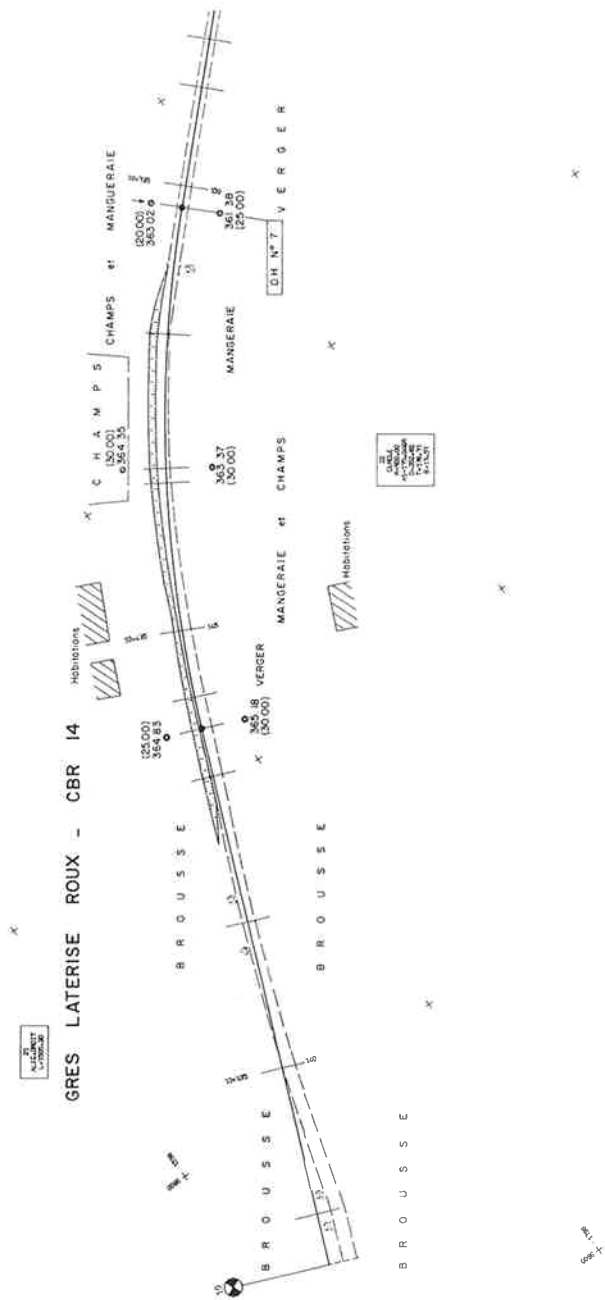


Fig. 2.5.3. Tracé en plan

En terrain plat, l'axe est placé le plus près possible des points hauts de façon à utiliser les possibilités de drainage naturel (tracé de crête).

En terrain vallonné, le tracé est placé de telle façon que l'on puisse espérer un quasi-équilibre remblai/déblai dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. On travaille souvent en profil mixte, les pentes transversales étant inférieures à 35% environ.

On ne doit jamais dissocier l'étude de l'axe en plan de celle du profil en long surtout en terrain montagneux où l'on doit de plus tenir compte des pentes transversales. Souvent, il faudra faire plusieurs essais avec étude de ligne rouge sur profil en long du terrain naturel pour décider du meilleur tracé en plan. Dans le cas d'un projet avec introduction de clothoïdes entre les éléments cercles ou droites, on doit tenir compte des ripages à introduire pour placer l'axe dans les pentes transversales fortes (supérieures à 50%), cas dans lequel la route sera entièrement en déblai.

En terrain ondulé, on devra faire attention à ne pas surdimensionner les développements des grands rayons en plan pour éviter des difficultés au moment de l'étude du profil en long.

Une clothoïde est une courbe dont le rayon de courbure en chaque point varie linéairement avec son abscisse curviligne et qui permet ainsi une transition progressive d'une droite (rayon infini) à un cercle de rayon fini. La sécurité de parcours se trouve améliorée par les variations plus lentes des changements de direction et des états dynamiques. La clothoïde facilite l'introduction des véhicules dans les courbes et augmente le confort visuel (voir chapitre 4.5.4. du présent tome). L'étude d'un tracé avec clothoïdes est un peu plus compliquée qu'une étude de tracé sans clothoïdes mais, comme le coût de construction ne s'en trouve pas modifié, on peut conclure qu'il est généralement souhaitable d'introduire des clothoïdes pour des courbes d'assez faible rayon. Les clothoïdes permettent en outre d'introduire les devers par basculement de la partie extérieure.

Pour projeter et calculer un axe « en clothoïdes », on peut utiliser des tables précalculées ou unitaire (Biblio 22 et 46), comme on le faisait autrefois, mais il est beaucoup plus pratique et rapide d'utiliser des logiciels modernes de tracé qui comportent l'introduction des clothoïdes, par exemple microroute ou micropiste (voir chapitre 5.3.2.10. ci-après).

En conclusion l'étude au niveau de l'APD du tracé en plan requiert, une étude de détail de tous les passages délicats, zones à forte pente latérale, accès aux ouvrages d'art, courbes aiguës, croisements ou carrefours etc., puis le calcul très précis du tracé en alignement droit, cercles et clothoïdes ; ce calcul est aujourd'hui toujours réalisé par des logiciels qui permettent le calcul et le dessin du tracé, à partir d'éléments géométriques très souples imposés par le projeteur et définissant complètement ce tracé : point de passage obligé

direction d'un alignement par rapport au n° 34 ord, raccordement tangent à une courbe donnée, rayon de courbure donné etc.

#### 5.3.2.6. *Implantation*

Un projet d'exécution doit comporter l'implantation de l'axe du tracé avec le levé des altitudes des points du profil en long et le levé des profils en travers. C'est cette opération qui le distingue d'un avant-projet détaillé (A.P.D.).

L'implantation d'un projet est une opération longue, parfois délicate, toujours onéreuse. On devra donc veiller à utiliser la ou les méthodes les plus appropriées, compte tenu du relief et de la végétation et chaque fois que cela sera possible, à n'effectuer cette opération qu'à une date très proche de celle de l'ouverture du chantier ou à la faire exécuter par l'entrepreneur chargé de l'exécution des travaux, à condition de l'avoir clairement indiqué dans le texte du contrat.

Si l'axe a été défini en cercles et droites, on aura recours soit aux méthodes traditionnelles (coordonnées sur la tangente, coordonnées sur la corde, rayonnements par points en avant), les éléments d'implantation étant lus ou interpolés dans une table appropriée (voir par exemple Biblio 2).

Mais la méthode la plus courante aujourd'hui, que l'axe comporte ou ne comporte pas de clothoïdes est l'utilisation de tables d'implantation du projet fournies par le logiciel de calcul du tracé et permettant une implantation topographique précise à l'avancement.

En possession de ces tables, on fait planter et piqueter par des équipes de topographes l'axe du tracé et des points auxiliaires en dehors de l'emprise des travaux. Ces points sont déterminés en altitude par un nivellement géométrique (erreur moyenne quadratique =  $\pm 4$  mm/km).

Les profils en travers sont levés sur le terrain. Plus tard, ceux-ci permettront à l'entrepreneur de piqueter les « entrées en terre » et le pied des talus de remblai.

La matérialisation de certaines données est à exécuter très soigneusement, tant en nature qu'en position, pour permettre divers contrôles au cours de la réalisation des travaux.

Les repères ainsi matérialisés doivent pouvoir être conservés dans la mesure du possible jusqu'au stade des travaux de construction de la route.



### 5.3.2.7. Profil en long

L'étude du profil en long du projet (ligne rouge) est une intervention primordiale de l'ingénieur-projeteur.

Un profil en long insuffisamment étudié peut se traduire par l'exécution de quantités trop élevées de terrassement, assainissement, ouvrages d'art et même chaussée par effet indirect.

Il pourra y avoir également des défauts optiques du tracé dus à la mauvaise coordination du plan et du profil en long, encore que ce problème puisse apparaître secondaire aux faibles niveaux de trafic où l'on se situe généralement.

Si une « ligne rouge » est placée trop bas dans la zone de déblai, les terrassements sont supérieurs à ce qu'ils auraient pu être, les sols rencontrés obligent à du déroctage imprévu ou à une épaisseur de chaussée supérieure parce qu'il sont de qualité de plus en plus mauvaise, les fossés revêtus sont de longueur supérieure puisqu'on trouve moins facilement des exutoires, les risques d'éboulements sont accrus.

Si une « ligne rouge » est placée trop haut dans une zone de remblai, les terrassements ne sont pas à leur minimum, les appuis des ouvrages d'art et les longueurs des buses et dalots sont augmentés et, éventuellement, la stabilité des remblais est mise en cause et on est conduit à adopter des expédients de dernière minute : risbermes par exemple.

Pour la traversée des zones inondables que l'on n'aura pas pu éviter lors de l'étude du tracé, il n'existe pas de règle permettant de positionner la ligne rouge par rapport au niveau des plus hautes eaux connues. Il faut en effet apprécier, en fonction de la cote choisie, le coût de construction, les durées des submersions entraînant une coupure de la route et les dégâts qu'elles peuvent provoquer. C'est donc une véritable étude technico-économique qui trouve parfaitement sa place dans le cadre d'une étude de factibilité. En tout état de cause, il est recommandé que les bords de plate-forme soient au minimum à 50 cm au-dessus des plus hautes eaux.

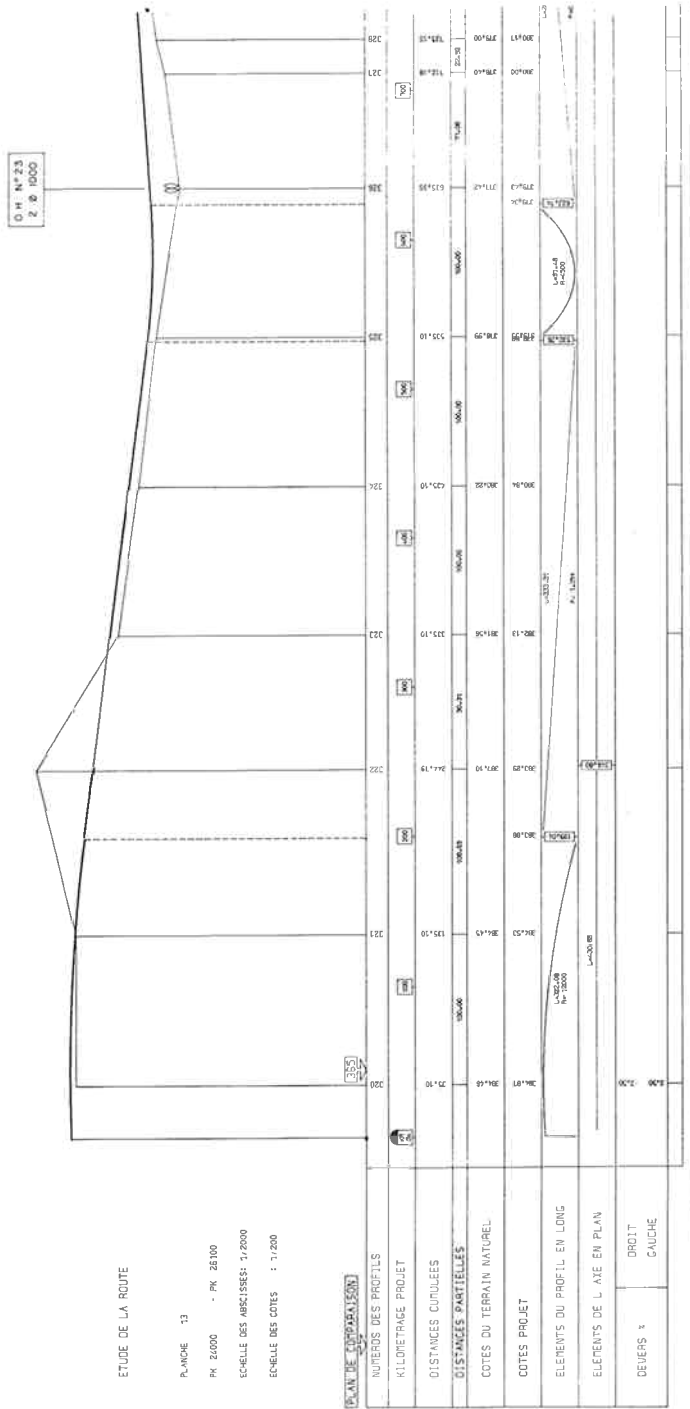


Fig. 2.5.4. Profil en long

Les rayons minima de raccordement en points hauts et bas ont été choisis lors de l'étude de factibilité : toutefois, il convient de réexaminer les cas particuliers. A-t-on avantage, par exemple, à diminuer la valeur d'un rayon au point haut pour éviter du déroctage ? A-t-on avantage à améliorer la tenue des talus de déblai en augmentant la largeur du profil en travers pour se réserver la possibilité soit de séparer par un terre-plein les deux voies, soit d'envisager même quatre voies en haut de côte ? Une comparaison économique est parfois nécessaire pour justifier la solution adoptée.

L'étude de ligne rouge est faite à partir du profil en long du terrain naturel, tel qu'il ressort soit du tracé en plan reporté sur la bande d'étude, soit d'un levé topographique spécifique en cas d'implantation directe.

La ligne rouge est définie en général par des droites et des paraboles. A partir du profil du terrain naturel, le projeteur cale au mieux la ligne rouge en tenant compte des remarques faites plus haut et en satisfaisant aux paramètres de profil en long de la route retenus lors des choix de caractéristiques. Ce travail était exécuté autrefois à la main, avec aide le cas échéant de petits programmes utilisables sur calculette.

Il est presque toujours aujourd'hui exécuté sur micro-ordinateur, par un module intégré dans un programme traitant l'ensemble d'un projet, mais pouvant également être utilisé en module indépendant.

Ayant à sa disposition les moyens d'étudier au mieux le profil en long d'un projet, l'ingénieur ne devra pas perdre de vue l'étude de sa coordination avec le tracé en plan ; un tracé en plan et un profil en long considérés séparément comme bons peuvent donner un très mauvais projet. Une route étant une surface gauche, le résultat de leur combinaison est parfois décevant : route dans le vide, ou au contraire talus de déblais gigantesques, pertes de tracé dangereux (virages en dos d'âne, embranchements découverts au dernier moment, mauvaise perception du tracé). Dans tous les cas, il est important de visualiser les profils en travers de la route. Les logiciels routiers modernes de calcul et de dessin facilitent l'étude simultanée des trois éléments : tracé en plan, profil en long et profils en travers. Des modules spécifiques permettent même un montage des profils en travers en vues perspectives enchaînées, qui présentent l'aspect final du projet tel que le verra l'utilisateur ; cela permet au projeteur d'apporter toute modification souhaitable au profil en long (et même parfois au tracé en plan), pour obtenir un projet de qualité.

### *5.3.2.8. Calcul des cubatures*

Le profil en long du projet étant arrêté, les cubatures des terrassements peuvent être exécutées suivant plusieurs procédés qui sont fondés sur l'évaluation des surfaces en remblai et en déblai dans un profil et font

intervenir la distance entre profils successifs. Les deux formules généralement utilisées sont les suivantes :

- produit de la surface du profil par la moyenne des distances du profil considéré aux deux profils qui l'encadrent ;
- produit de la moyenne des surfaces du profil considéré et du profil qui le précède par la distance entre ces deux profils.

On commence donc par définir les points de l'axe de la route où l'on désire étudier les profils en travers (points distants de 20 à 50 m selon les difficultés), ensuite :

- soit on établit le dessin du profil en travers du terrain à partir des lignes de niveau de la bande d'étude,
- soit on utilise le résultat des levés topographiques spécifiques en cas d'implantation directe.

Sur chaque profil en travers du terrain on doit ensuite placer le profil en travers du projet (profil type avec ou sans devers ou élargissement).

Selon les cas, on peut ensuite utiliser les méthodes suivantes :

#### *a) Cubature manuelle*

On pose un gabarit sur chaque profil en travers dessiné et on détermine la surface par planimétrie, par programme simple avec calculatrice ou par calcul après décomposition de cette surface en figures géométriques simples.

C'est une méthode ancienne, elle ne peut aujourd'hui être recommandée qu'en cas de section de route de très faible longueur et si l'on ne peut pas disposer d'un micro-ordinateur.

#### *b) Cubature par programme informatisé*

Pour cette partie du travail, on peut comme pour le profil en long, travailler avec un module intégré dans un programme d'ensemble qu'on utilise soit enchaîné avec les autres modules, soit de façon indépendante. Le module visualise d'abord les profils en travers successifs du terrain naturel, place sur eux le profil type du projet que l'ingénieur a défini puis calcule l'emprise de la route, les surfaces de déblais et remblais, et enfin les cubes de déblai et remblai entre le terrain naturel et l'assise de chaussée. Les autres éléments des métrés sont également calculés : largeur de débroussaillage, surface des talus, etc.

Un problème délicat dans cette partie de l'étude, est celle du positionnement des devers dans le profil en travers du projet. Avec la méthode manuelle, le projeteur doit intervenir sur chaque profil projet. Dans le cas de calcul informatisé, le programme place lui même les devers sur les profils projets successifs à partir de la seule indication donnée par le projeteur du point de départ du devers, de son accroissement ou du point d'arrivée et du point du profil en travers autour duquel doit basculer le devers.

#### 5.3.2.9. *Mouvement des terres*

Le calcul des cubatures des terrassements donne les quantités de remblais et déblais à mettre en œuvre ; l'étude du mouvement des terres permet de chiffrer le coût des terrassements en connaissant les distances de transport des cubes à mettre en remblai, en dépôt ou à prendre en emprunt, les emplacements de ces dépôts ou emprunts étant fixés.

La complexité des données et des résultats est variable au gré du demandeur : décapage, foisonnement, terrassement dans plusieurs couches de matériaux, mise en dépôt obligatoire, etc. Il ne faut pas oublier de tenir compte éventuellement des coefficients de foisonnement ou de tassement des terres.

Pour cette étude on peut avoir recours aux méthodes suivantes :

- a) *méthodes manuelles* (épures de LALANNE, BRUCKNER et dérivées) ;
- b) *méthodes informatisées*

Les méthodes informatisées offrent plusieurs possibilités, les plus complexes sont des méthodes d'optimisation ; elles tiennent compte des diverses couches de déblais dans les profils en travers (couches réutilisables ou non réutilisables en remblais) des zones d'emprunt possible et des zones de dépôt, et procèdent à une optimisation des transports de terre en fonction des coûts de transports selon la distance. Ces méthodes complexes sont en définitive peu pratiquées car on manque en général des renseignements géologiques nécessaires, et la valeur des coûts de transports selon la distance varie avec les équipements des entrepreneurs. C'est pourquoi on se contente en général aujourd'hui de calculs plus simples mais plus sûrs, pour lesquels le projeteur indique seulement pour chaque zone le pourcentage des déblais réutilisables, et les coefficients de foisonnement et contre foisonnement et dans lesquels le micro-ordinateur fournit la position des centres de gravité et volumes des déblais et remblais le long d'un projet et le dessin d'un graphique représentatif.

### 5.3.2.10. Suite de programmes informatisés

Au cours de l'exposé des diverses opérations de l'étude géométrique d'un projet d'exécution, on a pu noter qu'on avait en général le choix entre une méthode ancienne manuelle, avec ou sans utilisation de calculette, et une méthode faisant appel à des programmes informatiques plus élaborés, capables de résoudre rapidement les calculs et de visualiser à l'écran ou dessiner grâce à une table traçante, l'image du terrain, le tracé en plan, le profil en long et les profils en travers etc. tels qu'ils résultent des choix et instructions du projeteur.

Lorsqu'on a à faire un projet routier aujourd'hui, il y a intérêt à utiliser un **logiciel intégré** utilisant une série de **modules**. Les données d'entrées de ces modules sont soit les données terrain, soit les données minima de définition du projet fournies par le projeteur, soit des fichiers résultant de traitements déjà effectués par d'autres modules.

Il existe un certain nombre de ces logiciels intégrés, certains ont été mis au point par des bureaux de topographie, d'abord pour les besoins purement topographiques puis étendus aux problèmes d'élaboration des projets routiers.

D'autres au contraire sont partis des besoins des projeteurs routiers et ont été étendus à la solution des problèmes de topographie.

L'ensemble le plus complet et le plus souple d'emploi a pour origine un programme appelé TEGI (Tracé Electronique en Géométrie Imposée) mis au point par le SETRA dans les années 1960. Ce programme exigeait à l'époque des ordinateurs assez puissants et ne pouvait guère être utilisé que dans des centres importants. Aujourd'hui, une souplesse d'utilisation accrue a été obtenue grâce à une écriture adaptée à des micro-ordinateurs utilisables n'importe où et à l'utilisation de logiciels modernes permettant un dialogue permanent et simple entre la machine et le projeteur.

On trouvera en annexe 5 dans le présent tome une description du programme microroute, mis au point par le BCEOM à partir de TEGI, et quelques renseignements sur le programme MOOS, développé par la Grande Bretagne.

Il est difficile d'imaginer aujourd'hui qu'on puisse faire un bon projet routier sans utiliser un tel programme de calculs électroniques enchaînés.

En effet :

- le calcul électronique permet de visualiser rapidement et complètement le projet étudié et de déterminer facilement en cours d'étude toute correction jugée favorable ;

- le calcul électronique enchaîné permet au projeteur de reprendre son projet sans aucune hésitation alors que la lenteur et le volume du travail manuel correspondant le rendaient autrefois réticent à de telles reprises ;
- grâce à ces nombreuses reprises et variantes faciles et rapides à mener à bien, le projeteur arrive à optimiser son projet.

#### 5.3.2.11. *Optimisation des projets*

Le souhait de tout responsable routier est d'établir ou faire établir le projet "optimum".

Ce concept si on essaie de l'approfondir est cependant loin d'être simple. On a vu dans les paragraphes précédents toutes les considérations à prendre en compte lorsqu'on établit un projet routier, et dans le tome I, on a bien montré qu'un optimum devait faire intervenir :

- le coût de construction ;
- le coût circulation des véhicules (accidents compris) ;
- le coût d'entretien annuel.

Un logiciel d'optimisation doit donc faire intervenir, outre tous les paramètres de la définition géométrique du tracé, le coût de circulation des véhicules sur la route et les dépenses d'entretien annuelles. En fait de tels logiciels quand ils ont été établis, ne sont pas utilisés pratiquement.

Un logiciel comme HDM (voir annexe 5 du tome I) vise à optimiser les programmes d'entretien routier annuels, pour un trafic et une route donnée, ; mais il prend la route telle qu'elle est, et ne cherche pas à optimiser le projet lui même.

Des programmes d'optimisation du seul profil en long ont été établis. Ils résolvent un problème d'optimum partiel, celui du seul profil en long à partir du moment où l'on s'assure :

- que la sécurité de la route est identique quelque soit le profil en long et ne dépend que du tracé en plan. Cette condition exige que le projeteur vérifie que la visibilité du tracé est convenablement assurée pour tous les profils en long dont l'ordinateur a comparé les prix ;
- que le drainage est aussi satisfaisant pour tous ces profils en long et donc que les coûts d'entretien ultérieurs de la route sont équivalents.

En pratique, il est plus simple d'opérer en sens inverse, d'établir de bons projets, du point de vue de la visibilité et du drainage, et de retenir celui qui coûte le moins cher.

C'est la raison pour laquelle, l'optimisation pratique du projet est beaucoup plus sûrement obtenue par l'étude facile et rapide de divers projets avec un logiciel à modules intégrés, que avec un programme lourd et systématique d'optimisation, dont le résultat doit faire l'objet de nombreuses vérifications de cohérence après qu'il ait été produit par l'ordinateur.

### **5.3.3. Etudes géotechniques**

#### **5.3.3.1. Conception des études géotechniques**

Généralement, les études de factibilité conduisent au choix d'un tracé unique. Les études de projet ont alors pour but de définir avec précision les travaux de terrassements, chaussées et fondations d'ouvrages à réaliser, ainsi que les emprunts et carrières à utiliser pour leur réalisation.

On distinguera les études suivantes :

- étude des terrains traversés par les terrassements et les plates-formes ;
- étude des ressources en matériaux ;
- étude des sols d'assise des ouvrages.

Ces opérations sont dirigées par un ingénieur géologue-géotechnicien aidé dans sa tâche par des assistants à qui sont confiées les investigations sur le terrain et la supervision des essais de laboratoire.

Chacun des assistants dispose d'une équipe et de moyens matériels lui permettant de mener à bien son programme de travaux.

#### **5.3.3.2. Etude des terrains traversés par les terrassements et les plates-formes**

Une équipe est affectée à cette opération, elle procède à l'exécution de sondages par puits manuels ou à la tarière avec prélèvements d'échantillons dans les couches rencontrées.

Les prélèvements de sol font l'objet d'une identification visuelle dont la valeur doit être contrôlée par des essais d'identification de laboratoire (granulométrie, essais d'Atterberg, équivalent de sable etc.).

Les coupes de terrain relevées et les identifications effectuées sur les échantillons recueillis permettent d'établir le profil géotechnique de l'axe et la définition de familles de sols homogènes sur une bande de quelques centaines de mètres de part et d'autre de cet axe.



L'espacement entre puits dépend de l'homogénéité présumée des terrains ; il peut aller de 200 à 1 000 mètres selon les cas en intercalant des forages à la tarière entre puits manuels lorsque les sols sont suffisamment meubles. Cet espacement peut être mieux précisé si l'on a fait auparavant un profil géophysique de la route.

Dans les zones de déblais, il est recommandé d'effectuer des profils de sismique réfraction (voir annexe n° 2 du présent tome) qui renseignent sur la consistance et l'épaisseur des terrains de recouvrement ; on dispose ainsi d'indications appréciables sur la rippabilité des couches et sur la profondeur des assises rocheuses en complétant les résultats obtenus par des sondages ou essais faisant appel à des boteurs ou des pelles. On complète la connaissance des hauts déblais, s'il y a lieu, par des sondages carottés avec prélèvements d'échantillons intacts dans les niveaux meubles et par un relevé structural des discontinuités et de la stratigraphie des zones rocheuses. Les données ainsi recueillies, servent à définir la configuration des talus et de leur protection ou de leur soutènement éventuel.

La stabilité des assises de remblais est étudiée au moyen d'essais au scissomètre ou au pénétromètre. Sous les très hauts remblais ou dans les zones douteuses, on exécute des sondages carottés avec des prélèvements intacts sur lesquels sont effectués des essais oedométriques grâce auxquels on peut définir les conditions de réalisation des remblais.

Les caractéristiques de portance des sols de plate-forme sont déterminés au moyen d'essais CBR effectués sur un sol moyen obtenu en mélangeant les échantillons provenant d'une même famille de sols. On appréhende ainsi le dimensionnement préliminaire de la chaussée. Un nombre limité d'essais permet ainsi d'apprécier la **portance du sol** en réalisant seulement des essais CBR à la teneur en eau naturelle et à divers intensités de compactage (Proctor normal et Proctor modifié).

A la fin de l'étude, le tracé et le profil en long étant connus, les investigations géotechniques visent à compléter si nécessaire dans l'emprise du projet lui-même et à la cote de la ligne rouge, les reconnaissances antérieures.

Le profil géotechnique et le découpage des sols de plate-forme en zones de même portance sont définitivement établis.

La classe de plate-forme à prendre en compte dépend bien entendu du sol qui sert de support à la chaussée. En déblai, il s'agit de l'arase du terrassement souvent constitué de roches altérées ou saines sur lesquelles on met en place une couche de forme servant à régulariser le niveau d'assise lorsqu'il est effectué hors profils.

En remblai, le CBR retenu pour caractériser la plate-forme est celui des 50 derniers centimètres de sol de l'emprunt utilisé sur la section considérée.

Lorsqu'on passe à la **construction de la route**, les densités de référence sont indispensables pour la réception des matériaux compactés grâce à la densimétrie. A ce moment les études Proctor avec détermination de l'optimum doivent être opérées sur chaque type de sols et non sur un sol moyen et pour les sols qui sont utilisés en plate-forme l'étude CBR complète est nécessaire.

L'étude géotechnique doit en outre s'attacher à identifier les difficultés qui risquent d'être rencontrées par les travaux et à fournir des recommandations pour les surmonter :

- glissements de terrains potentiels ;
- sensibilité à l'érosion et aux ravinements ;
- drainages ;
- tassements des remblais ;
- ensablements ou engravements.

#### *5.3.3.3. Etudes des ressources en matériaux*

Les matériaux utilisés dans les remblais et même parfois dans la chaussée proviennent des déblais de la route ; sinon on les tire d'emprunts ou de carrières.

La réutilisation maximale en remblais des terrains de déblais reste un objectif souhaitable mais elle ne doit pas se faire au détriment de la qualité et de la stabilité à long terme des ouvrages.

Il faut savoir éliminer les sols de mauvaise qualité ou les traiter si on est amené à opérer dans des conditions climatiques défavorables.

Il faut rejeter les éléments dont la dimension excessive (> 500 mm) hypothèque une mise en œuvre convenable.

En général, les données recueillies par l'équipe étudiant les sols de la plate-forme et de son environnement immédiat sont suffisantes pour appréhender la question des emprunts pour matériaux de remblai mais il peut se faire que leur pénurie à proximité du tracé nécessite des prospections complémentaires qui sont alors effectuées par les « équipes matériaux »

Il est bon, qu'une ou plusieurs équipes se consacrent à la recherche des matériaux, surtout dans les pays où il n'existe pas de carrières exploitées ou dûment répertoriées.

Les « matériaux naturels » sont des tout-venants meubles exploitables à la pelle ou au scraper. On les prospecte dans les emprunts au moyen de puits

manuels ou à la pelle mécanique, sous forme d'un maillage tel que les estimations de quantités reconnues soient fiables. La maille de 50 m souvent retenue est généralement suffisante.

Ces matériaux sont sélectionnés selon l'usage qui veut en être fait : tels quels pour les couches de forme ou de fondation, ils devront être, la plupart du temps, traités pour être utilisés en couche de base.

Les prélèvements représentatifs des sols des emprunts sont étudiés au laboratoire. On procède aux identifications géotechniques des couches rencontrées dans les puits et à la détermination des caractéristiques de compactage et de portance sur des mélanges significatifs des familles de sols.

Les mouvements de terre et les conditions de réutilisation des sols font l'objet de dossiers spécifiques prenant en compte les conditions météorologiques susceptibles de régner au moment des travaux.

Les quantités et qualités des emprunts et leurs zones d'utilisation sur le projet sont précisées ; on définit ainsi les distances moyennes de transport des matériaux.

Les matériaux rocheux employés comme concassés dans les mélanges bitumineux ou sous forme de gravillons proviennent de carrières ouvertes dans des sites caractérisés par une roche saine, dure, homogène, présente en quantité suffisante et par un environnement permettant la mise en place facile des installations de concassage et de traitement.

Chaque site reconnu, comme a priori intéressant, fait l'objet d'une reconnaissance géologique détaillée appuyée par des sondages destructifs ou carottés ; si ces sondages ne sont pas effectués au stade de l'avant projet détaillé, ils devront l'être avant établissement du dossier d'exécution.

Pour ce dossier, des sondages carottés implantés systématiquement pour vérifier les prévisions ou en fonction des études géophysiques préalablement menées sont obligatoirement exécutés afin de permettre une estimation fiable des quantités disponibles et de caractériser la qualité du granulat. Aucune carrière de roche massive ne doit être ouverte sans que des sondages n'aient apporté la confirmation de la quantité et de la qualité des matériaux disponibles.

La position des carrières rocheuses et des recommandations pour leur exploitation et le traitement du matériau extrait sont fournies. Il ne doit subsister aucun doute sur la cubature disponible et les conditions d'exploitation. Une erreur sur les possibilités d'utilisation d'une carrière prévue au projet entraîne en effet des conséquences financières catastrophiques.

**5.3.3.4. Etude géotechnique des sols de fondation pour ouvrages d'art.** (voir annexe 3 du présent tome)

Pour l'avant projet détaillé, les études des fondations d'ouvrages d'art se limitent souvent à une appréciation sur le type de fondation à envisager et sur les risques d'affouillement à craindre.

On procède à l'examen géologique du site en notant la nature et la structure des terrains environnants et on exécute quelques reconnaissances au pénétromètre. On réserve généralement l'étude détaillée des fondations à la phase du projet d'exécution.

Des fouilles manuelles apportent une aide appréciable à l'examen des sites.

On peut être amené au droit des grands ouvrages à effectuer dès l'avant-projet détaillé, quelques sondages carottés de reconnaissance qui orientent la campagne ultérieure.

Le dimensionnement du ou des types possibles de fondation pour les ouvrages d'art est effectué au stade du projet d'exécution. Il s'appuie sur les sondages carottés dans lesquels sont prélevés des échantillons intacts soumis à des essais de compression simple, de cisaillement rectiligne ou triaxiaux et sur des essais au pénétromètre lourd ou au pressiomètre.

Lorsqu'on pense que l'on peut fonder l'ouvrage sur semelles superficielles assises sur le rocher, des puits visitables sont un bon moyen de le vérifier.

On doit rappeler que les conditions d'affouillement des terrains peuvent prévaloir sur celles de capacité portante et de terrassement. Il convient donc, quand on veut asseoir des fondations superficielles sur des terrains non rocheux de bien s'assurer qu'il n'y a pas risque d'affouillement.

Il est bon, pour une étude de fondation d'ouvrage d'art, de disposer d'au moins un sondage par appui. Ce sondage doit descendre à 5 m dans la roche massive si le substratum rocheux est à une profondeur telle qu'on puisse y faire travailler des pieux en pointe ; il doit atteindre dans les sédiments où on peut mobiliser un frottement latéral, une longueur égale à 1,5 fois la distance entre les deux appuis voisins.

### **5.3.3.5. Dossier géotechnique du projet d'exécution**

Le dossier géotechnique final comprend un certain nombre de sous-dossiers rassemblant, chacun, toutes les données acquises par les investigations sur le terrain, les essais de laboratoire et l'exploitation qui a été faite de tous ces éléments.

Ces sous-dossiers sont la totalité ou une partie des suivants :

- sous-dossier d'étude de la plate-forme,
- sous-dossier d'étude des terrassements,
- sous-dossier des matériaux meubles,
- sous-dossier des matériaux rocheux,
- sous-dossier de dimensionnement de la chaussée,
- sous-dossier d'étude de fondation des ouvrages d'art,
- sous-dossier d'étude de stabilité des pentes et des remblais,
- sous-dossier de protection contre l'érosion,
- sous-dossier des études du traitement des matériaux pour les couches de chaussée.

L'ensemble des résultats est parfois synthétisé sur un graphique linéaire synoptique dont un exemple est présenté au tableau 2.5.5.

<b>PLAN</b>	
Profil en long avec habillage géologique et géotechnique et position des sondages	
Plate-forme Couches meubles.....	Epaisseur, Nature, Teneurs en eau - Niveau hydrique, Classification géotechnique, CBR.
Substratum.....	Nature
Géomorphologie	
Géologie - Pédologie	
Hydrogéologie	
Emprunt pour remblai et couche de forme.....	Nature                      Quantité Traitement                  Longueur couverte
Zonage pour le dimensionnement de la chaussée avec CBR choisi compte tenu de la constitution prévisible de la plate-forme.	
Chaussée :	Trafic :
Nature et épaisseur .....	Revêtement Couche de base Couche de fondation Couche de forme
Emprunt.....	Nature Couverture Quantité Utilisation
Carrière rocheuse .....	Nature pétrographique Quantité
Divers .....	Erosion Rippabilité des déblais Instabilité des pentes Pentes des talus Zones compressibles

**Tableau 2.5.5.**

Ces dossiers sont généralement remis à l'entrepreneur à qui sont attribués les travaux mais ne sont pas considérés comme des pièces contractuelles. Il est

en effet trop facile à l'entrepreneur d'arguer d'une légère inexactitude du dossier pour réclamer des augmentations importantes de prix.

### 5.3.3.6. Organisation des études géotechniques

Les moyens en personnel à mettre en œuvre ont été définis dans les divers types d'études au cours des chapitres précédents.

Les moyens logistiques et de laboratoire dépendent largement de l'environnement géographique et des routes existantes.

Objectifs	Opérations	Terrains			Laboratoire			Rapports et documents fournis	
		Interventions Essais "in situ"	Matériel	Personnel	Essais	Matériel	Personnel		
Définition exacte des travaux	a) <b>Terrassements et sols de plate-forme</b> - Déblais - Déblais rocheux ripables, meubles - Réutilisation - Pentes - Projections - Remblais - Provenance (déblais ou emprunts latéraux) - Pentes et projections - <u>Plate-forme</u> - Bols types - Zones homogènes - <u>Coups de forme</u> - Zones concernées - Provenances et caractéristiques des matériaux	Géophysique Pénétrations Sondages légers Prélèvements remaniés et intacts Eventuellement : Pose Pézomètres	Appareil sismique Pénétromètre dynamique Tarières Matériel puits Carottiers Tubes pézomètres	1 Ingénieur Géotechnicien	Teneurs en eau, Densités Poids spécifiques Analyses granulométriques Limites d'Atterberg Equivalents de sable Essais Proctor Essais C.B.R. Résistance à compression Essais de cisaillement Essais triaxiaux Compressibilité Perméabilité	Etuve, balances Balance hydrostatique Pycnomètre Série de tamis Appareillage de Casagrande Appareillage équivalent de sable Proctor et C.B.R. Presses (dont 1 de 8 t) anneaux Compresseurs Cellule triaxiale Oedomètre perméamètre	1 Technicien  5 à 10 opérateurs  2 à 4 manoeuvres	- Rapport géotechnique détaillé avec recommandations pour l'exécution - Linéaire récapitulatif au 1/10 000 ou au 1/5 000 avec zones géologiques - Coupes sondages sur tracé (au 1/50) - Types de terrassement, Zones de portance homogènes (plate-forme) linéaire d'aménagement de la chaussée - Répartition des emprunts et carrières - Profilés en travers - Annonces - Carte des sols au 1/50 000 avec indication emprunts et carrières - Résultats classés sur sols de terrassement et plate-forme	
		Sondages légers Prélèvements échantillons remaniés	Idem	1 Technicien 1 Chef d'équipe des manoeuvres	Essais de consolidation Essais triaxiaux Compressibilité Perméabilité	Machine Los Angeles Machine Micro Deval			
Mise au point du dossier d'appel d'offres	b) <b>Matériaux pour chaussée</b> - Emprise - Localisation, Cubature Caractéristiques des matériaux - Problèmes d'accès et d'exploitation - Carrières - Localisation, Cubature Caractéristiques des granulés - Problèmes d'accès et d'exploitation - <u>Etudes de traitement</u> - Chaux - Ciment - Liants hydrocarbonés - Autre produit - <u>Etude de revêtement</u> - Enduit - Enrobés - Travaux annexes	Sondages légers Prélèvements échantillons remaniés Eventuellement sondages électriques	Appareil électrique	Idem	Teneur en eau Densités Poids spécifiques identification Proctor C.B.R.	Los Angeles, Micro Deval Essais de concassage Granulo, Forme, Acrovisité	Compresseur Presse machine de traction, Armoire de conservation	Mélangeur, Appareillage Marshall, Duriez, Hubbard Field Armoire de conservation	- Etudes des traitements au charbon - Résultat d'essais - Méthode utilisée - Coupes types de chaussée (linéaire d'aménagement)
		Sismique, Pénétrations Sondages légers Prélèvement par carottage ou bris de mine	Appareil sismique Pénétromètre dynamique Sondeuse (avec carottier d'asphalte) Marteau perforateur Explosifs	Idem	Idem	Los Angeles, Micro Deval Essais de concassage Granulo, Forme, Acrovisité	Compresseur Presse machine de traction, Armoire de conservation	Mélangeur, Appareillage Marshall, Duriez, Hubbard Field Armoire de conservation	- Etudes des traitements au charbon - Résultat d'essais - Méthode utilisée - Coupes types de chaussée (linéaire d'aménagement)
	c) <b>Détermination de la chaussée</b>								
	d) <b>Fondations des ouvrages d'art</b> - Type de fondation (sans travail basements) - Problèmes d'exécution	Pénétrations Sondages légers Sondages lourds Prélèvement échantillons intacts Eventuellement S.P.T., Pressiomètre	Pénétromètre dynamique ou statique Tarières, Matériel Puits, Sondesuse, Carottiers Matériel S.P.T., Pressiomètre	Idem	Teneur en eau, Densités Poids spécifiques, identifications, Triaxiaux Compressibilité Perméabilité				- Pour chaque ouvrage 1 carnet avec localisation, repérage et coupes de sondage - Résultats des essais - Niveau et type de fondation (sans de travail, basements)
	e) <b>Remblais sur sols compressibles</b> - stabilité du remblai - construction - amélioration de l'assise	Pénétrations Sondages légers Prélèvements échantillons intacts Sondeuse	Pénétromètre dynamique ou statique Tarières Carottiers Sondeuses Pézomètres Tasomètres	Idem	Idem				- Pour chaque remblai - Localisation Coupe des sols - Résultats des essais - Méthode d'exécution du remblai et d'amélioration de l'assise

Tableau 2.5.6. Etudes géotechniques routières au stade du projet d'exécution

Chaque équipe a en général besoin d'un véhicule tout terrain susceptible de transporter les outils de terrassement, les tarières et le cas échéant les pénétromètres ainsi que les échantillons prélevés.

Lorsque des forages sont nécessaires, on peut être amené à terrasser sommairement des chemins et plates-formes, ou au contraire à recruter une équipe importante de manœuvres pour transporter à pied le matériel.

Le résumé des opérations à réaliser au stade du projet d'exécution est donné au tableau 2.5.6.

### **5.3.4. Les études d'ouvrages d'art**

#### **5.3.4.1. Etudes hydrologiques**

Les études hydrologiques ont pour but de rassembler puis d'exploiter les données permettant d'évaluer pour un cours d'eau et pour diverses périodes de récurrence (5, 10, 20, 50 ans et plus), les caractéristiques des crues, c'est-à-dire, la cote du plan d'eau, les vitesses du courant et le débit.

##### *a) Etude hydrologique directe du site considéré*

Pour obtenir ces résultats, il faut procéder à une étude hydrologique détaillée du site, avec mesures de vitesses du courant pour différents niveaux d'eau et différents points du profil en travers. Cela permet d'établir la relation hauteur-débit.

Cette méthode donne évidemment des résultats très précis, à condition que les mesures de hauteur et de vitesse aient été faites pendant une longue période (plusieurs années au minimum pour avoir un ordre de grandeur du débit) pour que l'on ait pu observer un bon échantillonnage de crues, et définir ainsi les périodes de récurrence. Mais dans la majorité des cas, les délais prévus pour les études sont trop courts pour que l'on puisse envisager une telle campagne de mesures. C'est pourquoi on ne saurait trop inciter les divers pays à poursuivre ou à entreprendre le plus rapidement possible de telles études hydrologiques, non pas peut-être, sur l'ensemble de leurs rivières, mais sur un certain nombre d'entre elles choisies judicieusement d'après leur position géographique, la forme de leur bassin versant, la nature de leur sous-sol et de leur couverture végétale.

A défaut de pouvoir entreprendre ou utiliser de telles études précises, on est obligé de se rabattre sur d'autres méthodes.



*b) Etude de hauteur de crue*

Pour les grandes rivières, on peut en général retrouver les traces laissées par les crues sur les berges et interroger les habitants. On peut ainsi se faire une idée du niveau des crues, mais ceci ne permet que rarement d'y rattacher sérieusement une période de récurrence.

On doit insister sur le fait que le facteur étudié, la cote des crues, est précisément celui qui intéresse le plus le projeteur et s'il existe tout près du site un village, avec des habitants âgés et coopératifs, on peut obtenir parfois des renseignements convenables et suffisants pour fixer la cote de l'ouvrage.

*c) Relation entre hauteur et débit*

Il est souvent plus facile de connaître les débits de crue d'une rivière à partir de données géographiques, climatologiques ou statistiques générales (voir annexe 1 du présent tome) que de connaître la hauteur d'eau correspondante. Il peut arriver également qu'on ait des renseignements précis sur les niveaux d'eau de la rivière étudiée dans un site voisin de quelques kilomètres seulement du site de l'ouvrage projeté. Dans ce cas, on peut être amené à étudier d'abord le débit de la rivière en fonction de la hauteur du site voisin, puis de faire le calcul inverse pour déterminer la hauteur à partir du débit au droit de l'ouvrage projeté.

On utilise pour cela la formule de Manning-Strickler qui relie la vitesse moyenne au rayon hydraulique de la section de rivière et à la pente du profil en long de la ligne d'eau.

Le rayon hydraulique est une fonction directe de la hauteur.

La formule de Manning-Strickler est la suivante :

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \text{ et } Q = VS = \frac{1}{n} R^{2/3}$$

dans laquelle :

$$R = \frac{S}{P} \text{ est le rayon hydraulique}$$

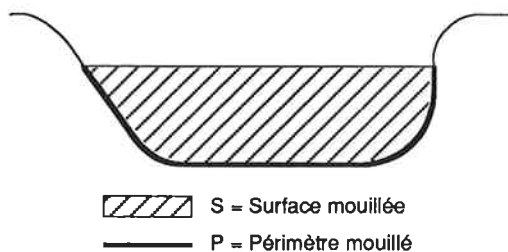


Fig. 2.5.7 Définition de S et P.

S est la surface mouillée

P est le périmètre mouillé

i est la pente longitudinale de la ligne d'eau.

n est un coefficient qui dépend de la rugosité des parois.

Il y a lieu de choisir n avec beaucoup de discernement, car l'adoption d'un mauvais coefficient peut conduire à des débits très largement erronés.

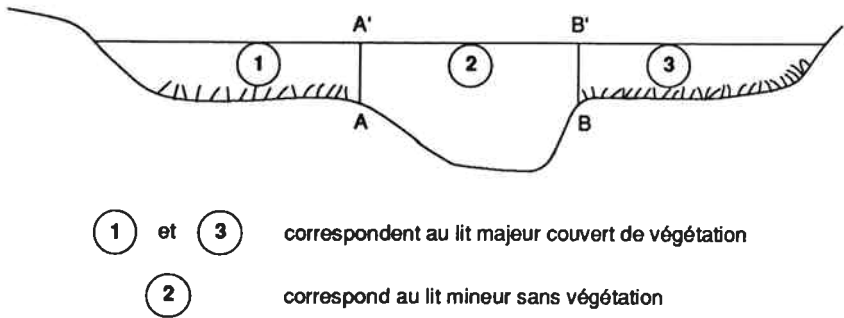
Le coefficient n varie beaucoup suivant la nature des parois :

- lit non encombré, berges nettes et droites, profil en long régulier, fond rugueux (cailloux, quelque végétation)..... n = 0,030 à 0,040
- lit non encombré, sinueux, avec mouilles et seuils :
  - . hautes eaux, fond peu rugueux..... n = 0,033 à 0,045
  - . hautes eaux, fond rugueux..... n = 0,035 à 0,050
  - . basses eaux, fond peu rugueux..... n = 0,040 à 0,055
- lit encombré par la végétation :
  - . moyennement encombré..... n = 0,050 à 0,080
  - . très encombré..... n = 0,075 à 0,150

Dans la majorité des cas, lorsque les plus hautes eaux sont atteintes, la rivière déborde ses rives et occupe une zone (lit majeur) beaucoup plus large que celle qu'elle occupait à son niveau normal (lit mineur).

Le fond du lit majeur n'étant que rarement submergé est le plus souvent recouvert de végétation. Le coefficient de Manning n à lui appliquer est donc différent de celui correspondant au lit mineur.

Pour le calcul des vitesses et du débit, il faut donc découper le profil en travers du lit en autant de sections qu'il y a de valeurs du coefficient de Manning et faire le calcul pour chaque section.



- ① et ③ correspondent au lit majeur couvert de végétation  
 ② correspond au lit mineur sans végétation

Fig. 2.5.8. Profil en travers d'un lit de rivière

Les séparations AA' et BB' entre sections ne sont pas à considérer dans le calcul du périmètre mouillé.

La pente  $i$  peut être déterminée, soit d'après les cartes, soit, s'il n'y a pas de cartes à échelle convenable, en levant un profil en long de la rivière sur une longueur de l'ordre de 1 000 m ( 500 m en amont et 500 m en aval).

La formule de Manning-Strickler est la seule applicable lorsque l'on ne dispose pas de données hydrologiques.

#### d) Conclusion concernant les études hydrologiques

La valeur des études hydrologiques dépend avant tout des observations qui ont été faites antérieurement. Plus ces observations ont été précises, nombreuses et réparties sur une longue période, et plus on a de chances d'obtenir une bonne évaluation des hauteurs et du débit. Il convient donc avant toute étude de se renseigner sur des observations faites dans la région par le service hydrologique local (et en Afrique par l'ORSTOM, voir Biblio 3).

D'une façon générale, en l'absence d'une collection exploitable de résultats d'observations hydrologiques, le projeteur sera dans l'obligation de se contenter de méthodes d'évaluation plus générales

mais moins précises des débits, ce qui le conduira en contrepartie à adopter des coefficients de sécurité plus élevés.

#### *5.3.4.2. Procédure adoptée pour l'établissement du projet*

On a expliqué au paragraphe 5.1.5 les diverses étapes d'un projet d'exécution.

Pour une étude d'ouvrage, un choix est à faire : faut-il achever l'étude sur un avant-projet ou sur un projet d'exécution et faut-il, dans ce dernier cas, que le projet d'exécution soit précédé d'un avant-projet ?

Pour cela, il faut distinguer le cas des ouvrages courants de celui des ouvrages exceptionnellement importants, tout en séparant le cas de l'ouvrage isolé.

##### *a) Ouvrages courants*

Pour les ouvrages courants, dont les projeteurs ont une pratique suffisante pour ne pas avoir d'incertitude en cours d'étude, l'établissement d'avant-projets détaillés préalablement aux projets d'exécution n'est pas nécessaire. Il faut compléter l'étude géotechnique légère de la factibilité par des sondages dont le programme dépendra des résultats de cette étude préliminaire et, sur la base des ébauches établies en factibilité, établir des projets d'exécution (ou éventuellement, des avant-projets si les ouvrages ne représentent pas une proportion trop importante du volume des travaux et si l'établissement de projets d'exécution risque de retarder le lancement de l'ensemble de la consultation).

##### *b) Ouvrages exceptionnels*

Pour de tels ouvrages, la procédure normale est d'établir successivement l'avant-projet détaillé et le projet d'exécution. En effet, à l'achèvement de la factibilité, beaucoup de décisions restent à prendre au fur et à mesure de l'étude. L'établissement successif de l'avant-projet détaillé et du projet d'exécution permet un examen d'ensemble de ces décisions avant que l'on atteigne le stade des documents définitifs, et une discussion de leur bien-fondé avec le responsable de l'administration. Il permet aussi de redresser certaines erreurs de conception en observant les conséquences avant qu'il ne soit trop tard.

Le maître d'ouvrage peut préférer cependant la formule du concours, auquel cas il faut simplement un avant-projet détaillé, fourni à titre d'exemple et de point de repère aux concurrents, et un dossier de concours définissant soigneusement les hypothèses de calcul à utiliser et les contraintes à respecter (gabarits, fondations, etc.).

La formule du concours doit se limiter aux très grands ouvrages ou aux ouvrages susceptibles de faire appel à des techniques peu répandues et nécessitant un matériel particulier. Elle limite la concurrence aux entreprises disposant de solides bureaux d'études ou de ressources suffisantes pour utiliser les services de bureaux d'études indépendants, mais permet parfois d'obtenir un large éventail de solutions et des innovations techniques intéressantes.

La consultation sur projet d'exécution réduit les frais à engager par les soumissionnaires et supprime ou restreint considérablement la vérification des plans d'exécution de l'entreprise par l'ingénieur chargé du contrôle. Elle permet un dépouillement et un contrôle beaucoup plus simple et est à adopter dans la majorité des cas courants.

Le fait de fournir un projet d'exécution permet au maître d'œuvre d'être très strict sur les variantes, grâce à la base de comparaison que constituent les offres conformes au projet de l'appel d'offres, remises par les entrepreneurs.

### *c) Ouvrages isolés*

Au stade de la factibilité (ou de ce qui en tient lieu) il faut faire l'étude hydrologique complète et une recherche d'implantation. Cette recherche d'implantation doit se faire en tenant compte des éléments suivants :

- le prix d'un mètre linéaire de pont courant équivaut à celui d'environ 50 m de route revêtue de même largeur. En conséquence, pour ce type d'ouvrage, il est rarement intéressant de dévier le tracé pour rechercher un site plus favorable si cela doit conduire à l'abandon d'un tronçon de route revêtue ;
- mais cette remarque n'est valable que si le pont peut être construit au niveau de la route existante. Or très fréquemment, il faut le placer beaucoup plus haut pour qu'il soit hors de portée des plus hautes eaux. La route devant alors de toute façon être refaite de part et d'autre de l'ouvrage pour rattraper la différence de niveau, le projeteur a plus de latitude pour choisir son implantation ;
- enfin après construction, le pont constituera un point de passage obligé. Il faut donc qu'il puisse s'insérer dans un tracé dont les caractéristiques correspondent à ce que doit devenir la route à moyen terme (une vingtaine d'années).

Compte tenu de l'importance que revêt le choix d'une bonne implantation, lequel implique une bonne connaissance du régime des eaux, il est très important de prévoir en première phase de l'établissement d'un projet d'ouvrage isolé, une étude légère de factibilité qui, après avoir défini les données de base (débits, cote des plus hautes eaux de la rivière, intensité de la circulation et perspective

de développement de l'itinéraire concerné), examine soigneusement la question de l'implantation.

Lorsque le choix de l'implantation est fait, il faut procéder à des sondages puis à des essais géotechniques sur les échantillons extraits. Une étude préalable avec des moyens légers (pénétrömètre) peut permettre de conclure dans certains cas (couches épaisses de matériaux meubles dont la résistance croît avec la profondeur en site peu affouillable), mais en général il est nécessaire d'extraire des échantillons pour s'assurer notamment que les horizons durs que le pénétrömètre pourrait détecter, ne recouvrent pas des couches compressibles.

Ce n'est qu'après l'exécution des sondages et des essais sur échantillons qu'il est possible de faire les avant-projets sommaires puis les projets d'exécution. Le lancement des travaux sur la base d'avant-projets est déconseillé dans le cas d'ouvrages isolés, le temps gagné sur la date de publication de l'appel d'offres étant généralement reperdu au cours de la période de mise au point des projets d'exécution par l'entrepreneur.

#### **5.3.4.3. Documents à établir**

Dans le cas d'un projet d'ouvrage d'art, ces documents sont les suivants :

##### *a) Rapport justificatif des dispositions adoptées.*

Ce rapport succinct ne doit traiter que les points essentiels. Il ne fait pas partie du dossier d'appel d'offres, mais sa consultation peut être utile en cours de travaux si certaines dispositions doivent être modifiées.

##### *b) Plan d'implantation des accès*

Ce plan indique, outre la topographie des lieux :

- la position des repères matérialisés sur le terrain et leurs coordonnées ;
- la position des points principaux (début et fin de projet, sommets de courbes) et leurs coordonnées (éventuellement le repérage en x, y, z peut être remplacé par un repérage direct à partir de points matérialisés).

L'échelle recommandée est le 1/1 000.

*c) Profil en long des accès*

Ce profil , à faire figurer de préférence sur la même feuille que le plan des accès, comporte les indications suivantes : numéros des profils, cotes du projet, cotes du terrain naturel, distances partielles, distances cumulées, déclivités et rayons de raccordement verticaux, alignements et courbes.

Les échelles recommandées sont le 1/1 000 - 1/100

*d) Plan d'implantation de l'ouvrage*

Ce plan indique, outre la topographie des lieux :

- la position des repères matérialisés sur le terrain situé à l'intérieur du plan et leurs coordonnées ;
- les coordonnées de l'intersection de l'axe du pont avec l'axe de chacun des appuis ;
- la position des sondages ;
- la vue en plan de l'ouvrage et des protections de talus.

L'échelle recommandée est le 1/500.

*e) Elévation de l'ouvrage*

Cette élévation, à faire figurer de préférence sur la même feuille que le plan d'implantation, comporte les indications suivantes :

- coupe du terrain résultant de l'interprétation des sondages, ou reproduction des coupes de sondages ;
- position des sondages ;
- indication de la limite d'affouillement prise en compte dans le calcul ;
- indication des niveaux des plus hautes eaux, de l'étiage et du niveau normal ;
- élévation de l'ouvrage avec indication des cotes d'arrêt de fondation, de sous-poutre, de la chaussée sur chaque berge et dans l'axe de l'ouvrage, des distances entre appuis.

L'échelle recommandée est le 1/500.

*f) Plans de coffrage*

Ces plans comportent l'élévation, la vue en plan et des coupes transversales de chaque élément, avec si nécessaire des dessins de détail, et dans tous les cas l'indication de la nature des coffrages et des

qualités de béton et d'acier auxquelles correspond le projet, et des reprises de bétonnage.

Les échelles recommandées sont le 1/50 pour les vues en plan et en élévation et le 1/20 pour les coupes.

*g) Plans de ferrailage*

Ces plans comportent :

- des schémas indiquant en plan et en élévation la position de chaque barre et les recouvrements ;
- des schémas de répartition des étriers ;
- des coupes indiquant la position des fers (dessinés à l'échelle) ;
- des dessins de détail, s'il y a lieu ;
- la nomenclature et le métré des aciers ;
- l'indication des qualités d'aciers auxquelles correspond le projet.

Les échelles recommandées sont le 1/50 pour les schémas, le 1/20 pour les coupes et des échelles supérieures pour les détails.

*h) Plans de câblage dans le cas d'ouvrages en béton précontraint*

Ces plans comportent :

- une élévation indiquant :
  - . la position des ancrages en abscisse et ordonnée,
  - . l'angle de câble au départ des ancrages avec l'extrados,
  - . la position de tous les étriers,
  - . le tracé du câble par les abscisses des points de séparation des parties rectilignes et paraboliques, et les ordonnées du câble mètre par mètre ;
- une vue en plan donnant le tracé des câbles par leur déviation par rapport à l'axe et les abscisses du début et fin de la zone d'introduction de la déviation ;
- la nomenclature des câbles, des gaines et des appareils d'ancrage et l'indication des types et du système de précontrainte.

Les échelles recommandées sont le 1/50 pour les vues en plan et leur élévation et le 1/20 pour les coupes.

A ces plans sont annexés sous formes de cahiers :

- le programme de mise en tension ;
- l'indication des allongements des câbles lors de la mise en tension.



#### *i) Plans des travées métalliques*

Ces plans comportent le dessin de tous les éléments avec indication des emplacements et des dimensions des soudures et des rivetages des épaisseurs de tôles, des nuances d'acier, et les dessins de détail des assemblages boulonnés.

Les échelles recommandées sont le 1/50 pour les vues générales en plan et en élévation et le 1/10 pour les assemblages et les détails.

#### *j) Avant-projet détaillé*

Dans le cas de l'avant-projet détaillé, il y a lieu de fournir l'ensemble des pièces prévues dans le cas du projet, à l'exception :

- des dessins de détails non indispensables à la bonne compréhension du projet ;
- des dessins de ferrailage, câblage, assemblages métalliques qui sont remplacés par des schémas simplifiés décrivant le principe du ferrailage principal, du câblage et des principaux assemblages.

### **5.3.4.4. Calcul électronique des ouvrages**

#### *a) Généralités*

Le calcul des ouvrages peut être grandement facilité par l'emploi de l'ordinateur. Une partie appréciable de l'étude d'un ouvrage consiste en effet en calculs fastidieux, souvent itératifs, qui peuvent avantageusement être effectués par des procédés automatiques.

Les procédés de calcul automatique des ouvrages peuvent se répartir en 3 catégories : calcul des efforts, prédimensionnement, calcul complet.

#### *b) Programmes de calcul des efforts*

Ces programmes appliquent uniquement les règles de la résistance des matériaux.

L'ingénieur fournit en entrée les caractéristiques des éléments de la structure, des liaisons entre ces éléments et des liaisons de ces éléments avec le sol. Il fournit également le système de surcharge. Le calcul automatique donne les efforts dans les éléments de la structure.

Il existe des programmes de calcul d'ossatures réticulées à 3 dimensions, de poutres courbes, de dalles sur appuis élastiques, etc.

*c) Programmes de prédimensionnement*

Ces programmes effectuent d'abord un calcul d'efforts, souvent simplifié pour éviter une recherche coûteuse et inopportune de la précision, puis, à partir de ce calcul, la recherche de dimensions optimales à donner aux éléments d'une structure, et s'il y a lieu la reprise du calcul d'efforts pour tenir compte des résultats de cette optimisation et une reprise d'optimisation. Ces programmes font en général appel à des données statistiques pour simplifier les calculs. Leur but est en effet de fournir rapidement et à bas prix une estimation approchée de certaines solutions pour permettre d'effectuer de meilleures études comparatives au stade des esquisses.

*d) Programmes de calcul automatique complet*

Ces programmes établissent à partir de données fournies par l'ingénieur un calcul automatique complet et un métré de l'ouvrage. Ils sont suivant le cas « projeteurs », c'est-à-dire qu'ils font l'optimisation des sections, ou « vérificateurs », c'est-à-dire qu'ils donnent les contraintes résultant de l'application d'un système de charges connu à une structure définie par le projeteur.

Chaque programme ne concerne qu'un type de tablier ou éventuellement d'appui bien déterminé. En raison de leur coût élevé d'établissement, de tels programmes n'existent que pour les types courants de tabliers : tabliers dalles en béton armé ou en béton précontraint, tabliers à poutres en béton armé ou béton précontraint, ponts cadres fermés ou ouverts, ponts à béquilles, ponts à poutres métalliques avec dalle en béton armé participante (ouvrages mixtes), et pour quelques types d'appuis (piles marteaux par exemple). Une série très performante de ces programmes a été mise au point par le SETRA.

*e) Recommandations concernant l'utilisation du calcul électronique*

Le calcul électronique facilite le travail de l'ingénieur et augmente considérablement ses possibilités d'investigation. Ses effets les plus appréciables sont :

- un gain de temps très sensible pour l'établissement de séries d'ouvrages de mêmes types (par exemple, les passages supérieurs d'autoroute) ;
- la possibilité de calculer des structures compliquées sans faire appel à des hypothèses tellement simplificatrices que le calcul n'a plus grand sens.

Mais, le recours au calcul électronique ne dispense pas l'ingénieur d'avoir les connaissances qui lui permettraient d'effectuer le calcul par les procédés traditionnels. Des erreurs peuvent se produire notamment dans la préparation ou l'introduction des données, que seul un ingénieur connaissant bien les méthodes de calcul employées est susceptible de détecter.

#### **5.3.4.5. Conclusion concernant les études d'ouvrages d'art**

L'établissement d'un projet d'ouvrage d'art comporte de multiples tâches :

- rassembler toutes les données extérieures : topographie, sondages, hydrologie, trafic, gabarits de navigation... ;
- interpréter ces données pour en déduire des contraintes applicables au projet : calcul de la vitesse maximale de l'eau à partir des données hydrologiques, calcul des taux de travail admissibles du sol... ;
- choisir l'implantation et le type d'ouvrage ;
- enfin calculer l'ouvrage.

Un soin particulier doit toujours être apporté aux opérations de terrain qui commandent la qualité de l'étude. Il vaut souvent mieux faire une étude sommaire sur des bases solides que faire une étude détaillée sur des données insuffisantes. Dans le premier cas, le travail peut être complété. Dans le second cas, il doit être refait.

#### **5.3.5. Estimation du projet**

Après avoir étudié un projet d'exécution, il faut chiffrer le coût des travaux correspondants. Le but est atteint en préparant les deux documents suivants ; l'avant-métré récapitulatif des quantités et le détail estimatif.

##### **5.3.5.1. Avant-métré**

Un avant-métré ne doit oublier aucune quantité à prendre en compte et doit en donner une évaluation correcte.

Généralement, un avant-métré se présente par sections de 8 à 10 km, parfois 20 km et par postes de travaux : les principaux postes sont les terrassements, le drainage, la chaussée, les ouvrages d'art, la signalisation et les équipements divers.

A l'intérieur de chaque poste principal, on évalue les quantités correspondant à chacun des prix définis au mode de règlement.

Dans la pratique, chaque cas doit être étudié en fonction des habitudes locales.

Pour les terrassements, les quantités à prendre en compte résultent des cubatures et de l'étude du mouvement des terres. Pour la chaussée, les quantités résultent des profils en travers-types de chaussée adoptés et des longueurs d'application. Les distances de transport sont obtenues en définissant le domaine d'application de chaque carrière. On pensera aussi, au transport de l'eau nécessaire à la mise en œuvre de matériaux dans le cas où ces distances sont très grandes par rapport à celles qui correspondaient à des marchés du même type. Les quantités d'assainissement et les « divers » sont obtenus par dénombrement et mesures directes et les ouvrages d'art font l'objet d'avant-métrés individuels.

#### 5.3.5.2. *Détail estimatif*

Le détail estimatif aboutit à l'évaluation du montant du coût des travaux nécessaires à la construction de la route projetée, par application des prix unitaires aux quantités figurant dans l'avant-métré.

Il faut donc estimer les prix unitaires, ce qui doit être fait par références à des marchés de travaux publics passés dans un contexte aussi voisin que possible de celui de la route projetée. On peut aussi estimer les prix par une étude analytique de chacun d'eux.

Il ne faut pas oublier de prendre en compte les installations et replis de chantier qui n'apparaissent pas toujours dans l'avant-métré des quantités.

Il est recommandé de majorer les quantités de l'avant-métré utilisées dans le devis estimatif par des coefficients variant avec l'incertitude du métré et les aléas prévisibles du chantier. On majorera en particulier :

- les quantités de terrassement, notamment les terrassements rocheux s'ils sont distincts des terrassements ordinaires ;
- les ouvrages de drainage ;
- les fondations d'ouvrage d'art ;
- les protections de berge.

Des majorations de 5 à 20% selon les postes sont nécessaires pour éviter qu'avant la fin du chantier les crédits mis en place pour l'opération s'avèrent insuffisants pour la terminer.

Cette précaution est inutile si le maître de l'ouvrage peut facilement accepter un avenant au contrat d'origine pour ajuster une hausse de prix final des travaux ; et certaines administrations préfèrent cette solution, pour éviter que le maître d'œuvre soit tenté d'utiliser la totalité du montant du marché, même si une partie des majorations de quantité s'avère inutile.

Mais dans le contexte de contrats internationaux, il est très fortement recommandé de prendre cette précaution et de majorer les quantités incertaines. C'est au maître d'œuvre de veiller au cours du chantier à maîtriser au maximum les quantités et les prix de l'entrepreneur. On ne reprochera jamais à un bureau d'étude de terminer un chantier à un prix inférieur à celui du marché ; on lui en voudra toujours au contraire de dépasser le devis initial et ces dépassements sont de toute façon, dans le cas de chantiers bénéficiant d'une aide internationale en particulier, l'origine de retards et de difficultés de toutes sortes.

En plus des majorations de quantités incertaines, il convient d'ajouter au montant du coût estimatif :

- une somme à valoir de 5 à 10% pour couvrir des aléas imprévus ;
- le montant prévisible des révisions de prix si de telles révisions sont prévues au marché ou si les prix unitaires utilisés sont des prix anciens (voir chapitre 11 paragraphe 11 du présent tome).

Dans certains cas, on doit distinguer les taxes et impôts qui sont déduits des prix du détail estimatif dans le calcul des coûts économiques (voir Tome 1 - chapitre 6).

Connaissant le coût du projet, le maître d'ouvrage demande parfois des études complémentaires :

- établissement de « sous-détail » des prix, c'est-à-dire une justification des prix unitaires proposés ;
- séparation de la part en devises et la part en monnaie locale ;
- reprise de l'étude des taux de rentabilité d'une opération : le taux de rentabilité, estimé antérieurement sur la base d'une estimation de coût résultant d'un avant-projet sommaire, peut être actualisé par application du coût estimé à l'issue du projet d'exécution ;
- établissement d'un échéancier de réalisation en lançant toute l'opération simultanément ou par parties échelonnées dans le temps avec des interruptions.

### **5.3.6. Préparation du dossier de consultation des entreprises**

#### **5.3.6.1. Procédure de dévolution des travaux**

A l'issue des études techniques, le maître de l'ouvrage se trouve en possession de l'estimation du coût de construction du projet . Il lui reste à attribuer les travaux à des prix raisonnables, à des entreprises compétentes et capables, la mise en concurrence devant être la règle.

Les procédures de dévolution des marchés publics, font dans presque tous les pays l'objet de lois ou règlements assez précis auxquels il convient bien entendu de se référer.

En outre, dans le cas de travaux bénéficiant de financements internationaux, beaucoup d'organismes prêteurs imposent certains principes ou certaines règles très strictes pour garantir une concurrence internationale équitable. Ces règles sont résumées dans de petites brochures que chaque organisme international tient à la disposition des Etats ou maître d'œuvre concernés. Il importe de les connaître et d'en tenir compte dans la préparation des dossiers de consultation des entreprises.

Avant de lancer une consultation, le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre doivent prendre position sur :

- le fractionnement des travaux,
- l'acceptation de variantes,
- la mise au concours de certaines parties du projet.

#### **5.3.6.2. Fractionnement des travaux**

Le fractionnement des travaux peut se concevoir :

- par tranche dont chacune constitue un tout du point de vue fonctionnel : section de route entre deux agglomérations, qui est mise en service sans attendre la réalisation de la totalité du projet ;
- par lots correspondant à des spécialités techniques différentes : terrassements, chaussées, ouvrages d'art, etc.

Le fractionnement d'une opération en tranches permet de limiter le montant des marchés successifs mais ne permet pas d'obtenir les meilleurs coûts pour l'opération dans son ensemble.

Le fractionnement d'une opération par lots permet de retenir les meilleures offres pour chacun des lots, mais ne permet pas toujours de répartir entre les parties contractantes les tâches qui leur incombent dans des conditions qui soient économiquement les meilleures possibles.

En vue d'éviter les inconvénients d'une réalisation fractionnée en tranches distinctes, on peut adopter les marchés à tranches conditionnelles. Pour éviter les inconvénients d'une réalisation en lots séparés, on adopte le marché à l'entreprise générale soit avec sous-traitant préalablement agréés soit avec co-traitants.

### 5.3.6.3. *Variantes*

L'appel d'offres avec variantes permet de faire jouer au moment du jugement non seulement les critères « prix des prestations » et « garanties professionnelles et financières » mais aussi, plus ou moins complètement, selon l'étendue des variantes autorisées par le règlement particulier de l'appel d'offres, d'autres critères, à savoir : valeur technique, délai d'exécution par exemple.

Les variantes peuvent être limitées aux points particuliers d'ordre technique qu'il peut être utile de réviser. Il est recommandé de recourir très généralement à l'appel d'offres « aux variantes limitées » pour la réalisation d'opérations ayant un caractère répétitif.

Le règlement particulier de l'appel d'offres peut également ne pas limiter l'étendue des variantes possibles et n'imposer que le respect des caractéristiques fonctionnelles des ouvrages. Les entreprises restent tenues de présenter une offre chiffrée sur la base de la solution technique définie au dossier d'appel d'offres mais elles peuvent présenter parallèlement une offre basée sur une conception technique entièrement différente.

L'appel d'offres avec variantes larges est ainsi, au même titre que le concours, une puissante incitation à la recherche, dans un climat de concurrence, d'idées neuves et de conception reposant sur des procédés d'exécution économiques. Son inconvénient tient à ce qu'il peut être l'origine de sélection biaisée d'entreprise ; il requiert un maître d'œuvre très compétent et très honnête et un maître d'ouvrage parfaitement neutre.

L'appel d'offres avec variantes est rarement accepté dans un contexte international sauf quelquefois dans le cas suivant : l'offre de l'entrepreneur sur la solution de base est la moins disante ; la variante proposée par lui donne des garanties techniques au moins aussi fortes que la solution de base, et coûte moins cher.

### 5.3.6.4. *Concours*

L'appel d'offres avec concours est lancé sur la base d'un dossier qui comporte, en annexe du règlement particulier de la consultation, le « programme » des exigences fonctionnelles auxquelles l'ouvrage doit répondre.

Le dossier du concours peut comporter l'avant-projet d'une solution technique afin d'illustrer les exigences fonctionnelles, mais en aucun cas le règlement ne doit imposer aux concurrents de présenter une offre conforme à cet avant-projet.

L'appel d'offres avec concours est recommandé dans tous les cas où il est manifeste que le maître d'ouvrage n'a pas intérêt à définir, ou n'est pas en

mesure de définir sans une grande part d'arbitraire, les grandes lignes de la conception technique des ouvrages. En contre partie, on doit définir avec soin les contraintes fonctionnelles et techniques du projet.

En matière routière, le concours est surtout utilisé pour les travaux de construction de grands ponts. Pour ce type d'ouvrage les entrepreneurs sont propriétaires de procédés ou de matériel spécial que l'auteur du projet ne peut pas toujours connaître ou imposer faute de fausser la concurrence.

Dans les marchés internationaux courants le concours n'est pas utilisé, pour les mêmes raisons que l'appel d'offres à variantes.

#### **5.3.6.5. Etendue de la consultation**

On examinera successivement les procédures suivantes qui touchent un nombre de plus en plus restreint d'entreprises :

- Appel d'offres « ouvert ».
- Appel d'offres « restreint »
  - « avec publicité préalable »,
  - « avec appel de candidatures »,
  - « sans publicité préalable ni appel de candidatures ».
- Marché de gré à gré.

##### *a) Appel d'offres « ouvert »*

Cette procédure se caractérise par un avis public invitant les entreprises à remettre, pour une date fixée, à la fois leurs références et leurs offres, le dossier de consultation étant alors, après publication de l'avis, mis à la disposition de toutes les entreprises qui en font la demande.

##### *b) Appel d'offres « restreint »*

Cette procédure est la mieux appropriée dans la majorité des cas. Trois procédures sont possibles :

##### **i) Appel d'offres «restreint avec publicité préalable»**

Cette procédure est caractérisée par un avis invitant les entreprises intéressées à remettre, pour une date fixée, leur demande de candidature et leurs références. Ceci fait la liste des entreprises à consulter est établie par le maître d'ouvrage après étude du maître d'œuvre et le dossier d'appel d'offres est mis à la disposition de ces entreprises.



Cette procédure est recommandée pour des opérations importantes lorsque le maître d'ouvrage désire étendre le champ de la concurrence habituelle. Elle est souvent préconisée par les organismes internationaux.

ii) **Appel d'offres «restreint avec appel de candidatures»**

Cette procédure ne comporte pas d'avis public.

Le maître d'ouvrage établit une liste d'entreprises qu'il considère comme susceptibles d'être intéressées par l'exécution des travaux et capables de les exécuter convenablement compte tenu de leur spécialisation. Une lettre circulaire d'appel de candidature leur est adressée. Sur le ou les résultats de cette première consultation, le maître de l'ouvrage arrête la liste des entreprises à consulter et met le dossier d'appel d'offres à leur disposition.

iii) **Appel d'offres « restreint sans publicité préalable ni appel de candidature »**

Le maître d'ouvrage adresse d'emblée les pièces écrites du dossier de consultation à certaines entreprises.

Cette procédure est recommandée pour les travaux courants d'importance limitée. Elle est nécessaire lorsque les considérations d'urgence ou de secret rendent impossible une publicité préalable ou un appel de candidature.

c) *Marché de gré à gré*

Les marchés sont dits de « gré à gré » lorsque l'administration engage librement les discussions qui lui paraissent utiles et attribue librement le marché à l'entrepreneur qu'elle a retenu. L'administration reste souvent pour cela tenue de mettre en compétition plusieurs entrepreneurs susceptibles de réaliser les prestations. Cette procédure est justifiée dans les cas suivants :

- pour les opérations complémentaires dont l'exécution n'a pu être décidée avant notification du décompte général et définitif du marché initial ;
- pour les marchés de reconduction négociés par entente directe lorsque le maître d'ouvrage estime opportun de confier une nouvelle réalisation à une entreprise dont la première réalisation est jugée très satisfaisante et à condition que la possibilité de recourir à cette

procédure ait été indiquée dès la mise en concurrence de la première opération.

En dehors de ces cas, la passation d'un marché de gré à gré doit être exceptionnelle.

#### **5.3.6.6. Mode de rémunération des entreprises**

Cette question est traitée dans le chapitre 11 du présent tome. Trois modalités principales de rémunération sont utilisées :

- prix global et forfaitaire,
- prix unitaires,
- dépenses contrôlées.

Ces différents modes peuvent d'ailleurs parfois être prévus simultanément dans un même marché pour le règlement d'ouvrages ou parties d'ouvrages différents.

##### *a) Marché à prix global et forfaitaire*

Ce mode de rémunération laisse à l'entreprise le maximum d'aléas techniques, ce qui peut l'amener à majorer le montant de son offre ou entraîner des difficultés contentieuses.

##### *b) Marché à prix unitaires*

La rémunération de l'entreprise résulte de l'application de prix unitaires contractuels aux quantités réellement exécutées de chaque nature d'ouvrage. C'est de beaucoup le mode le plus courant de rémunération des marchés de travaux publics. Il est à la fois souple et rigoureux.

##### *c) Marché sur dépenses contrôlées*

Cette procédure est à éviter en raison de l'absence de tout caractère incitatif et du transfert corrélatif des risques sur le maître de l'ouvrage.

#### **5.3.6.7. Projet de marché**

Lorsque un entrepreneur est consulté, il importe de préciser parfaitement les termes du marché qui sera passé avec lui ; c'est le seul moyen pour lui de savoir exactement ce qui lui sera demandé, comment il sera contrôlé et payé et par conséquent d'étudier sagement ses prix.

Le marché comporte des clauses administratives et des clauses techniques.

*a) Clauses administratives*

Il existe dans presque tous les pays des clauses administratives générales (CCAG en France par exemple Biblio 237) détaillant les conditions générales du contrat.

A l'échelon international, on doit mentionner les "conditions de contrat applicables aux marchés de travaux de génie civil", préparées par la Fédération Internationale des Ingénieurs Conseils (Fidic) (Biblio 171) et approuvées par de nombreuses organisations internationales européennes, américaines, asiatiques et du pacifique ouest, d'entrepreneurs et d'ingénieurs conseils. Ces clauses administratives comportent deux parties, les conditions générales et les conditions particulières. Dans beaucoup de marchés on renvoie aux clauses générales en incluant seulement dans le marché les clauses particulières. Ces dernières font d'ailleurs souvent l'objet d'un texte officiel, récapitulant les articles des clauses générales qui doivent être précisées par le maître d'ouvrage ou le maître d'œuvre. C'est en France par exemple, le cahier des clauses administratives particulières CCAP et dans les contrats Fidic la deuxième partie des conditions applicables aux marchés de travaux de génie civil.

Dans d'autres pays, ou d'autres circonstances, on propose à l'entrepreneur un projet de marché complètement rédigé, en général fortement inspiré des conditions Fidic mais regroupant les clauses particulières et les clauses générales.

On donne quelques conseils ou explication au paragraphe suivant 5.3.6.8. sur certaines des dispositions des clauses administratives.

*b) Les clauses techniques*

Les conditions techniques du marché font en général l'objet de clauses générales et de clauses particulières.

Les clauses techniques générales se présentent sous forme de fascicules relatifs chacun à un type de produit ou à des modes d'exécution des travaux. Les clauses techniques particulières précisent les quelques points des clauses générales qui demandent à l'être, ou introduisent en cas de technique nouvelle non couverte par des clauses générales une description complète de cette technique et du contrôle des travaux correspondants. Les clauses techniques particulières peuvent également comporter la description des travaux demandés, si celle-ci ne fait pas l'objet d'un fascicule séparé.

Les clauses techniques générales sont des textes officiellement établis par le pays qui les préconise. Ils sont en général révisés en fonction de l'évolution des techniques. Les Etats indiquent périodiquement quels sont les textes applicables dans le pays. Par exemple en France, le dernier décret fixant la composition du cahier des clauses techniques générales et la liste des fascicules applicables est celui du 12 Juillet 1990.

Dans les Etats qui n'ont pas un jeu complet de clauses techniques générales, on se réfère le plus souvent à un système existant dans un pays voisin, ou l'on énumère toutes les normes nationales ou internationales, règlements ou fascicules techniques étrangers auxquels les travaux de l'entrepreneur devront satisfaire.

#### **5.3.6.8. Quelques dispositions du marché**

##### *a) Réception des travaux*

Il est en général prévu dans les marchés routiers une réception provisoire des travaux, celle ci est demandée par l'entrepreneur au maître d'ouvrage lorsque l'ensemble des travaux est substantiellement achevé et a subi de façon satisfaisante les essais préalables à la réception, définis par les clauses techniques.

Après cette réception provisoire l'entrepreneur doit assurer l'achèvement complet des travaux et, pendant un délai de garantie qui est souvent d'une année à partir de la réception provisoire, la reprise de tout défaut qui apparaîtrait ainsi que l'entretien normal de l'ouvrage. C'est seulement après ce délai que la réception définitive est prononcée.

Le projet de marché doit préciser si des réceptions partielles peuvent être accordées, c'est-à-dire si la route peut être réceptionnée par tronçons ou si au contraire la totalité du marché ne peut faire l'objet que d'une réception.

##### *b) Délai d'exécution*

Le délai d'exécution des travaux influe à la fois sur le coût de l'ouvrage et sur les avantages pour la collectivité.

Le délai court normalement à compter de la date de notification de l'ordre de commencer les travaux.

Il est conseillé que le projet de marché ne fixe pas le délai d'exécution mais fixe le montant des pénalités pour retard ou le cas échéant des primes pour avance et que les entreprises consultées proposent le délai.

Toutefois, le délai peut être fixé dans le projet de marché, soit afin de faciliter le jugement des offres, soit lorsque l'intérêt de la mise en service de l'ouvrage pour la collectivité est nettement lié à une date précise.

Il convient de prévoir systématiquement des pénalités dans les marchés de travaux publics. Il est conseillé de prendre comme montant de la pénalité de retard 1/5 000 du montant du marché ; mais un taux supérieur peut être adopté s'il correspond aux recettes directes (péages, redevances) que procurerait la mise en service de l'ouvrage. Dans ce dernier cas, on peut prévoir une prime journalière d'avance pouvant se substituer à la pénalité journalière de retard.

### *c) Garanties*

Nous donnons ci-après les garanties demandées au titre des conditions de contrat Fidic :

- l'exécution des engagements de l'entrepreneur est généralement garantie par un cautionnement (cautionnement de bonne fin). Le montant du cautionnement est de l'ordre de 5% du montant du marché. L'entrepreneur n'obtient la main levée de ce cautionnement qu'après la réception définitive ;
- une retenue de garantie de l'ordre de 10% est opérée sur le paiement des acomptes mensuels. Cette retenue de garantie est en général plafonnée à 5% du montant total du marché et restituée à l'entrepreneur par moitié à la réception provisoire et à la réception définitive des travaux ;
- d'autres garanties sont parfois demandées à l'entrepreneur, notamment si des avances de démarrage lui sont consenties (cautionnement) et pour les dommages éventuels causés aux tiers (assurances).

### **5.3.6.9. Dossier de consultation**

Le dossier de consultation des entreprises (D.C.E.) doit être nettement distingué de ce qu'on entend souvent par « projet ». Il contient seulement les pièces nécessaires et suffisantes pour consulter les entreprises selon la procédure choisie.

Le D.C.E. se compose de trois parties :

a) *La première partie* contient les pièces relatives aux conditions de l'appel à la concurrence, à savoir : l'avis d'appel d'offres ou la lettre de consultation et le règlement particulier de l'appel d'offres, date limite de remise, forme des soumissions etc.

b) *La deuxième partie* contient les pièces qui serviront de base au marché :

- i) Le **cadre d'engagement**, qui est le document dans lequel l'entreprise consultée précise les données administratives et financières de son offre et s'engage à exécuter les travaux.
- ii) Le **projet de marché** auquel sont annexés le devis descriptif des travaux, le cadre du détail estimatif et éventuellement les cadres des sous-détails de prix unitaires ou le cadre de décomposition du prix global ou des forfaits partiels.

Le projet de marché et ses annexes ne doivent pas contenir de clauses inutilement sévères ou compliquées ou susceptibles de donner lieu à des interprétations divergentes.

Dans les marchés à prix unitaire, une attention particulière doit être apportée à la définition de chaque prix et au mode d'évaluation et mesure des unités correspondantes.

Le devis descriptif des travaux doit être précis et aussi succinct que possible. Il ne doit pas paraphraser ce qui peut être lu dans les plans et dessins devant former les pièces contractuelles ; une référence explicative à ces plans et dessins suffit.

Le détail estimatif donne le montant du marché à partir des prix et des quantités, il ne mentionne les prix unitaires que par leur numéro complété par une mention abrégée.

- iii) Les **pièces diverses** engageant la responsabilité du maître d'ouvrage : plans, dessin, notes de calcul, résultats de sondages, dossiers géotechniques, etc. pour autant que ces pièces sont retenues comme pièces constitutives du marché.

c) *La troisième partie* contient les pièces propres à faciliter aux candidats l'intelligence du dossier. Il s'agit des pièces non mentionnées comme pièces constitutives du marché, telles que : données géologiques, plans, notes de calculs, indication sur la situation des câbles, ouvrages souterrains, etc. que l'on rencontrera au cours des travaux ou sur les zones où l'on peut en rencontrer. Ces pièces n'ont qu'un caractère indicatif, elles doivent porter de façon très apparente la mention «A titre indicatif».

#### 5.3.6.10. *Lancement de la consultation*

Le maître d'ouvrage ne doit procéder au lancement de la consultation que lorsque les pièces du dossier d'appel d'offres ont été complètement élaborées et s'il est à peu près certain que les travaux pourront effectivement être entrepris dès que le marché aura été conclu ou aux dates auxquelles les pièces de l'appel d'offres prévoient leur exécution.

Les noms des entreprises qui reçoivent les dossiers d'appel d'offres ou en prennent connaissance doivent être tenus secrets.

## CHAPITRE 6

### TERRASSEMENT - COMPACTAGE - DRAINAGE

#### 6.1. TERRASSEMENTS

##### 6.1.1. Définition

Les terrassements ont pour effet de modifier la topographie du terrain et de lui donner une forme et des caractéristiques déterminées, correspondant à la nature de la route à construire.

Les travaux de terrassement consistent à extraire, transporter et mettre en œuvre des sols et des matériaux variés. Les déblais sont taillés dans les terrains en place, les remblais sont édifiés en répandant des couches successives de roches et de sols. Le résultat final est la réalisation à la cote imposée par le projet, de l'arase, c'est-à-dire de la face supérieure des remblais ou des déblais sous la couche de forme.

Les projets routiers comportent maintenant, de façon courante, des terrassements de grande ampleur. La recherche de la sécurité tend à élargir les horizons en dégagant les perspectives. On "colle" de moins en moins au terrain. L'existence de matériels puissants et l'organisation rationnelle des chantiers permettent de tailler des tranchées de plus en plus profondes et d'édifier des remblais de plus en plus hauts.

##### 6.1.2. Etudes des terrassements

La part relative des terrassements s'accroissant, il est nécessaire d'estimer au mieux leur coût et de se garantir contre les risques liés à leur exécution. Le coût au m<sup>3</sup> des terrassements varie de 1 à 4 selon la nature des terrains, et les quantités de terre à manipuler peuvent atteindre plusieurs dizaines de milliers de m<sup>3</sup> par km ; aussi est-il impératif qu'une étude géotechnique sérieuse ait parfaitement caractérisé les types de terrains rencontrés et qu'elle ait établi,



pour les sols fins, une distinction claire entre leur nature ressortant de leur identification et leur état (teneur en eau, fragmentation, épaisseurs des couches, altération) au moment des travaux. Cette étude est fondamentale et permet, par l'approche successive des diverses phases des reconnaissances, d'arriver à préciser les conditions de réalisation des travaux et de prévoir les dispositions constructives qui assurent la stabilité à long terme des remblais et des déblais ; elle indique également les emprunts de matériaux à utiliser en remblais en cas de balance négative de l'équilibre déblais-remblais et les conditions particulières d'utilisation ou de mise en dépôt des sols déblayés.

Il faut, pour les déblais, être fixé sur la stabilité d'ensemble des versants traversés, pendant et après les travaux, définir les pentes à donner aux talus et s'affranchir de leur éventuelle sensibilité à l'érosion, prévoir les modalités d'extraction des terrains (meubles, rippables ou à abattre à l'explosif), et leurs conditions de réemploi en fonction des conditions météorologiques (importance fondamentale de la teneur en eau au moment des travaux). La présence de nappes suspendues et de sources doit être détectée afin de prévoir les drainages adéquats.

Quant aux remblais, il est nécessaire d'estimer leurs possibilités de tassements quand ils sont assis sur sols mous, et de préciser les modalités de leur exécution. L'insuffisance ou l'absence de portance peut entraîner la rupture du sol porteur et provoquer la déformation du remblai et des poussées néfastes sur les structures enterrées voisines (fondations d'ouvrages d'art par exemple). La reconnaissance des sites est réalisée par des essais in situ (pénétromètre, scissomètre, pressiomètre), des sondages avec prises d'échantillons intacts et des essais au laboratoire (compressibilité). On appréhende ainsi l'importance des tassements à attendre et leur stabilisation dans le temps, ce qui permet de proposer les méthodes de confortation éventuelles et les procédés d'édification qui assureront la stabilité du remblai.

Si l'épaisseur des terrains mous est faible, de l'ordre de quelques mètres, on les excave en leur substituant des sols de meilleures caractéristiques. Dans le cas contraire, il faut amener le sol support du remblai à se consolider par divers procédés tels que le préchargement par une masse excédentaire de sols d'apport qui sont ensuite écrêtés à la cote définitive, l'exécution de drains ou de puits de sable ou d'autres méthodes mettant en œuvre des moyens plus importants (charges d'explosif en profondeur, remblais sur pieux par exemple). La stabilisation dans le temps, avant la mise en place de la chaussée définitive est suivie au moyen de dispositifs de mesure appropriés et de nivellements périodiques.

L'étude quantitative du mouvement des terres et des cubatures exploite les données géotechniques et climatologiques, et précise les volumes des différents terrains à excaver, à réutiliser ou à mettre en dépôts provisoires ou définitifs, et les distances de transport à prévoir dans chaque cas.

On tient compte, dans l'estimation des quantités de matériaux à extraire, à transporter et à mettre en œuvre, de leur foisonnement après extraction et de leur réduction de volume après compactage.

Le coefficient de foisonnement est défini comme le rapport du volume d'un certain poids de matériau foisonné au volume occupé avant extraction` (cf > 1), et le coefficient de tassement comme le rapport pour un même poids de sol du volume compacté au volume foisonné (ct < 1).

Le coefficient de rendement est le produit des deux premiers ; c'est le rapport des volumes d'un même poids de sol après compactage et en place avant extraction.

Matériau	Coefficient de foisonnement	Coefficient de tassement pour un compactage à 95 % OPM)	Coefficient de rendement pour un compactage à 95 % OPM
Latérites	1,10 à 1,20	0,70 à 0,80	0,80 à 1
Sables	1,15 à 1,30	0,70 à 0,85	0,80 à 0,90
Sables argileux.	1,20 à 1,30	0,70 à 0,80	0,85 à 0,95
Concassé 0/40(*)	1,60 à 1,70	0,70 à 0,80	1,10 à 1,20

**Tableau 2.6.1.** Coefficients de foisonnement et de tassement pour quelques matériaux types africains

La mise en dépôt des déblais non réutilisés, surtout quand il y a un important excédent de matériaux, peut poser de sérieux problèmes dans certaines régions offrant peu ou pas de surfaces disponibles (zones à relief, plantations.....).

(\*) On considère, dans ce cas, 1 m3 de roche en place, 1 m3 de 0/40 foisonné et 1 m3 de 0/40 compacté à 95 % OPM.

### 6.1.3. Exécution des terrassements

#### 6.1.3.1. Préparation du terrain

Les travaux de préparation pour l'exécution des déblais et des remblais comprennent les opérations suivantes :

- Déforestation d'une bande très large en forêt équatoriale en vue de favoriser l'action de séchage des sols par les vents et le soleil. La largeur de la bande est de l'ordre de grandeur de la hauteur des plus grands arbres de part et d'autres des extrémités de la plate-forme. (environ 60 m)

En climat désertique ou semi-désertique, il suffit d'une légère passe de niveleuse pour éliminer la faible couche de terre végétale quand elle existe.

- Dessouchage et débroussaillage.

Les produits de déforestation et de débroussaillage peuvent être mis en dépôt et éventuellement brûlés ou vendus quand il s'agit d'arbres ayant une valeur marchande.

Dans tous les cas, il importe de se conformer aux règles relatives aux biens domaniaux.

Les excavations résultant du dessouchage sous remblai sont comblées avec les mêmes matériaux et dans les mêmes conditions que le corps des remblais.

- Décapage de la terre végétale que l'on met en dépôt pour son utilisation ultérieure sur les talus. Un décapage plus profond est exécuté dans les zones toujours délicates de transition entre déblais et remblais.

L'entrepreneur et le maître d'œuvre doivent veiller à ce que les dépôts résultant de ces opérations soient réalisés en dehors de la bande de terrain déforesté et qu'ils ne puissent pas gêner l'écoulement des eaux de ruissellement ni la visibilité des usagers de la route.

- Exécution de sillons ou de redans parallèlement aux courbes de niveau pour ancrer les remblais, lorsque la pente du terrain naturel excède 20 cm par mètre : sillons de 20 cm de terrain si la pente est inférieure à 30 %, redans de la largeur des engins si la pente est supérieure à cette valeur.

Par ces travaux préparatoires, on libère les emprises, on élimine les matériaux impropres à être utilisés, on met en dépôt provisoire les autres en visant à ce que l'écoulement des eaux et les mouvements des engins ne soient pas gênés, on prépare l'assise des remblais et on dégagé les lits des

cours d'eau et les talwegs de part et d'autre des emplacements d'ouvrages d'art.

Les engins normalement utilisés pour ces travaux sont :

- la niveleuse dans les régions à couverture arbustive maigre et à faible épaisseur de terre végétale ;
- le bulldozer (ou boteur) dès que la végétation devient un peu plus importante ou que l'épaisseur de la terre végétale dépasse quelques centimètres.

Cet engin doit être équipé d'un appareil de défonçage, genre ripper pour couper les racines et faciliter le dessouchage. Il est également possible d'adapter à l'arrière du bulldozer une flèche télescopique faisant office de pousseur pour faciliter l'abattage des arbres de gros diamètre. Sur certains chantiers, des sphères de plus de 2 mètres de diamètre reliées entre elles par des chaînes et tirées par deux bulldozers ont été utilisées avec succès pour le déforestation de surfaces couvertes d'arbres de grosseur moyenne.

- la décapeuse tractée (ou scrapeur) lorsque la distance de transport est comprise entre 50 et 300 mètres ;
- le scrapeur automoteur dès que la distance de transport dépasse 300 mètres et uniquement pour le décapage ;
- la pelle mécanique pour l'ensemble des travaux de préparation dans le cadre d'un petit chantier ;
- le compacteur lourd pour le compactage de l'assiette des remblais.

Afin de faciliter le travail des engins, il est recommandé de couper les arbres à 1 mètre au-dessus du sol avant de procéder au dessouchage.

#### **6.1.3.2. Exécution des travaux**

Les opérations de terrassement proprement dites, **le mouvement des terres**, consistent à extraire du matériau, à le transporter, et à le placer en remblai ou en dépôt.

Dans le cas de remblai de faible ou de moyenne hauteur, on cherche à mettre les moins bons sols à la base et les meilleurs à la partie supérieure des ouvrages.

S'il y a déficit en matériaux de remblai, il peut être intéressant d'élargir l'emprise des talus de déblais pour y exploiter les sols si leurs caractéristiques géotechniques sont bonnes.

L'organisation du mouvement des terres dépend des contraintes locales du chantier qui déterminent les moyens à mettre en œuvre pour réaliser le travail, notamment les engins à prévoir en fonction des distances de transport des matériaux.

Quelques règles générales sont à respecter dans l'exécution des terrassements :

- les travaux doivent être programmés de telle façon que les terrassements soient réalisés en saison favorable ;
- les ouvrages de drainage étant fragiles, il faut veiller à ce qu'ils ne soient pas détruits par les engins ;
- en déblai, des fossés latéraux profonds sont exécutés pour permettre l'écoulement des eaux de la plate-forme ; des fossés de crête avec des descentes d'eau maçonnées régulièrement espacées sont réalisés ;
- en remblai, on laisse s'écouler l'eau sur les talus, mais en protégeant les zones sensibles par des enrochements ; Il faut éviter les risques de ravinement et d'introduction d'eau dans les sols en ne laissant pas à nu les terrains décapés ; en particulier, il faut engazonner et faire des plantations très rapidement sur les talus lorsque la pente le permet ;
- les terrassements doivent toujours être lissés à la fin de chaque poste de travail, et la pente de la plate-forme maintenue à au moins 5 % pour permettre l'écoulement des eaux.

En cas d'exécution de remblais sur sols mous, il est recommandé de laisser en place la terre végétale si sa tenue est meilleure que celle des sols sous-jacents.

Les phases de réalisation des déblais sont les suivantes :

**L'EXTRACTION** : elle est effectuée à l'explosif, quand on a affaire à des roches compactes et massives ; le rendement est d'autant plus intéressant qu'on dispose d'un front de taille permettant de dresser un plan de tir rationnel. Les procédés de prédécoupage améliorent très sensiblement l'aspect et la stabilité des talus.



**Photo 2.6.1.** Ouverture de déblais dans des grès, à l'aide d'un bulldozer équipé d'un ripper à trois dents

Dans certaines roches mi-dures, un ébranlement à l'explosif est suffisant avant d'excaver le déblai aux engins.

Le rippage consiste à désagréger la roche ou le sol compact au moyen d'un soc spécial (défonceuse à une ou plusieurs dent(s) ou ripper) dont on équipe l'arrière des bulldozers. Les sols meubles ou les sols compacts désagrégés ou non au ripper sont extraits au scrapeur ou à la pelle mécanique.

Des indications sur les prévisions d'extraction au ripper des terrains en déblais peuvent être établies d'après des tables de rippabilité qui donnent, en fonction de la nature des roches et de la vitesse sismique mesurée, les possibilités de défonçage d'un engin type (exemple : un bulldozer de 390 CV pour le tableau suivant).

Il est recommandé de caler les mesures sismiques par des investigations complémentaires ponctuelles (carottages ou puits de reconnaissance effectués à la pelle ou au bulldozer).

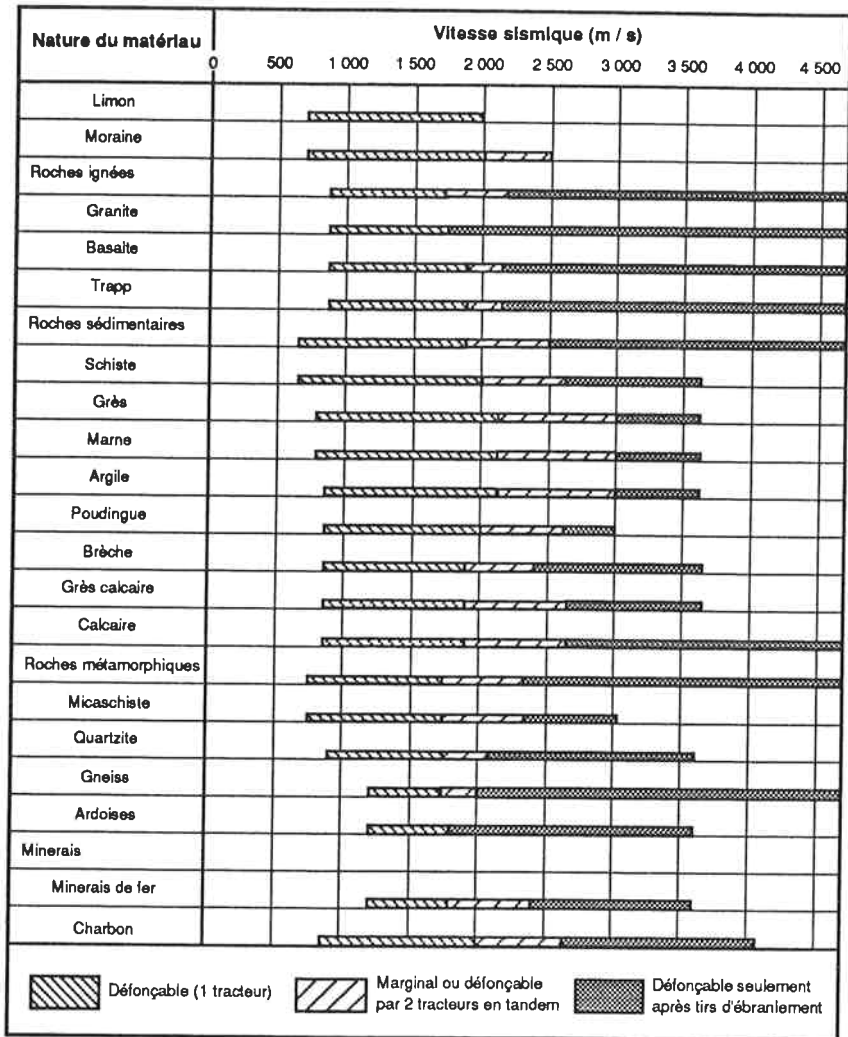
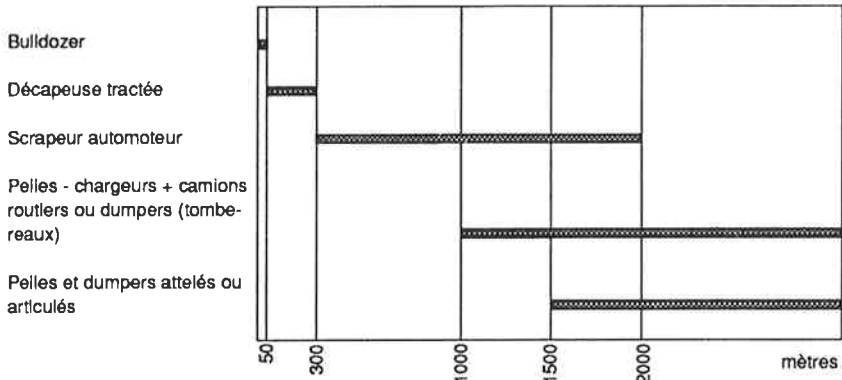


Table Caterpillar pour tracteur de 390 CV avec défonceuse une dent

Fig. 2.6.2. Tableau de rippabilité des terrains

**LE TRANSPORT** peut s'effectuer par poussage au bulldozer si la mise en place du matériau se fait à proximité immédiate du lieu d'extraction. Le scrapeur est utilisé pour des distances allant jusqu'à 2000, exceptionnellement 3000 m ; au delà, on transporte les matériaux au moyen de camions routiers ou de dumpers (tombereaux de grande capacité) à déchargement par le fond ou par culbutage arrière et approvisionnés par des chargeurs à pneus ou des pelles mécaniques.

Le diagramme ci-après illustre les différents cas de distances de transport :



**Fig. 2.6.3.** Choix des engins de terrassement suivant la distance de transport

I) Déblais transportés à moins de 50 mètres.

C'est le cas notamment où, dans un même profil en travers mixte, les terres des déblais sont réemployées en remblais.

Ce travail s'exécute au bulldozer, équipé ou non d'un ripper, suivant la dureté du terrain à extraire.

II) Déblais transportés de 50 à 300 mètres.

La décapeuse, ou scrapeur tracté, comporte une benne autochargeuse de capacité pouvant varier de 5 à 40 m<sup>3</sup>, remorquée par un tracteur à chenilles.



L'extraction et le chargement aidés parfois par un pousseur, se font par l'intermédiaire d'une lame coupante qui a pour effet de raboter le terrain en place et de l'accumuler, par le simple jeu de l'avancement de l'engin, dans la benne. Quand cette dernière est pleine une porte coulissante placée à l'avant ferme la benne. L'engin passe alors à la phase "transport du matériau". Quand il est arrivé au lieu de dépôt, la porte est relevée, ouvrant ainsi la partie avant de la benne. Au fur et à mesure de l'avancement de l'engin, le matériau est poussé hors de la benne par un système de poussoirs dénommés "tiroirs à glissières".

Le scrapeur est un engin économique.



**Photo 2.6.2.**

Bulldozer avec ripper à une dent poussant un scrapeur automoteur

III) Déblais transportés de 300 à 2000 mètres.

Ce travail s'exécute habituellement au scrapeur automoteur. Ce dernier engin est un tombereau de capacité de 12 à une centaine de m<sup>3</sup>, sur pneus. Son mode de fonctionnement est identique à celui du scrapeur tracté (voir figures 2.6.4). Il nécessite généralement l'aide d'un pousseur pour les chargements.

Il a un coût de chargement bas, mais un coût de transport élevé quand il dépasse des distances de 1500 à 2000 mètres à cause de son faible indice de charge utile/poids à vide. Il existe également des scrapeurs automoteurs dits auto-élévateurs qui se chargent par un système de chaînes à lames.

#### IV) Déblais transportés entre 1,5 et 10 kilomètres.

Le chargement des matériaux est effectué à l'aide de pelles ou de chargeurs sur des camions de chantier type routier, ou des tombereaux, articulés ou non (dumpers).

##### *Nature du matériau à extraire*

La nature du matériau à extraire est aussi un des éléments déterminants dans le choix du matériel de terrassement.

I) **Sols meubles** : le terrassement est effectué avec le même matériel que précédemment, en fonction de la distance de transport.

##### II) **Sol dur, mais non rocheux.**

Le terrain naturel doit généralement faire l'objet d'une désagrégation préalable, obtenue dans la majorité des cas par l'action d'un bulldozer équipé d'un ripper. Selon le degré de fractionnement obtenu, et selon la distance de transport, le chargement, le transport et le déchargement sont assurés, soit par du matériel à chargement par le bas (scraper tracté, scraper automoteur) soit par du matériel à chargement par le haut (pelle ou chargeur associé à un camion ou à un dumper).

III) **Sol rocheux** : les terrassements en sols rocheux non rippables font appel à des techniques et donc à des matériels différents de ceux précédemment évoqués. Les blocs rocheux obtenus après explosion sont alors chargés sur camions et dumpers, à l'aide de pelles ou de chargeurs. Dans certains cas, des blocs rocheux résiduels doivent être fragmentés à l'aide d'un pic brise-roche, monté en bout de bras d'une pelle mécanique.

### *Les conditions climatiques*

Dans les pays à forte pluviométrie, le choix des matériels de terrassement en fonction de leur adaptation aux conditions du chantier est très important.

Ainsi, la mobilité des scrapeurs automoteurs dans les terrains à mauvaise portance est meilleure que celle des camions.

D'un autre point de vue, il arrive que le matériau extrait ait une teneur en eau trop élevée pour être mis en place en remblai ; dans ce cas, l'exécutant doit procéder à une correction de teneur en eau par aération ou traitement de ce matériau trop humide.

Ces facteurs conduisent à faire un choix entre un matériel spécialisé pour assurer une très haute productivité, ou bien un matériel plus polyvalent (pelle hydraulique et camions) mais capable de travailler pendant de longues périodes défavorables.

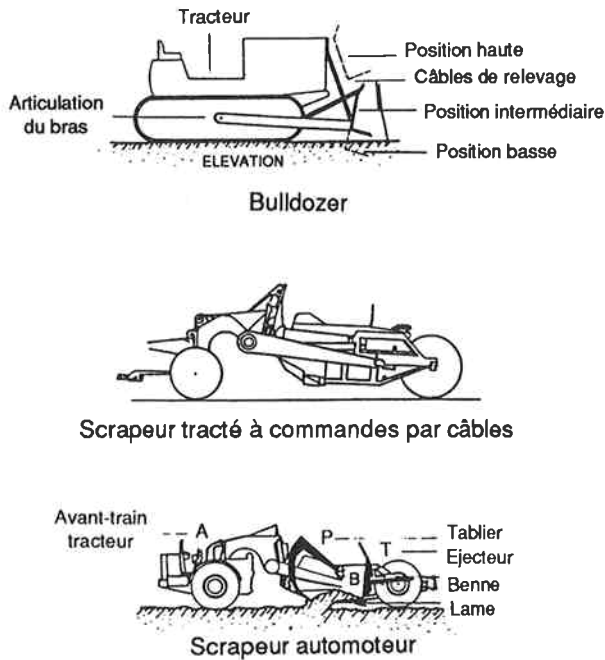


Fig. 2.6.4. Schéma de fonctionnement de certains engins de terrassement

**LE REGALAGE ET LE COMPACTAGE** des sols sur les lieux de leur mise en œuvre sont effectués par couches dont l'épaisseur maximale est de 0,5 m pour les sols fins, et de 2 m pour les sols rocheux.



**Photo 2.6.3.** Chantier de terrassement en forêt

#### **6.1.4. Engins utilisés**

Le chapitre 5.4. du Tome III décrit les différents types d'engins d'un parc de Travaux publics ; les éléments ci-après récapitulent les principales améliorations qui ont été apportées depuis 20 ans à certains d'entre eux :

- les moteurs sont asservis par ordinateurs ;
- les transmissions hydrauliques ont été systématisées ;
- des indicateurs de fausses manœuvres ont été montés à bord des engins ;
- des appareils à laser contrôlent les niveaux de terrassements ;
- le rendement des machines peut être ajusté aux exigences des chargements, et les niveaux d'efficacité aux difficultés du travail ;
- les cabines de conduite ergonomique améliorent le confort des conducteurs ;
- des bulldozers de plus de 500 CV et des niveleuses de 280 CV sont disponibles ;
- les chargeurs sur roues à pelles et godets en tête atteignent des capacités de la dizaine de mètres cubes ;

- des chargeurs et des excavateurs chargeurs combinés articulés très polyvalents et des pelles en rétro à très longs bras permettent le creusement à distance ;
- le forage des déblais rocheux peut être réalisé au moyens de wagondrill à tubes dans lesquels le foret progresse.

Tous ces moyens puissants permettent des cadences accélérées qui diminuent notablement la durée des chantiers : il s'ensuit que l'on a de moins en moins droit à l'erreur dans les prévisions de travaux.

### **6.1.5. Production d'un atelier de terrassement**

#### *a) rendement des engins de terrassement*

Les rendements théoriques horaires des différents engins modernes de terrassement sont fournis dans les catalogues des constructeurs. Cependant, ces rendements ne correspondent pas exactement aux conditions réelles des chantiers de terrassement.

Le rendement pratique d'un engin est obtenu en multipliant le rendement théorique par un coefficient d'efficience et la production estimée est obtenue en multipliant la production théorique par ce même coefficient.

Le coefficient d'efficience est le plus complexe des éléments entrant en jeu dans l'estimation de la production ; il dépend en effet de facteurs difficilement mesurables et qui peuvent être répertoriés comme suit :

- le climat du site du chantier ;
- le topographie du terrain naturel ;
- la nature du matériau à extraire ;
- l'âge et l'état mécanique de l'engin ;
- le savoir-faire du personnel de conduite ;
- les facilités d'entretien et de réparation, la qualification du personnel mécanicien, la rapidité d'obtention des pièces détachées ;
- l'organisation de l'atelier de terrassement conduisant à un réajustement permanent du nombre des engins en fonction des distances de transports.

#### *b) Exemples de production de quelques ateliers de terrassements*

Des observations effectuées ces dernières années sur certains chantiers routiers africains ont permis de déterminer la production moyenne réellement obtenue sur ces chantiers, sur une période d'un an. Cette production tient compte des aléas de chantier, et des divers arrêts dus soit aux pannes de matériel, soit aux conditions climatiques.

Ces valeurs sont données à titre strictement indicatif dans le tableau 2.6.5. et leur utilisation éventuelle à d'autres chantiers routiers, même exécutés dans des conditions analogues, ne doit pas être envisagée.

### TERRASSEMENTS ET DRAINAGE

	TCHAD	MADAGASCAR	CAMEROUN
Nombre de scrappeur	3 scrappeurs 621	3 scrappeurs 621	13 scrappeurs 631
Distance moyenne de transport	Inférieure à 300 m	Inférieure à 300 m	600 m
Nature du matériau	Sable limoneux	Sable limoneux	Latérite
Conditions climatiques	Climat sahélien	Climat tropical humide	Climat Equatorial
Conditions de chantier	Bonnes	Bonnes	Moyennes
Productions moyennes mensuelles (provenant de déblais dans l'emprise de la route ou d'emprunts)	50 000 m <sup>3</sup> /mois	60 000 m <sup>3</sup> /mois	350 000 m <sup>3</sup> /mois

**Tableau 2.6.5.**

Exemple de productions moyennes mensuelles d'ateliers de terrassement

#### 6.1.6. Traitement des sols en terrassement

La traficabilité des engins et des camions rendue très difficile ou impossible sur les sols argileux en période défavorable (fortes teneurs en eau,) peut être améliorée en traitant les sols à la chaux vive (cf. TomeII, Chapitre 3), ou en ayant recours à des géotextiles.

L'édification de remblais avec de mauvais matériaux est rendue possible en utilisant des dispositions constructives adaptées ; les sols argileux sont placés en noyau au sein des remblais, les sols sableux pulvérulents sont disposés en couches sandwich en alternance avec des couches argileuses ou limoneuses, protégées latéralement par des matériaux cohésifs

### **Traitement par géotextiles ou treillis plastiques (géogrilles)** (voir pour plus de détails Biblio 127 - 179)

Les terrassements en sols difficiles peu portants, sont facilités par la mise en place sur le sol naturel de nappes de géotextiles. Une couche de 30 à 50 cm de matériau d'apport sur le géotextile assure la traficabilité des engins et des camions.

Outre son rôle de répartition des pressions s'opposant à l'enfoncement des remblais en terrains marécageux, la nappe de géotextile a un effet anticontaminant et drainant (cf. figure 2.6.6.).

Les géotextiles sont constitués de fibres synthétiques obtenues par filage et étirage de polymères fondus de type propylène ou polyester ; certains sont tissés (produits par entrecroisement de nappes de fils ou de bandelettes) d'autres sont non-tissés, formés de fibres entrecroisées et enchevêtrées liées par aiguilletage ou par compression à chaud.

Les nappes sont assemblées sur le terrain par agrafage, recouvrement ou couture.

Parmi les autres usages de ces produits, on peut citer : armature de remblai, écran anticapillaire de chaussée, nappe drainante en remblai, couverture de talus (nappe et résille, treillis en nids d'abeille) anti-érosion, protection des talus rocheux (grilles-filets) anti-éboulement, protection contre les tirs de mine.

### **6.1.7. Classifications des sols**

On utilise, pour faciliter la compréhension entre tous les opérateurs intervenant dans la construction, des terminologies regroupant les sols en familles possédant des caractéristiques géotechniques communes.

Les sols d'une même famille ont des comportements similaires en matière de :

- terrassement,
- drainage,
- sensibilité à l'érosion,
- stabilité,
- compactage,
- supports de chaussée ou d'ouvrages d'art.

Concernant les terrassements notamment, la classification des sols est fondamentale pour établir les tableaux de correspondance entre les caractéristiques intrinsèques des sols, leur état au moment des travaux et leurs conditions d'extraction, de réutilisation et de compactage.

Les systèmes de classification sont basés sur l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg (et plus particulièrement la plasticité) et, selon le cas, d'autres paramètres géotechniques intrinsèques tels que l'équivalent de sable E.S., l'essai au bleu de méthylène, les caractéristiques de compactage PROCTOR et la portance CBR.

La classification française des sols en vue de leur utilisation en remblai ou en couche de forme, dénommée classification RTR <sup>(1)</sup> est particulièrement bien adaptée aux problèmes de terrassements, dans la mesure où elle prend en considération non seulement les caractéristiques intrinsèques des sols, mais également les paramètres d'état ou de comportement (comme par exemple leur état d'humidité).

---

(1) RTR : Recommandation pour les terrassements routiers. (Biblio 44)



## Rôles mécaniques

### Séparation (1)

Interposé entre deux matériaux différents, comme une argile et un gravier, le géotextile empêche leur mélange sous l'effet des charges et permet à chaque matériau de conserver ses propriétés.

### Renforcement (2)

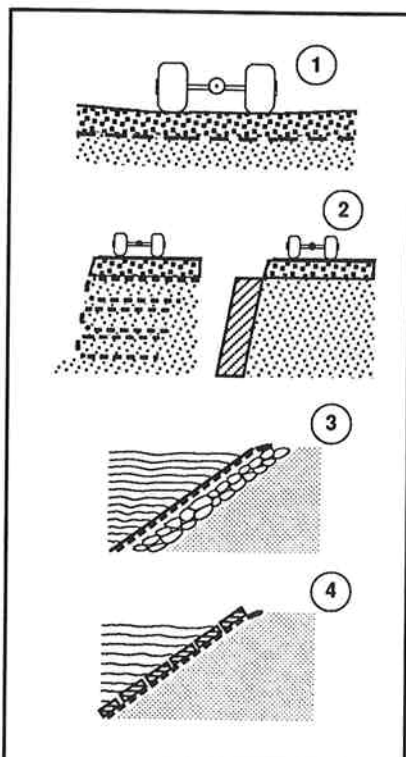
Dans un massif de sol, un géotextile très résistant, plusieurs nappes placées à intervalles réguliers ou des fils répartis dans la masse, encaissent les efforts de traction et augmentent la résistance à la rupture du système.

### Protection (3)

Placé entre une membrane étanche (géomembrane) et le matériau qui la supporte ou celui qui la recouvre, le géotextile absorbe les contraintes localisées et protège ainsi la membrane contre les perforations.

### Support (4)

Placé sur le talus d'une digue ou d'une berge, la nappe de géotextile participe à la stabilité de la couche de matériau (ex. : pavés béton) à laquelle elle est solidairement fixée par agrafage ou par collage.



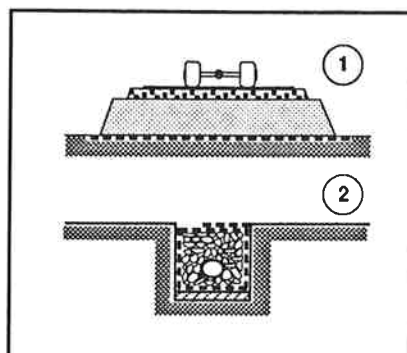
## Rôles hydrauliques

### Filtration (1)

La structure fibreuse des géotextiles leur permet d'être très perméables et à la fois d'empêcher le passage des particules fines ; dans les ouvrages hydrauliques ils remplacent avantageusement les filtres en matériaux granulaires difficiles et coûteux à réaliser.

### Drainage (2)

Les géotextiles épais et à forte porosité peuvent transporter des débits d'eau notables dans leur épaisseur et servir de cette façon à drainer les sols où ils ont été placés.



----- Nappe de géotextile

Source ISTED - Biblio.179

Fig. 2.6.6. Récapitulatif des propriétés des géotextiles

Compte tenu de l'approche élargie de cette classification, le système RTR peut s'appliquer utilement à la plupart des terrassements routiers des pays tropicaux et désertiques.

La classification d'un sol à partir de la méthode RTR, associée à la situation météorologique prévisible au moment des travaux, permet de définir les conditions optimales d'utilisation et de compactage de ce sol. (Cf. annexe 4.3 du présent tome).

Les classifications américaines **HRB** (Highway Research Board) devenues par la suite **TRB** (Transportation Research Board), et **USCS** (Unified Soils Classification System, du Corps of Engineers) sont encore utilisées internationalement et de nombreuses études routières y font référence dans un certain nombre de pays. (Cf. annexes 4.1 et 4.2 du présent tome).

Chaque pays s'attache à élaborer une classification géotechnique des sols qui lui soit propre. L'annexe 4.4 du présent tome donne celle du Zaïre qui différencie sols graveleux, sols sableux et sols fins.

## **6.2. COMPACTAGE**

### **6.2.1. Généralités**

Le compactage est une opération essentielle de la technologie routière qui conditionne la bonne réalisation de la construction et le comportement des chaussées dans le temps. On ne doit en aucun cas lésiner sur son exécution.

Le compactage peut être défini comme l'ensemble des moyens, essentiellement mécaniques, mis en œuvre pour améliorer les performances d'un sol auquel on applique des contraintes produisant une déformation irréversible qui modifie ses caractéristiques intrinsèques :

- resserrement des pores et diminution des vides entraînant une plus grande imperméabilité et diminuant les risques de tassement, d'altération et d'érodabilité ;
- augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement interne ayant pour résultat un meilleur interclavage de ses particules, d'où une meilleure résistance au cisaillement ;
- augmentation de la densité apparente sèche ;
- empêchement de la liquéfaction des sables soumis à vibration.

La compactibilité des sols dépend de leur nature et de leur état au moment des travaux (fragmentation et teneur en eau).

Le degré de saturation et la perméabilité conditionnent le compactage des sols fins. Un taux de saturation supérieur à 90 % entraîne, pour un matériau imperméable soumis aux fortes contraintes totales des engins, le développement de pressions interstitielles ne pouvant pas se dissiper ; les grains du sol ne peuvent se resserrer et le sol se déforme à volume constant sans se compacter ; c'est le phénomène du coussin de caoutchouc ou matelassage, combattu en asséchant ou en traitant le sol à la chaux.

Un excès de compactage peut dans certains cas rares être nocif en provoquant la chute de portance de sols fins par modification de leur structure.

D'autres sols à granulométrie serrée et à éléments ronds peuvent se décompacter en surface après passage d'un véhicule (sables monogranulaires et graves rondes) ; ils nécessitent d'être enfermés sous une couche plus stable, à travers laquelle on peut les compacter.

#### **6.2.2. Etude du compactage au laboratoire**

Les conditions optimales de compactage ne peuvent être relativement bien précisées au laboratoire que pour les sols dont la dimension maximale des éléments n'excède pas, en toute rigueur, 20 mm.

Il est possible toutefois d'effectuer des essais avec des matériaux plus grossiers moyennant une correction des résultats dans la mesure où la fraction supérieure à 20 mm n'est pas supérieure à 25 %.

Pour une énergie de compactage donnée, un sol acquiert une densité maximale pour une teneur en eau dite optimale. L'essai PROCTOR (annexe 2 du présent tome) mis au point en 1933, reste la meilleure procédure pour définir la relation entre les deux caractéristiques, "densité sèche" et "teneur en eau". Différentes courbes "Proctor Normal" et "Proctor Modifié", correspondant à deux énergies normalisées de compactage, sont illustrées sur les figures 2.6.7. et 2.6.8.

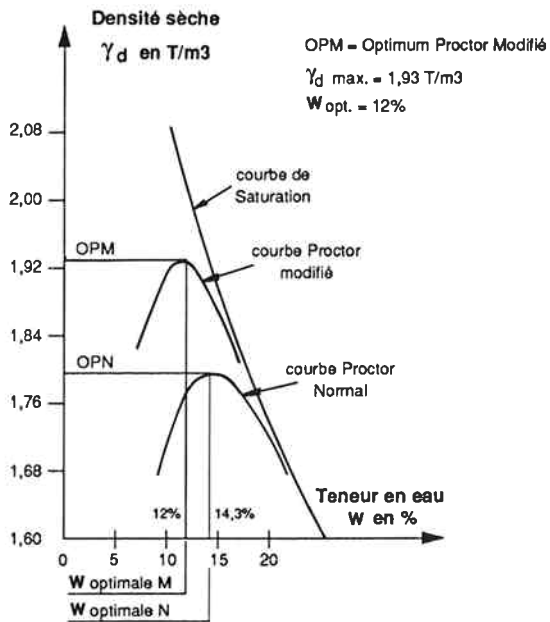


Fig. 2.6.7. Courbes proctor normal et modifié pour un même matériau

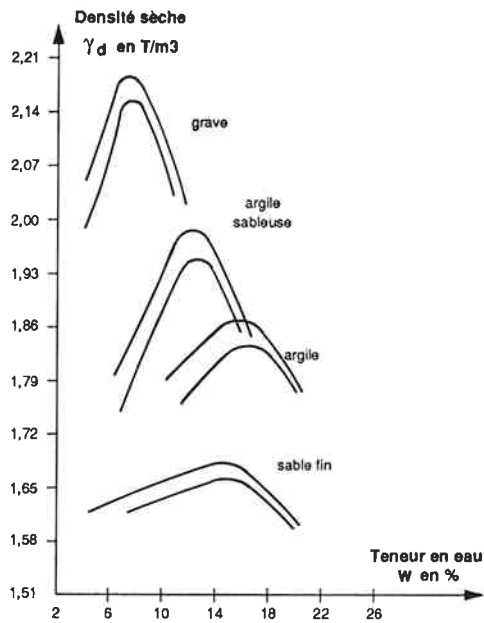


Fig. 2.6.8. Exemple de courbes proctor de différents sol

C'est le plus souvent l'optimum de l'essai Proctor Modifié qui sert de référence pour les compacités à obtenir sur chantier pour les corps de chaussée et les revêtements. Pour les terrassements, on se réfère suivant les cas, à l'optimum du Proctor Modifié, OPM, ou à celui du Proctor Normal, OPN.

La compacité d'un sol ou d'un matériau en place s'exprime en pourcentage par rapport entre sa densité sèche et la densité sèche maximale du Proctor de référence.

L'aptitude d'un sol ou d'un matériau à être porté à une certaine compacité, dépend de la forme plus ou moins pointue ou aplatie du sommet de la courbe Proctor, c'est-à-dire de l'importance du domaine de variation de la teneur en eau dans lequel doit se trouver celle du matériau au moment de son compactage.

La possibilité de compactage d'un sol peut être appréciée, comme nous l'avons vu pour la classification RTR, par son état d'humidité ; ce dernier peut être caractérisé soit par l'indice de consistance  $I_c$ , soit par l'écart entre la teneur en eau naturelle  $w_n$  et la teneur en eau optimale  $w_{opt}$ , soit encore par l'indice CBR à teneur en eau naturelle (ou indice de portance immédiate IPI).

L'indice de consistance est déterminé à partir des limites d'ATTERBERG :

$$I_c = \frac{w_l - w_p}{I_p}$$

$w_l$ =	limite de liquidité
$w_p$ =	limite de plasticité
$w_n$ =	teneur en eau naturelle
$I_p$ =	indice de plasticité = $w_l - w_p$

En pays tempéré, l'optimum de compactage est obtenu lorsque cet indice est compris entre 1,1 et 1,2 alors qu'en pays tropicaux ces valeurs varient entre 1,25 et 1,6 ainsi que le montre le tableau 2.6.9. établi en Côte d'Ivoire.

En zone tropicale humide, la teneur en eau naturelle est généralement supérieure à la teneur en eau optimale (OPN et OPM), alors que c'est l'inverse en région tropicale sèche.

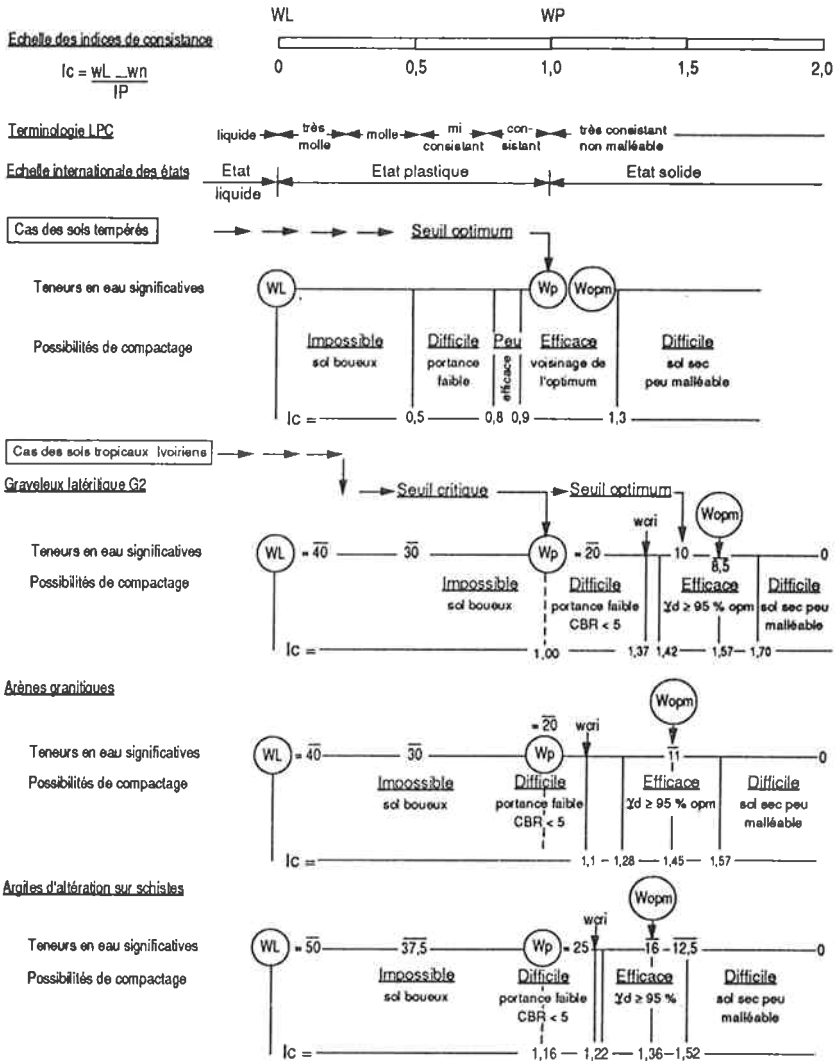


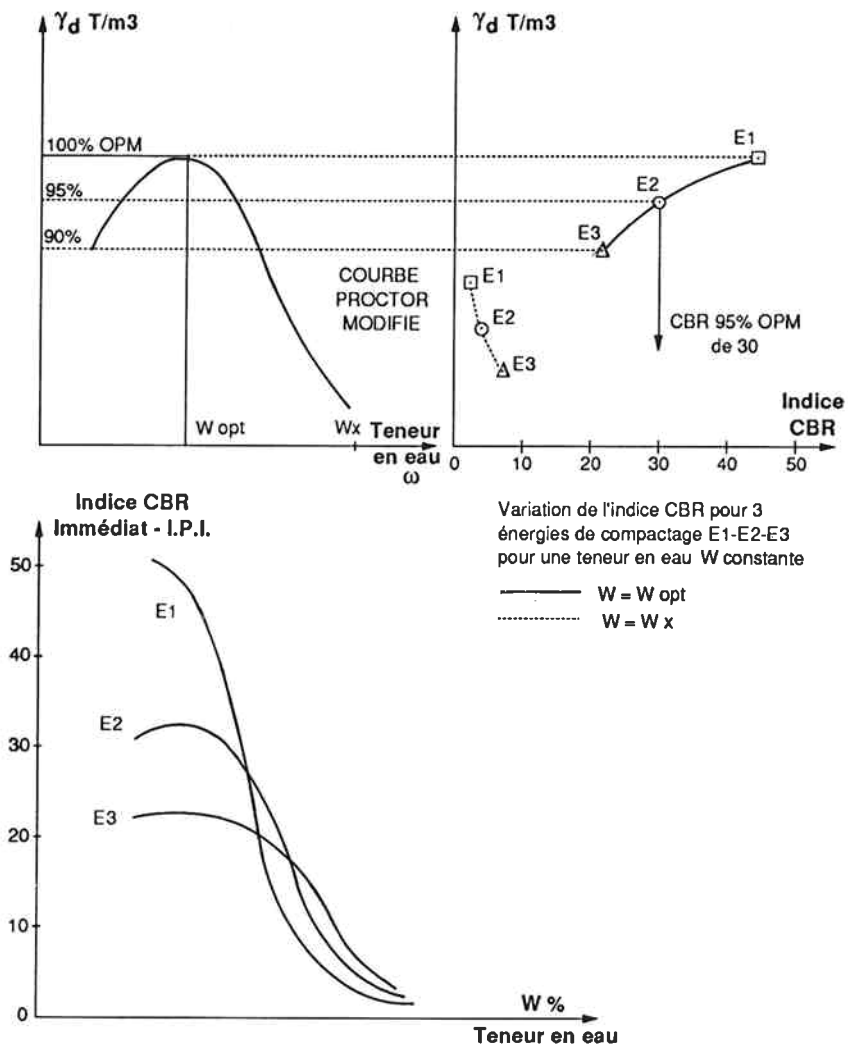
Fig. 2.6.9. Indice de consistance et possibilité de compactage (comparaison des cas : sols tempérés - sols tropicaux)

Plus l'écart entre la teneur en eau naturelle  $w_n$  d'un sol humide et l'optimum  $w_{opt}$  est important, plus l'énergie de compactage à appliquer est grande pour un gain en compacité de plus en plus faible.

Si l'indice de consistance donne une indication intéressante au stade de l'étude préliminaire, il convient dans le cadre du projet définitif, de caractériser le comportement des sols et notamment leur sensibilité à l'eau, par l'ensemble de leurs caractéristiques de compactage PROCTOR et de portance CBR.

On peut étudier en particulier la variation de l'indice de portance CBR immédiat-IPI- d'un sol compacté avec une énergie donnée, en fonction de la teneur en eau.

La figure 2.6.10. illustre le cas d'un sol caractérisé par un indice CBR assez élevé (correspondant à une densité sèche égale à 95 % de l'OPM et une teneur en eau égale à l'optimum Proctor Modifié), mais également par un indice immédiat chutant quand la teneur en eau augmente, et ceci de façon d'autant plus importante que l'énergie de compactage est plus grande. Il est donc inutile et il peut être nocif de trop compacter un sol à forte teneur en eau, au risque que la portance devienne pratiquement nulle.



Variation de l'indice CBR immédiat avec la teneur en eau pour différentes énergies de compactage  $E1 > E2 > E3$ .

Fig. 2.6.10.



### **6.2.3. Règles générales du compactage**

Quelques principes généraux président à l'exécution du compactage.

Il faut tout d'abord bien identifier les facteurs spécifiques au cas du compactage considéré :

- matériau (nature et état),
- matériel de compactage,
- épaisseur des couches à compacter,
- densité visée ou requise,
- portance du sol support.

Une assise assez rigide doit être disponible pour assurer une réaction du support suffisante (effet d'enclume), ce qui suppose de ne compacter une couche que si la couche sous-jacente a été elle-même bien compactée. On doit d'autre part, veiller à une fragmentation suffisante du matériau à l'extraction.

Un des problèmes les plus couramment rencontrés sur chantier est celui de l'ajustement de la teneur en eau du matériau à compacter à une valeur proche de la valeur optimale.

Il est toujours plus intéressant économiquement, de procéder à un tel ajustement par humidification en cas d'insuffisance de teneur en eau ou par dessiccation en cas d'excès, que d'appliquer des énergies de compactage élevées et coûteuses pouvant conduire à des gains de compacité faibles lorsque les écarts sont très importants.

Le compactage d'une couche difficilement compactable pour des raisons liées à la granularité est rendu possible s'il est effectué à travers une autre couche : un sable à granulométrie serrée peut être compacté à travers une couche cohésive. Les matériaux hétérogènes et difficiles peuvent dans certains cas être utilisables en couches sandwich.

### **6.2.4. Choix des matériels de compactage**

La large gamme d'engins de compactage disponibles répond à la diversité des sols à compacter. Certains matériels sont relativement polyvalents, alors que d'autres ont des conditions d'emploi très spécifiques. Il convient, dans tous les cas, d'adapter le type d'engin à la nature du sol à compacter.

L'action des compacteurs (dynamiques et statiques) est schématisée ci-dessous :

## TYPES DE COMPACTEURS

	Compacteurs statiques : - à pneus - à jante lisse	Compacteurs à pieds dameurs	Compacteurs vibrants	Plaques vibrantes	Pilon-neuses
Action	effort vertical poinçonnement pétrissage	pétrissage poinçonnement chocs	effort vertical vibrations chocs	vibrations chocs	damage
Utilisation préférentielle	Matériaux granulaires	Sols plastiques	Tous matériaux (de préférence granulaires)	Petites surfaces ; tranchées de faibles épaisseurs	

L'effet de pétrissage et de chargement statique des engins est prédominant pour les sols fins saturés, alors que leur action dynamique de vibration et d'impact est d'autant plus efficace que les sols sont granulaires.

A titre d'indications générales sur l'action des compacteurs, il faut savoir qu'il convient d'éviter les rouleaux très lourds pour des couches minces, que les rouleaux légers ne permettent pas d'obtenir un compactage intense, même en multipliant le nombre de passes, et que de fortes densités en fond de couche ne peuvent être acquises qu'avec des rouleaux à pneus lourds ou des vibrants très lourds à basse fréquence.

### 6.2.5. Les matériels de compactage

#### 6.2.5.1. Généralités

Les prescriptions en matière de modalité d'utilisation des compacteurs sont établies en fonction des sols considérés et des conditions météorologiques.

L'administration française publie périodiquement des liste d'aptitude des compacteurs ; les dernières parues datant de 1980 (compacteurs à pneus), et de 1983 (compacteurs vibrants), sont consacrées au compactage des assises de chaussées. Celle de 1979 était plus générale et concernait les rouleaux à pneus, les rouleaux vibrants et les rouleaux à pieds dameurs.

Ces listes donnent les caractéristiques principales des engins, le nom des constructeurs et le classement utilisé dans la Recommandation pour les terrassements routiers.

Une note d'utilisation de ces listes, présentant des documents types pour appel d'offres et marché, a été publiée en Décembre 1982.



**Photo 2.6.4.** Atelier de compactage - compacteur vibrant et compacteur à pneus

#### **6.2.5.2.** *Différents types d'engins*

Les tableaux insérés dans le texte indiquent les conditions d'utilisation des divers engins de compactage en fonction de la nature des matériaux à compacter. Des descriptions de ces matériels sont données au Chapitre 10 du Tome III en complément des éléments présentés ici.

Une distinction est à faire entre les cylindres ou rouleaux compresseurs à jante lisse utilisés pour régulariser la surface des enrobés bitumineux, ou produire l'enchâssement des gravillons des enduits superficiels et le cloutage, et les rouleaux à pneus qui agissent dans l'épaisseur des couches.

- a) Les rouleaux à pneus sont classés d'après leur charge par roue (P1 : de 2,5 à 4 T ; P2 : de 4 à 6 T ; P3 :  $> 6$  T) ;

L'efficacité d'un compacteur à pneus est proportionnelle à la charge par roue et à la pression des pneus, et inversement proportionnelle à leur largeur et à leur diamètre.

L'action en profondeur qui s'effectue dès les premières passes, est d'autant plus restreinte que le matériau est difficile à compacter et que l'épaisseur de la couche est forte. Le précompactage est nocif.

Pour une même charge par roue, l'influence en profondeur peut varier avec la pression de gonflage.

b) Les rouleaux vibrants sont classés d'après leur charge statique par unité de largeur de bille vibrante (V1 : de 15 à 25 kg/cm ; V2 : de 25 à 35 kg/cm ; V3 : de 35 à 45 kg/cm ; V4 : de 45 à 55 kg/cm ; V5 : > 55 kg/cm).

Les sous-classes a, b, c, d sont définies d'après les caractéristiques dynamiques des engins.

La densification du matériau par vibration dépend de l'accélération à laquelle sont soumis les grains du sol ; cette accélération étant proportionnelle à l'amplitude et au carré de la fréquence. L'action en profondeur de l'engin augmente avec la fréquence de la vibration.

Le comportement vibratoire des rouleaux vibrants est lié aux caractéristiques du sol. Il en résulte que la fréquence de résonance dont on s'efforce de se rapprocher pour travailler, varie au cours du compactage si la nature du sol varie.

Les vibrants les plus lourds ont une efficacité maximale sur les matériaux anguleux en forte épaisseur ; leur action est moindre si l'épaisseur de ces matériaux est faible.

La vitesse optimale des engins vibrants doit être d'autant plus réduite que les exigences de densité sont élevées, les épaisseurs fortes, et le matériau difficile à compacter (2 à 3 km/h).

c) Les rouleaux à pieds dameurs sont différenciés d'après la charge moyenne par unité de largeur de tambour à pieds dameurs (PD1 : 30 à 60 kg/cm ; PD2 : > 60 kg/cm).

Les compacteurs statiques à pieds dameurs ou "tamping roller" de forte puissance, tractés ou automoteurs, agissent par damage et pétrissage sur les matériaux fins plastiques. En augmentant leur vitesse, on produit une action par chocs, augmentant l'efficacité. Ils circulent à des vitesses de 6 à 12 km/h. Ils sont indispensables sur les sols argileux, mais inefficaces sur les sols peu ou pas plastiques.

Le développement des rouleaux à pieds dameurs vibrants améliore le compactage des sols difficiles.



**Photo 2.6.5.** Compactage de limons à l'aide d'un compacteur à pieds dameurs

- d) Les rouleaux à grille (grid roller) sont surtout employés avec les sols granuleux et "motteux". Leur action d'écrasement facilite en cas de besoin la production de fines.

#### **6.2.5.3. Contrôle du fonctionnement des engins**

Les systèmes de contrôle embarqués permettent un suivi continu du fonctionnement des engins. Les plus courants sont du type contrôlographe : contenant des disques-diagrammes sur lesquels s'enregistrent les paramètres de fonctionnement.

D'autres systèmes plus sophistiqués apparaissent :

- compactomètre : mesurant le couple moteur pour les rouleaux à pneus,
- compacimètre : mesurant l'accélération de la bille des vibrants,
- logicompact : dispositif associant la distance parcourue par le compacteur à un programme logique de déplacement fournissant au conducteur des indications lumineuses ou sonores.

TABLEAU 2.6.12 - CARACTERISTIQUES ET R

Type de matériel	Rendement moyen du matériel						Types de sols et conditions pour lesquelles le matériel convient
	Largeur compactée par l'engin m	Vitesse de roulement m/min.	Nombre de passes requises	Surface compactée à l'heure m <sup>2</sup>	Profondeur de la couche compactée mm	Quantité de sol compacté à l'heure m <sup>3</sup>	
Rouleau lisse de 2,8 T.	1,30	50	8	410	130	53	Convient pour la plupart des types de sols.
Rouleau lisse de 8 T.	1,78	50	4	1100	150	170	Convient pour tous les types de sols excepté pour l'argile humide molle et le sable à granularité uniforme.
Rouleau à grille tracté de 13,5 T avec tracteur à chenille de 60 kW.	1,60	125	7	1400	200	280	Convient pour tous les types de sols pour une grande étendue de conditions d'humidité par ajustement du lestage.
Rouleau à grille tracté de 13,5 T avec tracteur à roues de 112 kW.	1,60	250	8	2500	200	500	Voir remarques ci-dessus mais avec la réserve que cette combinaison ne convient pas pour les sables à granularité uniforme ou pour des sols très humides.
Rouleau à pneu de 12 T.	2,08	50	4	1300	130	170	Convient pour la plupart des sols et particulièrement pour des matériaux cohésifs humides.
Rouleau à pneu de 20 T.	2,13	50	4	1300	150	200	Convient pour la plupart des sols et dans des conditions d'humidité assez étendues par ajustement du lestage et de la pression des pneus.
Rouleau à pneu de 46 T.	2,36	50	3	2000	250	500	Voir remarques pour rouleau à pneu de 20 T.
Rouleau vibrant de 200 kg.	0,61	10 propulsion manuelle	8	38	80	3,0	Convient seulement pour les sols granulaires.
Rouleau vibrant de 350 kg.	0,71	20	12	59	150	8,9	Convient seulement pour les sols granulaires.
Rouleau vibrant tandem de 1000 kg.	0,81	20	4	200		30	Convient seulement pour les sols granulaires.
Rouleau vibrant double de 1.7 T.	0,84	15	4	160	110	18	Convient seulement pour les sols granulaires.
Rouleau vibrant remorqué de 3.8 T.	1,83	40	6	600	250	150	Convient pour tous les types de sols.
Rouleau vibrant tandem de 3.8 T.	0,99	20	4	250	180	45	Convient pour tous les types de sols excepté pour le sable à granularité uniforme.

Graves			Graves traitées et sables laitier		Enrobés			Enduits superficiels
Graves mal graduées	Graves bien graduées	Graves à très gros éléments Craies et marnes dures	Au ciment	Au laitier	Enrobés à froid graves-émulsion	Enrobés à chaud nougat	Enrobés à chaud grenus	
Problèmes d'instabilité après compactage, couches de chaussée médiocres; pour une assise le matériau creux est à améliorer par concassage et le matériau sableux par dessablage.	Matériaux à compacter suivant les règles applicables aux graves traitées.	Pose des problèmes spéciaux de fragmentation et de remplissage, contrôle délicat à l'électrotassomètre. Emploi possible de techniques inspirées de la vibroflotation.	Problèmes de teneur en eau qui doit être comprise entre opt. proctor modifié -2 points et opt. proctor modifié + 0 point.  Problème de circulation de chantier.  Obtention de 95 à 100 % de $\gamma_d$ proctor modifié.	Presque insensible à l'eau, si l'angularité est assez élevée et le pourcentage de fines conforme aux directives du S.E.T.R.A.  Circulation recommandée (surcompactage)  Obtention de 100 à 105 % de $\gamma_d$ proctor modifié.	Ces matériaux peuvent poser des problèmes d'instabilité mécanique ou au contraire laisser d'importants vides, compromis délicat. respect Intégral des recommandations du S.E.T.R.A. (limitation teneur totale en liquide à teneur en eau opt. proc. mod. et réglage de la rupture de l'émulsion).	Formule d'enrobés encore très employée mais à éviter au profit des enrobés grenus ou semi-grenus.	Formule d'enrobés modernes pour autoroutes et renforcement de grandes routes.	Eviter l'écrasement des gravillons.
Relativement efficace si courbe creuse; à éliminer sur courbe à bosse du sable.	Peu efficace ou même inefficace.	Inefficace	Ces matériaux sont compactés par association d'un rouleau vibrant lourd Duplex ou monobille (deux à quatre passes et aucun pré-compactage) et d'un compacteur à pneus lourds (d'une dizaine de passes) allant jusqu'à 5 t de charge par roue et 7 à 10 bars de pression de gonflage. Utilisation possible de compacteurs mixtes. Finition éventuelle au rouleau lisse.		Peu efficace, bien que très employé. Convient sur faible épaisseur.	Matériaux à compacter par combinaison d'un rouleau à bandages lisses et d'un compacteur à pneus. Il est moins indispensable qu'avec le type suivant de compacter pneus en tête. Emploi de vibrants possible bien que non pratiqué en France.	Le compactage de ces enrobés doit suivre des règles précises; "pneus en tête" rouleau à bandages lisses ensuite. Problèmes de température et de collage des gravillons. Possibilité d'emploi d'enduits anti-collage sur les pneus. A l'étranger on remplace quelquefois le compacteur à pneus par des engins vibrants qui paraissent efficaces.	Bien qu'encore employés pour cet usage les rouleaux à bandages lisses sont à proscrire.
Peu adapté.	Peu adapté.	Inefficace.			Inadapté, à proscrire.		A proscrire.	
Peu efficace; à proscrire sur courbes à bosse du sable; peut être employé sur courbe creuse.	Peu adapté	Très indiqué si le matériau est assez tendre.			Inadapté, à proscrire.		A proscrire.	
Bien adapté.	Bien adapté.	Doit être très lourd et reste peu efficace.			Très adapté; charge par roue proportionnée à l'épaisseur.		C'est le seul engin valable pour ce travail.	
Risque de ségrégation.	Bien adapté.	Très efficace si très lourd.			Très adapté; des progrès sont à attendre dans ce domaine.		L'emploi de la vibration à l'étranger (Allemagne) semble lié à la technique des fortes épaisseurs d'enrobés.	A proscrire.
Risque de ségrégation.	Bien adapté.	Efficace si lourd.			Peuvent convenir.		A proscrire.	
Cas adapté, sauf cas particulier.	Assez bien adapté.	Emploi possible des dames-grues.			A éviter.		A éviter.	A proscrire.

**Tableau 2.6.11.**  
Choix des engins de compactage en fonction du matériau à compacter

Type de sol	Sols organiques	Sols fins			Sables			Graves plastiques
		Limons	Argiles	Craie sol	Sables limoneux ou argileux	Sables propres mal gradués	Sables propres bien gradués	
Problèmes spécifiques à un type de sol donné	Sols dont l'emploi est déconseillé ou même prosaïté. Dans certains cas spéciaux toutefois on pourra utiliser les engins en face desquels figure une mention spéciale.	Problèmes de teneur en eau		Pose, lorsque la teneur en eau est élevée, des problèmes spécifiques nécessitant couche sandwich. Eviter de trop manipuler ces sols, en remplaçant scrapers par pelles et camions.	Problèmes plus ou moins similaires à ceux des sols fins correspondants.	Sols difficiles à compacter et se décompactant aisément (dilatance). Une teneur en eau élevée facilite le compactage (remblai hydraulique). La vibration peut permettre de compacter même à sec.	Problèmes plus ou moins similaires à ceux des graves non traitées correspondantes avec parfois une sensibilité à l'eau plus élevée.	Problèmes éventuels de teneur en eau moins dangereux toutefois que pour les sols fins.
		Traitement CaO, si le limon est trop humide pour être compacté.	Se méfier des argiles trop plastiques, qui peuvent gonfler et conduire à des glissements de talus.					
TYPE DE COMPACTEUR	Rouleaux à bandages lissés	A réserver au lissage journalier tant au lieu d'emprunt qu'au remblai.			Inefficace.	Inefficace ou peu efficace.	Peu efficace. A n'employer qu'en faible épaisseur (< 10 cm).	
	Rouleaux à pieds de mouton et tamping	Emploi possible si absolument nécessaire.	Bien adapté à ces sols, sauf peut-être aux craies que l'on désire peu malaxer		Peu adapté ou inefficace.	Peu adapté.	Utilisable s'il n'y a pas de gros éléments.	
	Rouleaux à grille		Emploi peu recommandé	Peut éventuellement être utilisé mais la craie est plus alors une craie roche qu'une craie sol.	Emploi à éviter.	Inefficace.	Peu efficace.	Utilisable surtout s'il existe de gros éléments à fractionner.
	Compacteur à pneus	Emploi possible si absolument nécessaire.	Bien adapté à ces sols, peut poser des problèmes de traficabilité.			Pose des problèmes de traficabilité.	Bien adapté.	Bien adapté à ces sols (poids moyen couche 20 cm).
	Rouleaux vibrants		A réserver au lissage journalier tant au lieu d'emprunt qu'au remblai (sauf sur craie sol).			Assez bien ou bien adapté.	Bien adapté.	Bien adapté surtout si plasticité assez faible, épaisseur notable.
	Engin à semelle vibrante		Emploi à éviter.		Emploi possible.	Assez bien ou bien adapté.	Bien adapté.	Assez bien ou bien adapté.
	Compresseurs par percussion		Emploi possible.		Emploi à éviter sur craie sol, possible sur craie roche.	Emploi possible.	Inefficace.	Assez bien adapté.



## RENDEMENT DES ENGINES DE COMPACTAGE

Type de matériel	Rendement moyen du matériel						Types de sols et conditions pour lesquelles le matériel convient
	Largeur compactée par l'engin	Vitesse de roulement	Nombre de passes requises	Surface compactée à l'heure	Profondeur de la couche compactée	Quantité de sol compacté à l'heure	
	m	m/min.		m <sup>2</sup>	mm	m <sup>3</sup>	
Rouleau vibrant remorqué de 4.8 T.	1.91	40	3	1250	180	230	Convient pour tous les types de sols.
Rouleau vibrant automoteur de 7.7 T.	1.83	80	6	1200	150	180	Convient pour tous les types de sols excepté pour le sable de granularité uniforme.
Rouleau vibrant remorqué de 8.5 T.	1.91	40	4	960	300	290	Convient pour tous les types de sols.
Rouleau vibrant remorqué de 12 T.	2.08	40	3	1400	300	420	Convient pour tous les types de sols.
Compacteur à plaque vibrante de 200 kg.	0.38	10	3	63	150	9.5	Convient pour les sols granulaires seulement.
Compacteur à plaque vibrante de 450 kg.	0.61	20	12	51	130	6.6	Convient pour les sols granulaires seulement.
Compacteur à plaque vibrante de 660 kg.	0.61	15	4	110	200	22	Convient pour la plupart des sols.
Compacteur à plaque vibrante de 700 kg.	0.61	15	2	230	150	35	Convient pour la plupart des sols sauf pour l'argile lourde.
Compacteur à plaque vibrante de 1.5 T.	0.76	10	2	190	300	57	Convient pour la plupart des sols.
Compacteur à plaque vibrante de 2 T.	0.86	10	2	210	300	63	Convient pour la plupart des sols sauf pour l'argile lourde.
Dame sauteuse de 100 kg.	0.05 surface en m <sup>2</sup>	60 coups/minute	6 coups	25	150	3.8	Convient pour la remise en état des tranchées et le compactage de tous les types de sols en espaces restreints.
Grenouille de 610 kg.	0.40 surface en m <sup>2</sup>	50 coups/minute	12 coups	90	300	27	Convient pour la remise en état de grandes tranchées pour tous les types de sol.
Dame-grue de 600 kg à chute libre.	0.09 surface en m <sup>2</sup>	25 coups/minute	2 coups	58	600	35	Convient pour la remise en état des tranchées pour tous les types de sols et des conditions d'humidité très variables.
Vibro-pilonneuse de 55 kg.	0.28	5	3	23	100	2.3	Convient pour la remise en état de tranchées et le compactage de tous les sols en espaces restreints.
Vibro-pilonneuse de 75 kg.	0.28	12	4	42	150	6.3	Voir remarques pour l'engin de 55 kg.
Vibro-pilonneuse de 100 kg.	0.40	8	3	53	200	11	Convient pour la remise en état de tranchées importantes et pour le compactage de tous les sols en espaces restreints.

**Tableau 2.6.12.**  
Caractéristiques et rendement des engins de compactage

## 6.2.6. Compactage dans quelques cas particuliers

### 6.2.6.1. Remblais hydrauliques

Les remblais hydrauliques sont réalisés avec des graviers, des sables ou des sols sablo-vaseux extraits par pompage ou à la drague, et refoulés dans des aires de dépôts limitées par des digues. L'eau excédentaire est évacuée par des déversoirs.

Il est recommandé de limiter la technique à des sols dont le pourcentage de fines n'excède pas 15 à 20 %.

Avec les matériaux graveleux ou sableux très drainants déposés au-dessus de la nappe, des compacités atteignant 100 % de la densité OPM peuvent être obtenues en quelques jours par simple essorage de matériau et autocompactage.

Lorsque sont mis en œuvre des sables argileux pour lesquels la dissipation des pressions interstitielles est plus longue à se faire, la stabilisation n'est obtenue qu'après 2 ou 3 mois.

Un complément de compactage est nécessaire par les engins traditionnels si le remblayage est effectué sous l'eau.

Une méthode de compactage pouvant s'apparenter au remblaiement hydraulique peut être utilisée pour certains matériaux granulaires fins (sables dunaires par exemple) ; elle consiste, à condition qu'un drainage naturel soit possible, et après avoir mis en place les matériaux à l'aide d'engins mécaniques, à les gorger d'eau par aspersion à gros débit ; l'essorage augmente la compacité de ces matériaux de manière significative.

La compacité est contrôlée au pénétromètre, par essais de plaques ou par sondes nucléaires entre les phases de remblaiement. On procède souvent à ce contrôle en suivant la procédure ASTM D 2049-69 par laquelle on mesure la densité relative ( $D_r$ ) ou indice de densité, qui doit être en général supérieure à 0,8.

$$D_r = \frac{D - D_{\min}}{D_{\max} - D_{\min}} \quad \times \quad \frac{D_{\max}}{D}$$

$D$  est la densité en place,  $D_{\max}$  et  $D_{\min}$  sont déterminées au laboratoire :

- $D_{\max}$  correspond au plus grand serrage possible,
- $D_{\min}$  correspond à la compacité la plus faible, obtenue par simple déversement sous faible hauteur.

### 6.2.6.2. Sables

Avec les sables se posent souvent des problèmes de traficabilité pour les engins. Le tableau 2.6.13. indique les matériels de compactage qui sont alors à recommander.

Valeurs indicatives de l'I.P.I	Types de Sables	EPAISSEURS DE COUCHES COMPACTÉES			Traficabilité après compactage (avant prise)
		Faible < 15 cm	Moyenne 15 cm à 30 cm	Forte > 30 cm	
		Nécessite un support de bonne qualité (portance cohésion).		Peut admettre un support médiocre	
IPI < 80	A forte stabilité : - Sables grossiers - Sables moyens ou fins bien corrigés	d'abord : Compacteurs à pneus à faible pression d'application au sol (à large bandage faible pression, faible charge)  les compacteurs lourds déléstés conviennent bien à cet usage.  puis : Compacteurs à pneus lourds léstés à forte pression.	Eventuellement, compacteurs vibrants lourds, puis compacteurs à pneus lourds, léstés, à forte pression	D'abord : Compacteurs vibrants lourds, léstés (forte amplitude et faible fréquence).  puis : compacteurs à pneus lourds, léstés à forte pression	Bonne
25 ≤ IPI < 50	A moyenne stabilité : - Sables moyens - Sables fins bien corrigés	(Un compacteur à bille vibrante risque de détériorer l'uni).	Compacteurs à pneus lourds, léstés à forte pression		Moyenne
IPI < 25	A faible stabilité : - Sables fins mal ou non corrigés	Utilisation de ces sables non courants.	D'abord : Compacteurs à pneus à faible pression d'application au sol (à large bandage, faible pression, faible charge).  puis : Compacteurs à pneus lourds, léstés à forte pression		Médiocre

Fig. 2.6.13.

Choix des types d'engins de compactage selon la stabilité immédiate du sable et l'épaisseur de mise en œuvre

### 6.2.6.3. Enrochements

On met en remblais des enrochements dont la dimension maximale des blocs doit être inférieure aux 2/3 de l'épaisseur de la couche.

Des couches d'enrochements de 2 m (0,6 à 2 m), peuvent être compactées efficacement au moyen d'un rouleau vibrant tracté de 13,5 T de poids statique, et de 38 T de force centrifuge.

Le contrôle du compactage des enrochements est effectué par des mesures de nivellement avant et après 2 à 3 passes d'engins.

#### 6.2.6.4. Compactage par consolidation dynamique

Le compactage de terrains constitués de matériaux hétérogènes (produits de démolition ou de décharges par exemple), de sols granulaires ou de certains types de sols fins saturés, peut être effectué en laissant tomber une masse importante (par exemple 10 T) d'une grande hauteur (par exemple 10 m).

Les impacts sont programmés selon un maillage bien défini. On peut ainsi obtenir des tassements pouvant dépasser le mètre et améliorer le sol par ce pilonnage intensif jusqu'à une profondeur de 10 m.

#### 6.2.6.5. Compactage à faible teneur en eau (voir Biblio 84 ; 85 ; 86 ; 87)

Les quantités d'eau nécessaires au compactage traditionnel des couches d'une chaussée (200 à 500 m<sup>3</sup>/km) sont difficiles à trouver en pays subdésertiques ou désertiques ; aussi a-t-on cherché à y "compacter à sec" les matériaux.

La propriété de la courbe PROCTOR de présenter pour les sols granulaires peu cohésifs, deux maxima dans la gamme des très basses teneurs en eau, est mise à profit pour limiter dans ces régions les apports d'eau qui pourront se trouver réduits ainsi de 6 à 12 fois.

Les matériaux qui se prêtent le mieux à ce type de compactage sont :

- les sables concassés ou naturels peu plastiques, sans sels ni particules argileuses ;
- les graves limoneuses bien graduées à faible pourcentage de fines, et peu plastiques.

Les résultats peuvent être améliorés quand on mélange plusieurs sols, quand on ajoute des adjuvants entraîneurs d'air, des hydrophobants ou du chlorure de calcium, et quand on compacte à travers une couche protectrice.

Le compactage doit être réalisé au rouleau vibrant lisse (4 à 10 T) en évitant les engins trop lourds susceptibles de produire de la dilatance ; on opère sur des épaisseurs de 30 à 50 cm en cherchant à obtenir des densités sèches supérieures à 90 % de l'OPM sec.

La méthode peut être employée pour des sols argileux (latéritiques par exemple) , à condition de broyer les mottes, d'adopter une teneur en eau intermédiaire entre l'OPM et la teneur en eau nulle, d'utiliser des compacteurs vibrants à pieds de mouton, et de travailler par couches de 20 cm.

Il est dans tous les cas indispensable de procéder à la réalisation de planches expérimentales avant de proposer des spécifications et de se référer au "Guide pour le compactage à faible teneur en eau" de l'ISTED. (Biblio 176)

## **6.2.7. Contrôle du compactage**

### **6.2.7.1. Généralités**

Une des tâches essentielles des équipes de supervision des travaux (tant l'autocontrôle de l'entreprise que la cellule de contrôle du maître d'œuvre), est de vérifier la qualité du compactage.

En matière de contrôle de compactage, les obligations contractuelles peuvent être du type obligation de résultats (les spécifications portent sur les compacités à atteindre) ou obligation de moyens ou d'une méthode d'exécution.

La première opération consiste à réaliser des planches d'essais ou de convenance, qui permettent à l'entreprise de mettre au point des procédures de compactage en fonction des conditions du chantier (moyens et modalités d'exécution), et de les soumettre à l'approbation du Maître d'œuvre.

On peut, quand les matériaux sont bien connus, spécifier dans le marché les modes d'exécution et fixer pour chaque catégorie de sols :

- l'épaisseur maximale de la couche élémentaire,
- le nombre de passes nécessaires du compacteur retenu.

Il est indispensable qu'un technicien connaissant bien les règles de l'art, soit présent en permanence sur le chantier, et qu'il puisse intervenir le plus à l'amont possible, ne laissant mettre en place une couche qu'après s'être assuré que la précédente ait été correctement compactée.

L'efficacité du compactage peut être contrôlée au moyen de 3 types de procédure :

- mesures de densité en place et de teneur en eau,
- mesures de déformabilité de surface,
- contrôle en continu.

### **6.2.7.2. Contrôle par densité**

Le contrôle par densité doit être considéré comme la phase ultime des contrôles.

**Les densités en places** sont déterminées au densitomètre par mesure de poids et de volume, (voir annexe 2 du présent tome) ou par des méthodes de radioactivité basées sur l'absorption par les sols, soit par transmission directe, soit par rétrodiffusion, de radiations émises par une source.

Les teneurs en eau sont calculées sur le chantier par les moyens directs ou par nucléologie.

Les cahiers des charges définissent les taux de compacité à obtenir sur les chantiers par rapport au PROCTOR de référence déterminé au laboratoire.

Les critères de compactage exigés sont généralement les suivants :

- enrochements : pas de déflexion visible sous le passage des poids lourds, et mesures de nivellement montrant la stabilisation des tassements ;
- corps du remblai : 90 à 95 % OPN ;
- 50 cm supérieurs du remblai : 90 à 95 % OPM ;
- couches de chaussées : 95 à 100 % OPM.

#### **6.2.7.3. Contrôle par mesures de déformabilité de surface**

**Les mesures de déformabilité de surface** cherchent à appréhender, par des essais mécaniques, la rigidité acquise par les couches, sous l'influence du compactage.

Les essais de plaques s'effectuent à partir de deux chargements successifs qui conduisent à la détermination de deux modules EV1, et EV2 (cf. mode opératoire annexe 2 du présent tome). Ils permettent d'apprécier :

- la qualité du compactage : la spécification française exige que EV2/EV1 soit inférieur à 2 pour les sols cohérents, et à 2,2 pour les sols graveleux ;
- la rigidité pour la valeur minimale obtenue pour EV2 pour un type de sol et une couche donnée : EV2 doit être supérieur à 50 MPa pour les sols cohérents et à 80 MPa pour les sols graveleux.

Les essais à la dynaplaque fournissent un coefficient de restitution de l'énergie communiquée au sol par le choc d'une masse. Ce coefficient doit excéder 50% pour les terrassements, et 60% pour les couches de forme.

Avec les sols fins, la déformabilité des couches peut être vérifiée par la mesure de la déflexion produite par le passage d'un essieu chargé (pour Benkelman; déflectographe ; curviamètre ; Cf annexe 1 du tome 3).

Le cahier des charges définit alors la déflexion maximale admissible (par exemple < 200/100 mm en terrassement et < 150/100 mm en couche de forme sous essieu de 13 t).

#### **6.2.7.4. Contrôle en continu**

**Le contrôle en continu** a été mis au point en France pour les remblais et les couches de forme.

Il est connu sous le nom de méthode Q/S : Q est le volume de matériaux en  $m^3$  compactés pour une période donnée de travail ; S, surface balayée par les compacteurs en  $m^2$ , est le produit de la distance parcourue par les compacteurs, par leurs largeurs d'appui au sol.

Des essais préalables fixent la vitesse d'avancement et la fréquence des vibrations des engins, et des tableaux donnent, à l'aide d'un coefficient à ne pas dépasser, les épaisseurs élémentaires des couches à adopter.

Le nombre de passes à effectuer s'obtient en divisant l'épaisseur réelle de la couche par le paramètre Q/S.

Cette épaisseur doit être au plus égale à l'épaisseur indiquée dans les tableaux.

Le contrôle en continu est suivi au moyen de fiches correspondant chacune à la durée d'un atelier.

### **6.3. DRAINAGE**

On distingue deux types de drainage : le drainage profond, dont le but est l'élimination de l'eau qui peut être présente dans le sol et le drainage superficiel, dont le but est l'évacuation des eaux de ruissellement.

#### **6.3.1. Drainage profond**

##### **6.3.1.1. Fonctions et objectifs du drainage profond**

L'eau peut avoir deux origines :

- une origine externe (infiltration des eaux de pluies à travers les talus, les accotements ou la chaussée) ;
- une origine interne (nappe captive ou en mouvement); sa circulation peut se faire par écoulement gravitaire, diffusion ou remontée capillaire.

Les principales fonctions du drainage profond sont donc de :

- capter les eaux infiltrées ;
- rabattre les nappes ;
- stopper les remontées capillaires et les diffusions latérales.

Par ailleurs, le drainage profond a pour objectifs de :

- faciliter l'exécution des terrassements ;
- augmenter la portance de la plate-forme et réduire ses variations saisonnières ou localisées ;
- assurer la tenue des talus à court et long terme.

Il faut noter qu'il est parfois possible d'éviter des ouvrages de drainage par un choix judicieux du tracé en plan et du profil en long lors de l'exécution du projet ou même par leur modification en cours d'exécution des travaux.

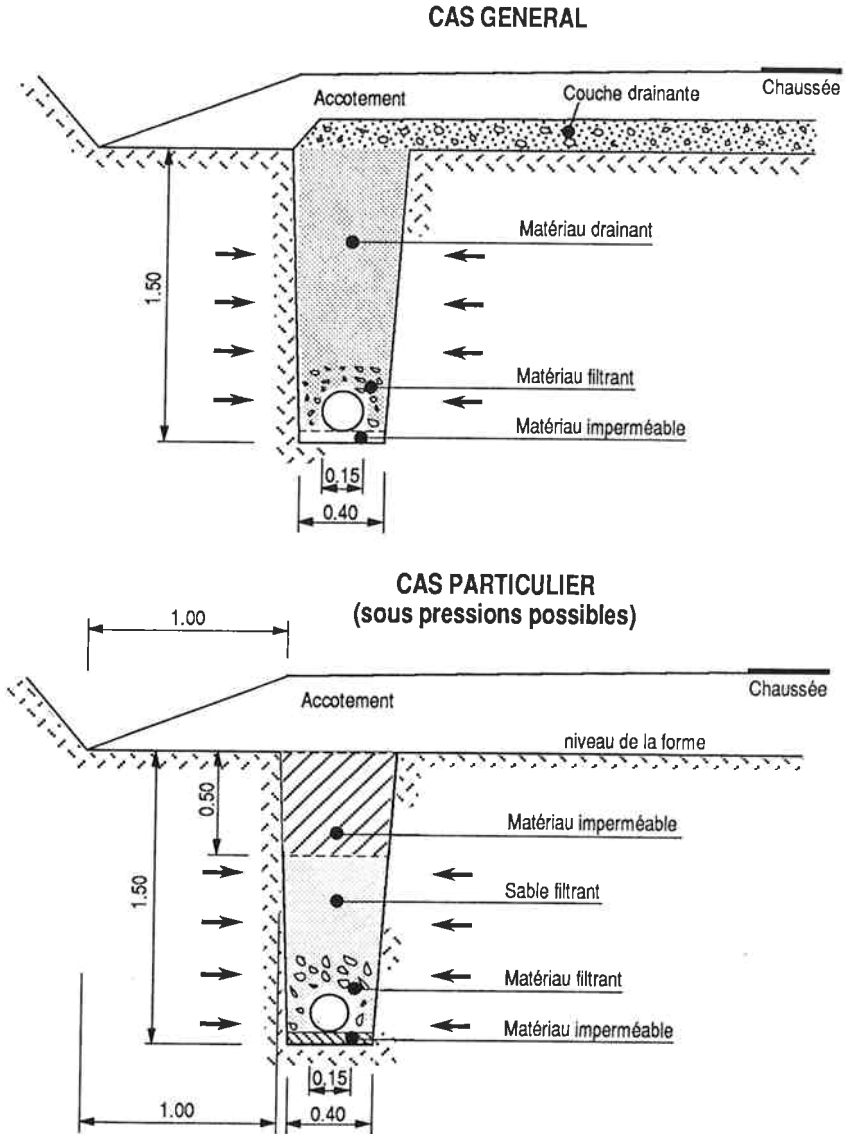
Inversement, il faut être particulièrement vigilant sur la pénétration d'eau sous la chaussée dans les cas suivants :

- passage d'un col en déblai ; deux tranchées ou écrans drainants longitudinaux sont à prévoir si des venues d'eau sont prévisibles ;
- virage pour franchir un éperon dans une route à flanc de coteau ; une tranchée (ou un écran drainant) est à ménager du côté de la montagne (intérieur du virage) lors de l'établissement du projet ou en cours d'exécution des travaux. Dans les routes de flanc de colline ces franchissements d'éperons où l'eau est collectée à la fois par l'éperon et par la route au point bas du dévers, constituent des zones de drainage délicat.



### 6.3.1.2. Tranchées drainantes

La figure 2.6.14 représente une coupe type de tranchée drainante.



**Fig. 2.6.14.**  
Dispositifs types de tranchée drainante

La présence d'un géotextile n'est pas indispensable, mais en son absence il est conseillé d'envelopper le drain d'un filtre. De plus, il faut choisir le matériau drainant avec soin car il doit avoir un pouvoir anticontaminant. Les règles de Terzaghi fixent les lois à respecter concernant la granulométrie de ce matériau (Biblio 5).

Il existe de nombreux types de drain :

- drains en béton poreux ;
- drains en P.V.C. ;
- drains en amiante ciment ;
- drains annelés souples (usage surtout agricole) ;
- drains en poterie (usage surtout agricole).

Pour l'exécution des tranchées drainantes, il faut respecter des pentes minimales de l'ordre de 3 mm/m. Par ailleurs, le fond de la tranchée doit être compacté avec soin.

On peut distinguer :

- les tranchées drainantes latérales situées sur les bords externes des couches de forme ; elles ont pour rôle essentiel d'éliminer les eaux d'infiltration et les venues latérales depuis les accotements ;
- les tranchées drainantes latérales en pied de talus, elles ont pour rôle essentiel d'éliminer les venues d'eau latérales et de rabattre les nappes ;
- les tranchées drainantes en crête de talus souvent réalisées avant la construction de l'ouvrage ;
- les tranchées drainantes en "arête de poisson" ; situées sous la plate-forme, elles peuvent lutter contre les remontées capillaires et les sources captives.

### **6.3.1.3. Ecran drainant**

Il s'agit d'une innovation technique récente dans le domaine du drainage qui remplit le double rôle d'écran capillaire et de drain latéral.

La figure 2.6.15 présente un schéma type d'écran drainant.

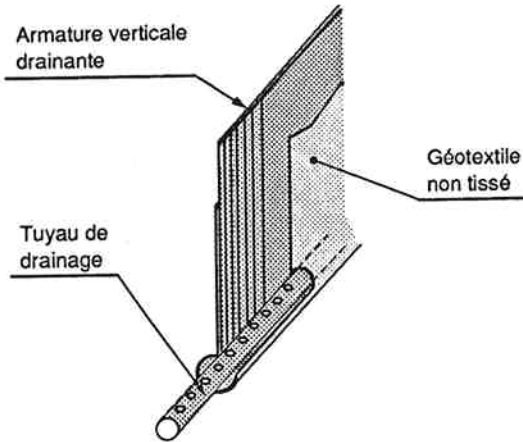


Fig. 2.6.15. Ecran drainant

Un des avantages de ce dispositif est que sa pose peut être entièrement mécanisée. Bien entendu cela nécessite des matériels adaptés notamment pour le compactage du fond de la tranchée.

Il doit être implanté en rive de chaussée et en plus du rôle de tranchée drainante, il permet d'empêcher les mouvements d'eau par capillarité entre l'accotement et le sol de fondation.

#### 6.3.1.4. Autres types d'ouvrages de drainage

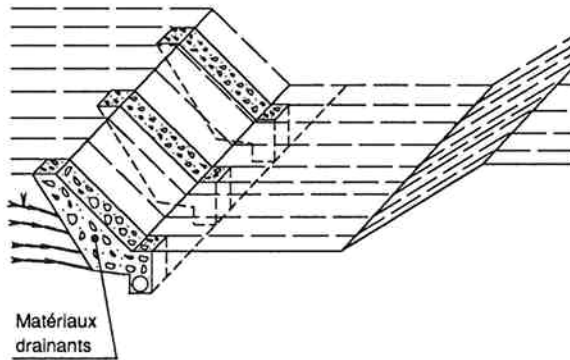
##### - Couches drainantes :

Elles sont réalisées sur toute la largeur de la chaussée et doivent déboucher soit dans des fossés, soit dans des tranchées drainantes latérales.

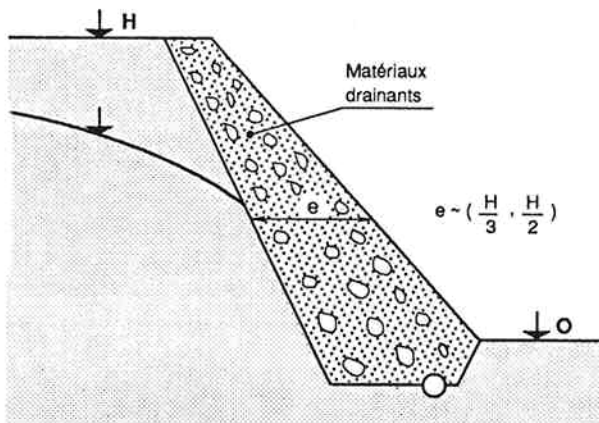
Souvent nécessaire en zone de déblais, elles permettent de capter les infiltrations et les nappes captives. Elles sont par ailleurs indispensables pour les chaussées en béton à fort trafic. Il est aussi possible de les remplacer par des nappes de géotextile.

- *Eperons drainants* :

Ce sont des murs drainants verticaux perpendiculaires à l'axe de la route. Ils servent à rabattre les nappes dans les talus de déblai (voir figure 2.6.16.).



Eperons drainants



Masque drainant

**Fig. 2.6.16.**  
Eperons drainants  
Masque drainant

- *Masques drainants :*

Ils ont le même objet que les éperons drainants mais sont plus puissants que ceux-ci , notamment en cas de venue d'eau continue le long des talus de déblai. Les masques drainants sont obtenus par adoucissement de la pente du talus naturel de déblais et exécution d'un masque continu en matériaux drainants (voir figure 2.6.16.).

- *Drains subhorizontaux :*

Ce sont des tubes crépinés, placés à l'intérieur de forages horizontaux. Ils servent à drainer le talus dans sa masse et à y réduire les pressions interstitielles.

- *Puits filtrants :*

Ils sont exécutés avant l'exécution des terrassements et servent à rabattre les nappes.

### **6.3.2. Evacuation des eaux superficielles**

#### **6.3.2.1. Généralités**

Le problème de l'évacuation des eaux superficielles commence avec l'étude du tracé en plan et du profil en long. Si le tracé d'une route peut suivre les **lignes de crête**, le drainage se trouve singulièrement simplifié.

On rappelle également l'avantage de la disposition en léger remblai par rapport au léger déblai, ainsi que la nécessité de ménager, au droit des thalwegs rencontrés, une hauteur suffisante pour y placer les ouvrages. Enfin, les points bas dans les sections en déblai seront proscrits.

Les ouvrages essentiels de collecte et d'évacuation des eaux superficielles sont constitués par les fossés, les ouvrages de transition et les petits ouvrages transversaux (buses et dalots).

#### **6.3.2.2. Fossés**

La section du fossé doit être suffisante pour collecter sans débordement les eaux de la plate-forme (chaussée et accotements), ainsi que des autres dépendances de l'emprise (surface du talus...) et éventuellement de l'extérieur dans la mesure où la superficie intéressée est une faible fraction de celle de l'ensemble du bassin drainé par le fossé.

En déblai et en léger remblai, le profil en long du fil d'eau suit approximativement celui de la chaussée. On respecte usuellement un minimum de pente de 2,5 mm/m. Enfin, le niveau du plafond est tel que le fossé puisse drainer les eaux d'infiltration de la base de la chaussée.

Une comparaison du débit maximal à évacuer avec le débit possible par la méthode rationnelle d'une part (voir 6.3.3.3.), et la formule de Manning-Strickler d'autre part, permet de fixer une longueur maximale du fossé sans décharge extérieure. Il est important de vérifier à cette occasion les vitesses maximales afin de prévenir l'érosion<sup>(1)</sup>.

La section transversale des fossés est usuellement trapézoïdale ou triangulaire. La possibilité de les ouvrir et d'en assurer l'entretien par des moyens mécaniques détermine souvent les caractéristiques de cette section. Ce sera notamment le cas pour de nombreuses routes en zone plate où la tranchée peut être commodément ouverte à la niveleuse sans poser de problème d'emprise.

Il en est tout autrement, en relief difficile, où la réduction de la largeur entraîne des économies sensibles de terrassement. Le fossé a alors une largeur minimale compatible à la tenue des sols et l'on peut dans certains cas, avoir intérêt à construire un caniveau maçonné ou bétonné. Dans ce dernier cas, l'ouvrage peut être coulé sur place ou constitué d'éléments préfabriqués.

### 6.3.2.3. *Ouvrages de transition*

L'aperçu donné dans ce chapitre sur l'évacuation des eaux superficielles serait incomplet s'il n'y était fait mention des ouvrages annexes qui assurent soit une fonction de transition (déviation, entonnement, franchissement, décantation, etc.), soit une fonction antiérosive (fossés de crête, descentes...), ces derniers ouvrages sont traités en 6.4.

Les formes que peuvent affecter ces ouvrages de transition sont très diverses et il ne saurait être question de les inventorier ici ; aussi l'une des tâches du projeteur consistera à établir :

- une liste des modèles types aussi limitée que possible,
- la définition précise des cas d'application,
- le plan type de chaque modèle.

---

(1) Se reporter à l'annexe 5 du tome 3 du Manuel sur la «détermination de la longueur critique des fossés latéraux».

Les ouvrages de transition les plus importants sont les regards. Ils assurent en général la liaison entre la collecte de surface et les évacuateurs enterrés.

### **6.3.3. Petits ouvrages transversaux**

#### **6.3.3.1. Localisation des ouvrages**

Une première localisation se fait sur plan avec courbes de niveau où sont reconnus les cours d'eau et les principaux thalwegs rencontrés sur le tracé.

Des plans au 1/ 10 000 associés à des plans aux échelles plus petites 1/50 000 - 1/ 100 000 permettent la délimitation et le calcul des superficies (planimétrie) des bassins versants principaux (à partir de 5 - 10 ha).

Les résultats de cette étude préliminaire sont repérés et reportés sur les documents de l'avant-projet détaillé : plans sur bande d'étude au 1/1 000 ou 1/2 000 et profil en long correspondant. Ces plans sont complétés par la notation des emplacements des petits ouvrages qui n'ont pas pu être repérés à plus petite échelle. Une reconnaissance sur le terrain permet de vérifier et compléter les emplacements à prévoir. Le niveau plus élaboré du projet permet de faire à cette occasion des observations in situ plus précises, car mieux localisées que celles faites sur plan.

#### **6.3.3.2. Calcul des débits à évacuer**

##### *a) Calcul de l'intensité de la pluie à prendre en compte*

Pour l'estimation des débits ruisselés sur les bassins versants, les données d'observation sont en général rares, voire inexistantes. Dans ces conditions, il est usuel d'utiliser la méthode simple dite méthode rationnelle. L'intensité de projet de la pluie à utiliser dans la formule rationnelle est alors déduite de la fonction IDF (Intensité Durée Fréquence) applicable régionalement. Cette fonction  $I(t,n)$ , donne l'intensité moyenne (en mm/heure par exemple) de la pluie maximale de durée  $t$ , observée au cours de  $n$  années de mesures.

On constate souvent que la fonction  $I(t)$  pour des durées de 15 minutes à 2 heures est proche d'une loi de Montana :

$$I = a t^{-b}$$

dans laquelle  $a$  et  $b$  varient avec  $n$ .

Les services météorologiques ou pluviométriques de beaucoup de pays peuvent donner des renseignements sur la fonction  $I(t,n)$ , au moins pour

$n \leq 20$ . On pourra consulter aussi le tableau 5.2. de l'annexe 5 du tome III du présent manuel.

Dans la méthode "rationnelle", la durée de projet de la pluie est choisie égale au temps de concentration  $t_c$  de la pluie sur le bassin versant, c'est-à-dire au temps mis par les gouttes tombées sur le point le plus éloigné du bassin pour parvenir à son exutoire. Il existe de nombreuses formules permettant d'évaluer le temps de concentration  $t_c$  en fonction des paramètres caractéristiques du bassin versant.

L'une des plus simples et des plus utilisées est la formule de KIRPICH :

$$t_c = 4 (L / \sqrt{i})^{0,77}$$

dans laquelle L est la longueur du plus long parcours sur le bassin en kilomètres, i la pente moyenne sur ce parcours et  $t_c$  le temps de concentration en secondes

Il est usuel pour ce type d'ouvrage de choisir une période de retour n de 10 ans ( $n = 10$ ).

b) Calcul du débit à évacuer

La méthode rationnelle permet le calcul du débit maximal à évacuer, Q, suivant la formule :

$$Q = 2,778 C \times S \times I (t_c, n)$$

dans laquelle :

**Q** est le débit de pointe exprimé en litres par seconde (l/s)

**C** est le coefficient de ruissellement

**S** la superficie du bassin versant en hectares

**I** l'intensité de l'averse en millimètres par heure (mm/h) de durée  $t_c$  et de période de récurrence n.

Les caractéristiques physiques du bassin versant (perméabilité du sol, végétation, pente) sont relevées sur plan ou photo aérienne et la connaissance du terrain permet de déterminer le coefficient de ruissellement C.



Le tableau ci-après donne quelques valeurs de C :

Nature du sol	Valeur de C
Surface revêtue	0,95
Rocheux	0,90
Légèrement perméable dénudé	0,70
Partiellement cultivé ou couvert de végétation	0,50
Sol absorbant cultivé	0,40
Sol absorbant sableux	0,30
Grandes forêts	0,20

Fig. 2.6.17. Valeurs du coefficient de ruissellement.

Le champ d'application de la méthode est généralement limité aux bassins versants de moins de 400 hectares.

Les résultats obtenus devront être rapprochés de toutes les données hydrologiques qui pourraient être collectées : études de bassins versants expérimentaux faites en leur temps par les services hydrologiques locaux tels que l'O.R.S.T.O.M., connaissance expérimentale des ouvrages les plus voisins du site de l'étude, etc.(voir par exemple Biblio 3).

### 6.3.3.3. Etablissement d'une liste d'ouvrage-types

C'est au niveau de l'avant-projet détaillé que se pose la question du dimensionnement définitif des ouvrages.

Les études préalables ont souvent permis de procéder à un inventaire assez précis des grands ouvrages accompagné des relevés des longueurs de franchissement, ainsi qu'à une première estimation du nombre et de l'importance des petits ouvrages. Le caractère général de l'ensemble du projet et l'analyse bien qu'incomplète des nombreux cas particuliers permettent alors un choix des types et de leurs dimensions. Cet essai de normalisation sera d'autant meilleur que le nombre limité de modèles retenus pourra répondre à la majorité des cas rencontrés.

La sélection des ouvrages se fera parmi différents modèles de buses circulaires, de dalots à section rectangulaire, de petits ponts et de ponceaux à plein cintre.

#### 6.3.3.4. *Choix définitif de l'ouvrage*

Le calcul du débit de projet permet de choisir l'ouvrage le mieux adapté. Dans bien des cas, le contrôle de l'adéquation de l'ouvrage peut se faire par application de la formule de Manning-Strickler<sup>(1)</sup>. Toutefois, le contrôle de l'ouvrage peut, dans certains cas être plus complexe, notamment lorsque les conditions de l'écoulement conduisent à des effets de remous (influence de l'aval sur l'amont) ou à l'existence de sections de contrôle et de ressauts (passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel et vice-versa).

De cette comparaison, associée au relevé des hauteurs possibles du remblai, c'est-à-dire de la hauteur résiduelle de couverture au-dessus de l'ouvrage, on fixera le choix du modèle à utiliser. Ce choix sera considéré comme définitif après contrôle des vitesses maximales, celles-ci pouvant révéler la possibilité d'affouillements à l'aval suivant la résistance du sol à l'érosion.

Les diamètres usuels des buses en béton armé sont 0,80 - 1,00 - 1,25 - 1,50 m ; la buse de 0,80 m présente, par rapport aux buses plus petites, l'avantage d'être visitable et, donc, d'un entretien aisé. Cet avantage compense un prix un peu supérieur. Les buses de 1,50 m sont d'un maniement difficile à la mise en place. On peut leur préférer pour cette raison une solution dalot ou batterie de deux buses (1 ou 1,25 m suivant le débit demandé).

Les diamètres pratiques des buses métalliques, cylindriques et emboîtables, varient de 0,80 m à 2,00 m. Elles présentent le gros avantage d'un transport facile, mais leur coût est relativement élevé ; une comparaison des prix de revient est nécessaire.

La hauteur minimale du remblai au-dessus des buses métalliques est égale au 1/5 du diamètre de la buse et est limitée à 0,30 m pour les petits diamètres <sup>(2)</sup> On soignera particulièrement le remblai et le calage des éléments pour prévenir les phénomènes de vibration qui favorisent parfois des infiltrations latérales.

Les dimensions usuelles des dalots varient en ouverture de 0,80 m à 2,00 m pour une hauteur correspondante comprise entre 0,60 m et 1,50 m.

---

(1) La formule est donnée en 5.3.4.1. du présent tome, relatif aux études hydrologiques.

(2) On peut signaler également l'intérêt des buses arches permettant de réaliser des remblais de faible hauteur.

Les buses en béton, armé ou non, nécessitent une couverture de remblai de 0,80 m minimum. Les dalots, par contre, admettent une épaisseur de couverture moindre : 0,20 m environ. On peut même envisager une circulation directe sur les dalles, mais cette disposition nécessite des précautions particulières lors de la construction .

Pour les ouvertures comprises entre 3 et 5 m, les ouvrages à choisir entrent dans la catégorie des petits ponts-cadres et des ponceaux à plein cintre. Ce dernier type d'ouvrage est particulièrement avantageux pour les remblais de grande hauteur.

## **6.4. LUTTE CONTRE L'EROSION**

### **6.4.1. Généralités**

En étant de plus en plus exigeant sur les caractéristiques géométriques des routes, on est conduit à réaliser des terrassements de plus en plus importants.

L'expérience montre que souvent les désordres à craindre pour les talus ne proviennent pas de l'instabilité dans la masse du terrain, mais des ravinements dus aux ruissellements sur les surfaces décapées dont la dessiccation provoque l'ouverture de fissures de retrait pouvant amorcer la destruction progressive du massif après pénétration des pluies.

A titre d'exemple le tableau 2.6.18., établi par le CBTP de Cote d'Ivoire, présente les divers aspects pris par l'érosion des talus dans ce pays.

### **6.4.2. Procédés de protection contre l'érosion**

Le choix des protections doit être adapté à l'environnement (pluviométrie, végétation, topographie, nature des sols) et faire appel, dans la mesure du possible, aux ressources locales. L'observation des routes existantes dans la région ou dans des régions similaires fournit des renseignements précieux.

Lorsqu'on modifie profondément des conditions naturelles par l'ouverture d'une route, une course s'engage entre l'apparition des phénomènes d'érosion et la prise de la végétation. La lutte contre l'érosion consiste à freiner le premier phénomène et favoriser le second de façon à faire pencher la balance du bon côté.

Autrement dit, les procédés de lutte contre l'érosion se rattachent à l'un ou l'autre des principes suivants :

- diminution du ruissellement par captage des eaux et écoulement dans un réseau de drainage superficiel ;

- augmentation de la résistance du sol (végétation, stabilisation du sol, etc);
- amélioration de la planéité des surfaces (c'est ce qui est réalisé au cours des campagnes d'entretien) afin de diffuser de ruissellement et donc de diminuer sa violence.

Les principaux procédés utilisés sont rassemblés dans les tableaux 2.6.19.à 2.6.22.

PRINCIPAUX DESORDRES		CAUSES	SABLE ARGILEUX DU "CONTINENTAL TERMINAL"	ALTERATIONS SUR GRANITES		ALTERATIONS SUR SCHISTES
				Horizons inférieurs ARENES	Horizons supérieurs GRAVELEUX ET ARGILE D'ALTERATION	Horizons inférieurs SCHISTES DECOMPOSES
EROSION SUPERFICIELLE	RAVINEMENT D'ENSEMBLE	Pente trop faible Absence de fossé de crête	FREQUENT pour les pentes faibles	TRES FREQUENT pour les pentes faibles	PARFOIS dans l'argile d'altération à tendance sableuse	TRES FREQUENT pour les pentes faibles
	EROSION DES ZONES HETEROGENES	d° (dans les sols hétérogènes)	TRES RARE	TRES FREQUENT	RARE	TRES FREQUENT
	CAVITES D'EROSION PARFOIS EN LIAISON AVEC EROSION INTERNE	d° + nappe de versant	TRES RARE (sauf cavités d'érosion et de tassement anciennes découvertes par les travaux)	FREQUENT	TRES RARE (sauf argile sableuse)	FREQUENT
EROSION INTERNE	TROUS D'EROSION DUS A DES VENUES D'EAU	Présence d'une nappe de versant mal drainée		PARFOIS	PARFOIS	PARFOIS
	EROSION DUE A UNE COUCHE PERMEABLE SOUSJACENTE	écroulement à la limite des deux couches	PAS CONSTATE	RARE	PARFOIS à la limite inférieure du graveleux	RARE
RUPTURES LOCALES	DUES A DES FISSURES DE RETRAIT	Dessiccation superficielle après ouverture du débit	FREQUENT (dus à l'instabilité de blocs découpés par les deux systèmes de fissures)	PAS CONSTATE	RARE dans l'argile si peu profonde	PAS CONSTATE
	DUES A DES FISSURES DE DECOMPRESSION	Pente trop forte		RARE sauf dans talus très raides	TRES RARE	TRES FREQUENT liées à l'orientation de la schistosité par rapport à la surface du talus
	DUES A DES HETEROGENEITES LOCALES	zones de faiblesse pente trop forte	PAS CONSTATE	PARFOIS liées à la présence de flots (quartz, pégalmites) ou à des fissures remplies d'argile	RARE écaillage superficiel	
	DUES A L'EROSION OU INSTABILITE D'UNE COUCHE SOUSJACENTE	Pente unique trop forte	PARFOIS sur sables peu cohérents	PAS CONSTATE	PARFOIS	PAS CONSTATE
RUPTURE D'ENSEMBLE CORRESPONDANT AU MODELE CLASSIQUE DU CERCLE DE RUPTURE	pente et hauteur du talus trop fortes en regard des caractéristiques intrinsèques du sol	PAS CONSTATE	TRES RARE	PAS CONSTATE	TRES RARE	
Ruptures probables si les hauteurs de gradins dépassent 6 m avec des pentes supérieures ou égales à 3/1						

Source : CEBTP Côte d'Ivoire

**Tableau 2.6.18.**  
Aspects de l'érosion des talus en Cote d'Ivoire

N°	Procédé de protection	Observations	Croquis
1	<b>Action sur le ruissellement</b> Fossé de crête en terre	Si les sols de surface sont peu érodables et peu perméables	
2	Fossé de crête revêtu	Dans le cas contraire.	
3	Talus à redans	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Talus de grande hauteur</li> <li>- Dans certains cas on est amené à donner une pente transversale au redan qui peut-être dirigée soit vers l'intérieur, soit vers l'extérieur suivant les sols. Si la pente est dirigée vers l'intérieur, il convient d'assurer l'écoulement longitudinal des eaux.</li> </ul>	
4	Fossés longitudinaux	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Talus de grande hauteur à pente relativement douce, entretien difficile.</li> <li>- Emploi assez exceptionnel.</li> </ul>	
5	Descentes d'eau	Voir procédé 8	
6	Talus très raides	<ul style="list-style-type: none"> <li>Déblai n'excédant pas 5 m.</li> <li>Sols suffisamment cohésifs.</li> </ul>	
	<b>Action sur la résistance des sols</b>	Voir procédés 10 à 13 pour talus de remblais.	

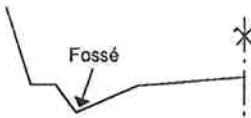
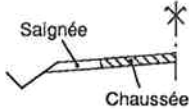
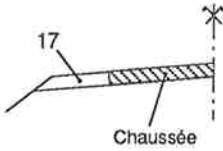
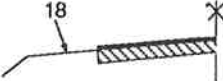
*Nota* : Les procédés 1 à 4 sont valables si les éboulements ne sont pas à craindre.

*Recommandations* : Prévoir en tout état de cause la protection des exutoires pour éviter l'érosion régressive.

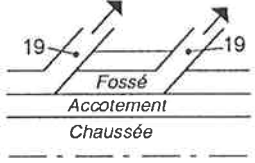




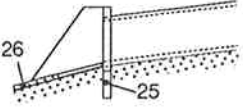
**Tableau 2.6.19.**  
Procédé de lutte contre l'érosion  
Talus de déblais

N°	Procédé de protection	Observations	Croquis
7	<b>Action sur le ruissellement</b> Banquette en matériau cohérent.	Banquette en latérite, matériaux graveleux, argileux ou enrobés pour chaussées de première catégorie.	
8	Descente d'eau	Si le remblai est long prévoir des descentes d'eau tous les 50 m en moyenne (voir procédé 24).	
9	<b>Action sur la résistance du sol</b> Remblai excédentaire	Le remblai hors profil permet un meilleur compactage des sols qui se trouveront en surface de talus après enlèvement de ce remblai excédentaire.	
10	Terre végétale plantation	Herbes en touffes plaques de gazon	
11	Fascinage		
12	Engazonnement accéléré	Film protecteur généralement émulsion de bitume	
13	Utilisation de grilles plastique	Structure en nids d'abeilles  les alvéoles sont remplies de terre, sable ou graviers et peuvent être engazonnées.	
14	Perrés secs ou maçonnés	- Exceptionnels car coûteux - Protection de points localisés particulièrement vulnérables. Exemple accès aux ouvrages d'art ou aux déblais dans roche très altérable. On utilise quelque-fois un matériau graveleux	

**Tableau 2.6.20.**  
Procédé de lutte contre l'érosion  
Talus de remblais

N°	Procédé de protection	Observations	Croquis
15	<b>Action sur le ruissellement</b> Fossés longitudinaux	En général triangulaire pour entretien à la niveleuse, si sol érodable  Voir procédé 19 à 22.	
16	Saignée latérale	A déconseiller Dangereux et difficile pour l'entretien.	
17	<b>Action sur la résistance du sol</b> Accotements, couche de matériaux non érodables.	La couche doit être étendue et compactée sur toute la largeur de l'accotement. Si les matériaux conviennent, prolonger le corps de chaussée sur tout l'accotement.	
18	Imprégnation + sablage ou monocouche	On choisira la solution selon les risques d'érosion et la classe de la route.	

**Tableau 2.6.21.**  
 Procédé de lutte contre l'érosion  
 Plate-forme

N°	Procédé de protection	Observations	Croquis
19	<b>Action sur le ruissellement</b> Exutoires	Voir annexe V du tome 3. L'espacement maximal recommandé est de 200 m mais peut descendre à 30 m si conditions très difficiles. Côté déblai faire des traversées sous chaussées.	
20		- Barrages en pierres - Barrages en rondins... diminuant la vitesse d'écoulement.	
21	<b>Action sur la résistance du sol</b> Fossés gazonnés	Fossés larges et plats avec herbe rase.	
22	Fossés empictrés	Sol-ciment, béton, blocs préfabriqués. A utiliser dans les zones très érodables et pour des fortes pentes.	
23	Fossés revêtus		
<b>DESCENTE D'EAU</b>			
24	- Plaques de gazon - Demi-fûts - Demi-buses - Blocs préfabriqués - Béton	En remblai prévoir un enboîtement des éléments pour encaisser les tassements de celui-ci	
<b>BUSES ET DALOTS</b>			
25	Parafouille amont et aval.	Si la pente du terrain naturel en aval de l'ouvrage est élevée pour éviter les phénomènes d'érosion régressive.	
26	Protection de la sortie aval (bétonnage, gabions ou blocage).		

**Tableau 2.6.22.**  
Procédé de lutte contre l'érosion  
Fossés





## **CHAPITRE 7**

### **CHAUSSEES**

#### **7.1. GENERALITES - DEFINITION**

Dans son appellation courante, la "chaussée" désigne la surface aménagée de la route sur laquelle circulent normalement les véhicules. D'un point de vue structurel, c'est l'ensemble des couches construites au-dessus de la forme, et comprenant de bas en haut la couche de fondation, la couche de base et les couches de surface, succession de couches de matériaux dont généralement la qualité décroît de la surface vers la profondeur.

Cette structure complète correspondant à une route revêtue bitumée se réduit à une couche de fondation et à une couche de roulement, dans le cas de routes dites en terre qui ne comportent pas de couche de surface bitumée.

Les chaussées en béton sont constituées d'une couche de roulement en béton de ciment reposant sur une couche de fondation en béton maigre ou en grave traitée ou non au ciment.

Le profil en travers type d'une chaussée bitumée revêtue, est conforme au schéma ci-dessous (Dictionnaire AIPCR, 5ème édition 1982) :

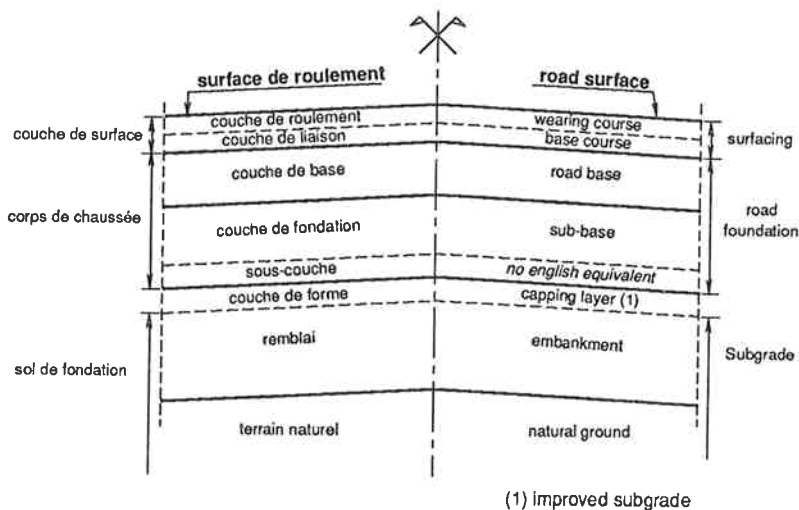


Fig. 2.7.1. Coupe type de chaussée (AIPCR)

Les différents composants de la structure et de son support se définissent de la façon suivante :

### 1) Support

#### *Terrain naturel*

Le terrain naturel est le sol tel qu'il se présente après décapage de la couche humique ou l'exécution des déblais.

#### *Arase des terrassements*

C'est la face supérieure des remblais ou des déblais sous la couche de forme.

#### *Sol de fondation ou sol de plate-forme*

Terrain naturel préparé, ou ensemble constitué par le terrain naturel et les remblais, situé sous la chaussée ou, le cas échéant, sous la couche de forme.

#### *Couche de forme*

Couche de matériaux de bonne qualité à la partie supérieure des remblais ou des déblais. Elle peut être constituée de sols traités ou de matériaux rapportés.

#### *Forme*

C'est la surface supérieure du sol support ou de la couche de forme quand elle existe.

**Un additif de structure** est un élément mis en place sur les sols à faibles caractéristiques pour permettre la circulation de chantier ou servir de couche anticontaminante ou anticapillaire.

## 2) Chaussée

Le corps de la chaussée est constituée par l'ensemble de la chaussée à l'exclusion de la couche de surface.

La chaussée comprend :

### *Couche de fondation*

La couche de fondation est constituée de matériaux mis en œuvre sur la forme (remblais, terrain naturel préparé ou couche de forme).

Elle contribue à réduire les contraintes transmises au sol support ou à la couche de forme, et présente des performances permettant de résister aux contraintes engendrées par le trafic.

### *Couche de base*

La couche de base est constituée de matériaux traités ou non traités, mise en œuvre sur la couche de fondation ; elle est destinée à réduire les contraintes transmises au sol support ou à la couche de forme ; ses performances lui permettent de résister aux contraintes engendrées par le trafic.

### *Couche de liaison*

Couche éventuellement mise en œuvre en complément de la couche de roulement.

### *Couche de roulement*

Couche constituée de matériaux bitumineux ou de béton de ciment qui reçoit directement les effets du trafic et des agents atmosphériques, et qui assure une fonction d'étanchéité et de protection des assises.

### *Couche de surface*

La couche de surface est constituée de la couche de roulement et le cas échéant d'une couche de liaison.

### *Surface de roulement*

Face supérieure de la couche de surface.

Selon la nature des matériaux, on distingue les types de chaussées suivantes :

### ***Chaussée souple***

Elle est constituée de couches bitumineuses (surface ou surface + base), et d'assises non traitées ou d'assises de matériaux améliorés considérés en général, comme constituant une couche de qualité équivalente (en terme d'indice CBR) à une grave non traitée, et dans laquelle on peut négliger la résistance en flexion.

### ***Chaussée semi-rigide ou mixte***

Les structures semi-rigides comportent une couche de base et une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. Les structures mixtes sont constituées d'une couche de base bitumineuse sur une fondation traitée aux liants hydrauliques.

### ***Chaussée inverse***

Elle est constituée d'une couche de fondation traitée au ciment, d'une couche de base en grave concassée et d'un revêtement bitumineux.

### ***Chaussée rigide***

C'est une chaussée en béton de ciment.



**Photo 2.7.1.** Route bitumée en déblai



**Photo 2.7.2.** Route bitumée en remblai

## **7.2. CONCEPTION DES ROUTES EN BETON**

### **7.2.1. Généralités**

Les ouvrages de dimensionnement et les catalogues de structures de chaussées relatifs aux pays tropicaux publiés jusqu'à présent, ne comportent pas de rubriques consacrées à la conception des chaussées en béton ; des solutions proposant ces types de structures pourraient pourtant y être envisagées, moyennant la prise en considération des particularités de climat et d'environnement de ces pays, qui présentent cependant un certain nombre de handicaps rendant cette technique difficile à promouvoir :

- ressources souvent limitées en ciment ;
- trafics faibles justifiant difficilement les lourds investissements nécessaires ;
- entreprises ne disposant pas localement des matériels spécifiques qui doivent être fortement industrialisés, dans le cas des chaussées lourdes ;
- climat chaud et sec limitant les délais de maniabilité du béton à la mise en œuvre, ou pluviométrie élevée posant des problèmes sérieux de drainage ;
- risques de corrosion limitant l'usage de certains procédés de construction (goujonnage et armatures d'acier) ;
- prix de revient élevé difficilement concurrentiel avec les autres techniques routières.

Les chaussées en béton dans les pays où le ciment est disponible, présentent l'avantage de permettre l'emploi de matériaux subnormaux dans des régions

dépourvues de matériaux traditionnels où il est très difficile de construire des routes revêtues ou non revêtues ; des chaussées sommaires en béton pourraient y être la solution au maintien de liaisons routières permanentes dans des zones à faible trafic.

### 7.2.2. Principes généraux de conception des routes en béton

Les différents types de structure des chaussées en béton consistent en dalles non armées et non goujonnées, en dalles goujonnées ou en béton armé continu.

Une chaussée en béton comporte classiquement :

- une dalle en béton dans laquelle on ménage des joints régulièrement espacés pour orienter les retraits inévitables hydrauliques et thermiques du béton ;
- une couche de fondation en grave non traitée ou traitée aux liants hydrauliques ou en béton maigre ;
- certaines dispositions constructives spéciales (armatures-goujonnage),
- un drainage particulièrement bien étudié.

Les principaux écueils à éviter dans la conception des chaussées en béton sont le piégeage de l'eau entre la dalle, la fondation et les accotements, l'utilisation de matériaux érodables en couche de fondation provoquant le pompage des fines et la mise en marches d'escalier des dalles.

L'érosion des matériaux est d'autant plus importante que le trafic est lourd et intense, et que l'eau stagne longtemps sous les dalles. Toutes choses égales par ailleurs, on a pu établir une échelle d'érodabilité de différents matériaux :

Grave-ciment à 3,5 % de ciment: .....	1
Grave non traitée : .....	47
Grave laitier : .....	6,5
Béton maigre : .....	0,4 à 0,1

La surface du béton devenant rapidement glissante, il convient de lui donner des qualités antidérapantes au moyen d'un rainurage transversal, d'un dénudage chimique permettant aux gros granulats de rester en relief, de procéder à un cloutage-dénudage ou de réaliser à très court terme un revêtement d'enduits superficiels à base de liants spéciaux de type bitume-polymères.

La réalisation des chaussées en béton sous climats chauds, impose de modifier les propriétés du matériau en lui ajoutant des adjuvants divers tels que des retardateurs de prise ou des fluidifiants qui rendent possible sa mise en œuvre.

Il faut indiquer enfin qu'il n'est pas recommandé de construire des chaussées en béton sur des sols compressibles ou hétérogènes susceptibles de tassements différentiels.

### 7.2.3. Types de chaussées en béton

Sur les voiries à faible trafic (moins de 50 PL/jour), la chaussée en béton peut être réalisée avec des moyens peu sophistiqués. On peut ainsi effectuer des dalles de 2,2 à 5 m de large, de 5 à 6 m de long et de 10 à 16 cm d'épaisseur, posées sur une fondation de 0 à 30 cm de grave concassée ou d'alluvions.

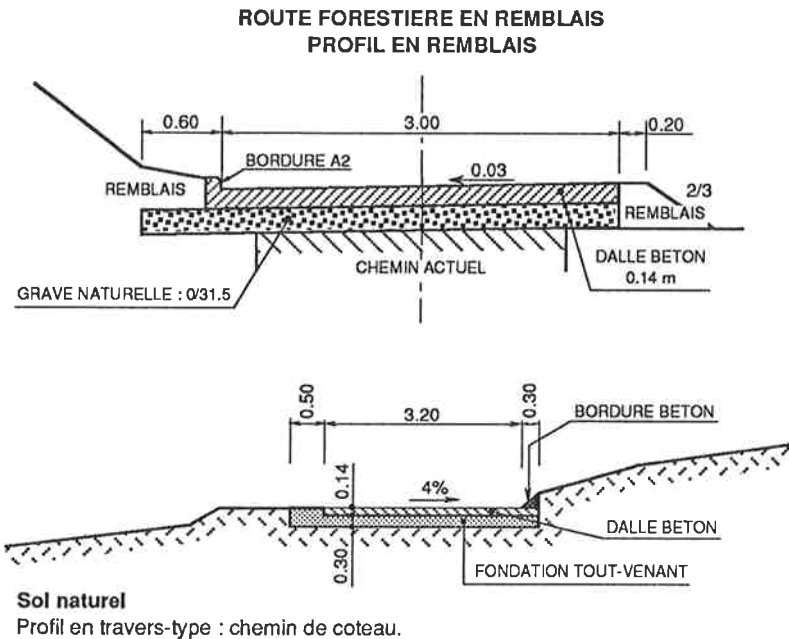


Fig. 2.7.2.  
Exemples de profils de routes rustiques en béton

Pour les trafics restant inférieurs à 100 PL/jour/sens, on adopte des dalles courtes (4,5 à 6 m) non goujonnées, reposant sur une couche de fondation en grave non traitée ; la dalle comporte une surlargeur côté bande d'arrêt ; le drainage des chaussées à couche de fondation non traitée doit être très efficace (drainage latéral longitudinal), pour éviter son érosion entraînant le pompage des fines et le battement des dalles.



Pour les chaussées à trafic plus important mais inférieur à 750 PL/jour/sens, on peut maintenir la construction de dalles non goujonnées, mais on assoit celles-ci sur une fondation en grave traitée aux liants hydrauliques ou en béton maigre, et limitée latéralement par une bande drainante longitudinale en béton poreux.

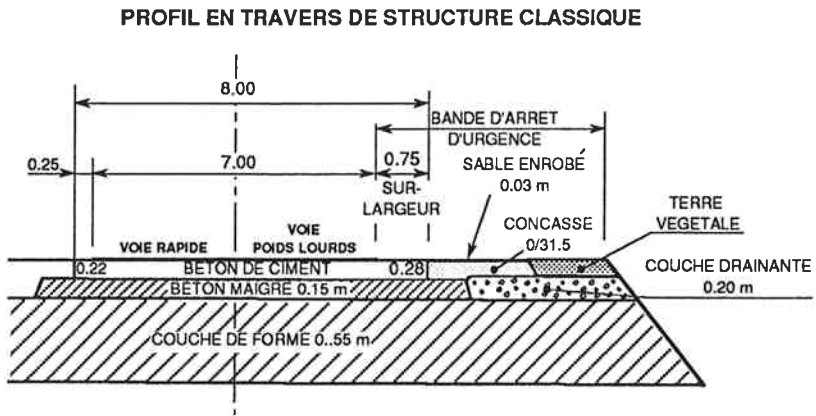


Fig. 2.7.3. Profil en travers type d'une chaussée en béton

Le béton compacté est recommandé pour les chaussées supportant un trafic de 100 à 500 PL/jour.

Dans le cas de trafics très lourds et intenses ( $> 750$  PL/jour/sens), on épaissit la dalle, on goujonne les joints, on exécute la couche de fondation en béton maigre pervibré à 130 ou 160  $\text{kg/m}^3$  de ciment.

On réalise aussi des chaussées en béton armé continu (BAC) constituées d'une dalle continue avec armature d'acier longitudinale.

Il est nécessaire, pour les routes à fort trafic, de lier la conception de la chaussée à une stratégie d'entretien appropriée, prenant en considération le scellement des joints de remplacement à effectuer tous les 5 ans au moyen de matériaux à durcissement rapide (bitumes polymères coulés à chaud).



**Photo 2.7.3.**  
Chaussée en béton ; dalles rompues, joints dégradés et épauffrés

#### **7.2.4. Dimensionnement des chaussées en béton**

Le dimensionnement des chaussées en béton prévu pour des durées de l'ordre de 40 ans, résulte d'une approche théorique de la résistance en flexion à la fatigue des dalles et de l'expérience concrète du comportement des structures en service.

Il faut vérifier également que l'ensemble dalle + couche de fondation répartit suffisamment les pressions pour éviter le poinçonnement du sol de plateforme. Cette condition est généralement surabondante étant donné l'important effet de dalle du revêtement en béton.

Les matériaux sont caractérisés par leur module statique de rigidité, et leur coefficient de Poisson.

La résistance à la fatigue des dalles est fonction des performances du matériau les constituant, de leur support et de l'effet répétitif des contraintes dues au trafic.

Dans le cas de chaussées en béton (chaussées rigides), l'agressivité d'un essieu de poids  $P_i$  par rapport à celle d'un essieu de 13 tonnes s'exprime par :

$$a = \left( \frac{P_i}{13} \right)^{12} \quad (1)$$

Le manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic du Ministère Français des Transports (voir annexe 7 du présent tome) donne les épaisseurs de dalle de béton et de couche de fondation calculées pour différentes catégories de sols de plate-forme et de classes de trafic, et indique quelles performances et quelles caractéristiques sont à exiger des matériaux.

Les projets de chaussées en béton doivent tenir compte des éléments techniques, technologiques, économiques et administratifs qui peuvent être à même de les rendre compétitifs avec les chaussées traditionnelles, réalisées jusqu'ici dans les pays tropicaux.

Ces projets devront être d'une ampleur suffisante pour pouvoir justifier les frais fixes des importantes machines utilisées dans la réalisation des routes nationales et des autoroutes ; par contre, les chaussées sommaires en béton pourraient représenter une alternative aux solutions actuelles qui souvent n'offrent pas, notamment pour les routes en terre, une durabilité suffisante et nécessitent des coûts d'entretien élevés.

### **7.3. EXECUTION DES CHAUSSEES EN BETON**

#### **7.3.1. Formulation du béton**

La formulation du béton s'appuie sur des travaux de laboratoire qui définissent, compte-tenu des matériaux disponibles et de la nature des projets, les caractéristiques des mélanges à réaliser sur les chantiers (maniabilité - ajustement de la teneur en eau - résistance à la flexion à 7 et 28 jours).

Les matériaux sont des graves reconstituées à partir de fractions 0/4, 4/20, 20/40 (ou 20/60 si l'épaisseur de la couche est supérieure à 25 cm). La fraction fine (sable) doit être constituée préférentiellement de sables roulés non friables et propres. Les granulats moyens et gros doivent avoir une bonne forme, une bonne résistance à la fragmentation et à l'attrition, et un coefficient de polissage accéléré (CPA) d'autant plus élevé que le trafic est intense.

---

(1) voir annexe 6 du présent tome

Les ciments sont de la classe 45 (ancienne classe 400), et peuvent être des CPA et des ciments spéciaux, mais le pourcentage d'ajouts éventuels doit rester inférieur à 15 % ou à 30 % selon les trafics. D'autre part, la teneur en aluminat tricalcique doit rester inférieure à certaines limites dépendant de la nature des granulats : siliceux < 6 %, éruptifs < 7 à 8 %, calcaires < 10 à 12 %.

Le dosage le plus habituel est de 330 kg/m<sup>3</sup> et de 150 à 180 kg/m<sup>3</sup> pour le béton de fondation. Le dosage en eau est de l'ordre de 160 l/m<sup>3</sup>.

Au laboratoire, la résistance moyenne en flexion obtenue à 28 jours sur éprouvette, doit être supérieure à 5,5 MPa.

### **7.3.2. Fabrication et mise en œuvre sur les chantiers importants**

Le béton est fabriqué en centrale, sa mise en œuvre est effectuée par des machines complexes asservies en direction et nivellement sur fil qui répandent, sur des largeurs variant de 3 à 15 mètres, le matériau moulé entre la couche de fondation et les coffrages glissants latéraux.

Le délai de répandage dépend de la nature de la couche de fondation ; il est d'au moins 7 jours dans le cas de béton maigre et de grave traitée aux liants hydrauliques.

Le bétonnage sous climat chaud et pluvieux impose des contraintes particulières (fissuration précoce à craindre, risque d'effondrement des bords et d'effacement du striage).

L'exécution des chaussées débute par celle de la couche de forme et de la couche de fondation selon les techniques habituelles. Une marge de 1 m à 1,30 m de part et d'autre des bords de la dalle de béton, doit être ménagée pour permettre le travail de la machine à coffrages glissants ; la surlargeur de la couche de fondation doit être d'au moins 0,9 m.

La surface du béton est striée au moyen d'un râteau à dents qui suit la machine de répandage. Le répandage d'un produit de cure sur le béton frais est effectué après le striage ; il évite la fissuration précoce du matériau.

On évite l'apparition anarchique de la fissuration de retrait, par des amorces de joints sciés au disque diamanté dans la dalle, qui sont ensuite colmatés (joints de retrait-flexion).

On réalise aussi des joints de retrait-flexion longitudinaux pour les dalles de plus de 4 m de large, et des joints de construction correspondant aux arrêts de bétonnage.

Les joints doivent être colmatés au moyen de mastics coulables à chaud ou à froid, ou par des bandes plastiques insérées dans le béton frais.

### ***Goujonnage des dalles***

Le goujonnage a pour objet d'assurer le transfert des charges entre les dalles continues, et d'annuler leur mise en marches d'escalier.

Le phénomène de transfert des charges dépend des conditions thermiques, de l'étanchéité de joints, du contact dalle-fondation, de la quantité de fines libres.

En climat moyen, il est recommandé de goujonner les joints dès que le trafic dépasse certaines limites, fonction de la nature de la couche de fondation :

- grave non traitée	:	300 PL/jour/sens
- grave traitée	:	500 PL/jour/sens
- béton maigre	:	750 PL/jour/sens

Les goujons sont posés dans des berceaux avant le coulage du béton.

### ***Béton compacté*** (voir Biblio 242)

Le béton compacté conjugue les avantages des graves traitées aux liants hydrauliques (mise en œuvre simple avec des matériels classiques) à ceux du béton (performances mécaniques élevées - absence de couche de roulement épaisse en béton bitumineux - circulation immédiate).

Son emploi est en général réservé aux chaussées ne supportant pas un trafic trop important (moins de 500 PL/jour/sens, sauf s'il existe une couche de roulement adaptée).

Les granulats ont les mêmes spécifications que pour les graves traitées aux liants hydrauliques (stabilité), mais on tolère des aménagements aux spécifications. On peut, par exemple utiliser des matériaux "subnormaux" de coefficient Los Angeles 38 à 44, ou des roulés siliceux de petite taille.

Le béton est constitué de graves 0/14 à 0/20, 10 à 14 % de ciment, et 4 à 7 % d'eau. Le dosage maximal en ciment (CPA de la classe 325) est de l'ordre de 330 Kg/m<sup>3</sup> (10 à 13 % en poids) ; il s'agit de ciments classiques ou avec des ajouts tels que des retardateurs de prise.

Des teneurs en eau de 4 à 7 % permettent d'obtenir une bonne compacité et l'hydratation complète du ciment ; en cas de teneur en eau trop basse, on a des difficultés de compactage et des risques de ségrégation, alors qu'avec une

teneur en eau trop haute se posent des problèmes de traficabilité et de chute de performances mécaniques.

La résistance en flexion par fendage (essai brésilien) doit être au moins égale à 3,3 MPa à 28 jours.

Le mélange réalisé en centrale est mis en œuvre au finisseur ou à la niveleuse. Le compactage est commencé au compacteur vibrant et achevé au compacteur à pneus, ou est effectué au cylindre lourd.

La mise en œuvre doit être très soignée pour permettre d'obtenir un satisfaisant, et l'organisation du chantier doit laisser une maniabilité telle au béton qu'il puisse être compacté avant d'avoir fait prise.

La surface est protégée par un enduit de cure à l'émulsion (600 g/m<sup>2</sup> de bitume résiduel) sablée pour les trafics faibles, ou par un monocouche pour les trafics plus élevés. La mise en circulation est immédiate. Au bout de quelques jours la surface peut recevoir un enduit d'usure.

Les joints transversaux, et éventuellement longitudinaux, ne sont exécutés que pour les arrêts de bétonnage, mais le sciage de joints transversaux peut être nécessaire sur les chaussées les plus circulées, et être effectué plusieurs semaines après la mise en œuvre.

Les couches de béton compacté ont des épaisseurs de 12 à 20 cm.

### **7.3.3. Contrôles**

Chaque opération d'exécution est accompagnée de procédures de contrôle, permettant de s'assurer de la qualité et de la durabilité du produit livré à l'utilisateur (convenance des granulats, du ciment, des adjuvants, de l'eau et des produits de cure, contrôle de la formulation du mélange, réception des couches de forme et de fondation, contrôle des aires de stockage et de l'implantation de la centrale, réglage de la centrale, épreuve de convenance de fabrication du béton, réglage des machines, convenance du répandage, contrôle des opérations de sciage et de garnissage des joints, contrôle des caractéristiques de surface : uni, profil en long, profil en travers, rugosité).

### **7.3.4. Voies à faible trafic en béton de ciment**

Les routes dont le trafic journalier reste inférieur à 50 PL/jour, peuvent être constituées d'une couche de roulement en béton de ciment, posée sur une couche de fondation en sol stabilisé, ou en grave traitée ou non.

Si la réalisation de ces voies est correcte, leur entretien est réduit. La couche de fondation a une épaisseur de 15 à 30 cm, la dalle, une épaisseur de 15

à 20 cm. Les dispositifs de drainage doivent être adaptés aux conditions de l'environnement.



**Photo 2.7.4.** Route à faible trafic en béton hydraulique

On utilise des granulats de granulométrie variée (par exemple 0/30). Le dosage en ciment est de 320 à 350 Kg/m<sup>3</sup>. Des résistances à la compression à 28 jours de 17,5 à 33 MPa, doivent être obtenues sur les éprouvettes de formulation.

La dalle est coulée soit de façon rudimentaire entre des coffrages et une règle, ou au mieux avec une poutre vibrante, soit au finisseur pouvant réaliser quelques centaines de mètres de chaussée par jour, soit aux machines à coffrages glissants.

La largeur des dalles peut être de 2,5 à 5 m. Des joints de retrait doivent être mis en place tous les 5 à 6 m, si la largeur de la dalle est supérieure à 3,5 m.

La route peut être ouverte à la circulation des véhicules légers au bout de 48 heures, et à celle des poids lourds dans un délai de 14 jours.

Dans le tableau suivant figurent les règles de l'art relatives à une voirie en béton de ciment à faible trafic pour la France. Elles peuvent être utilement adaptées pour des routes sous climat tropical.

<b>Voirie à faible trafic en béton de ciment Conception : les dix commandements</b>					
		<b>Dispositions constructives à adopter</b>	<b>Nature de la solicitation</b>	<b>Cause de la solicitation</b>	<b>Risque en l'absence de dispositions</b>
<b>CONCEPTION APPROPRIÉE</b>	1.	Prévoir un support homogène et de portance convenable	accroissement des contraintes de traction par flexion du béton	- lassement différentiel du support - existence de points durs	faiencage ou morcellement des dalles de béton
	2.	Donner à la chaussée un profil (en travers et/ou en long) permettant de collecter les eaux de surface et de les évacuer en dehors de la chaussée	augmentation des contraintes dans le béton par diminution de la portance du sol support (teneur en eau excessive)	- manque de dévers ou défaut d'uni de la chaussée - système de drainage inadéquat (aux endroits sensibles)	- battement des dalles - mise en marches d'escalier - inconfort à l'usage
	3.	Prévoir des joints de retrait transversaux	retrait hydraulique après prise  retrait thermique	perte d'eau par évaporation  contractions thermiques	fissuration transversale du béton
	4.	Prévoir des joints longitudinaux	mouvement du sol	- largeur excessive de la dalle - variations de la teneur en eau du sol	fissuration longitudinale
	5.	Etablir l'épaisseur de la chaussée, d'une façon adéquate, en fonction du trafic, de la période de service prévue et de la portance du sol	accroissement des contraintes de traction par flexion du béton	- dimensionnement insuffisant - accroissement des charges et du trafic	- fissuration transversale - faiencage ou morcellement des dalles
	6.	Espacer les joints transversaux et longitudinaux en fonction de l'épaisseur de la dalle, sans oublier que plus l'espacement est réduit, mieux est le transfert des charges au droit du joint	gradient de température	variations de la température extérieure	- déformation de la dalle - contraintes excessives dans la dalle - fissuration
	7.	Dans certains cas, exiger l'arrosage de la plate-forme support de la chaussée immédiatement avant la mise en œuvre du béton	retrait hydraulique avant prise du béton	perte d'eau par percolation	fissuration et écaillage du béton

Fig. 2.7.4.

**GUIDE DU PRESCRIPTEUR 1990**  
(Edité par le syndicat professionnel des bétons)



<b>Voirie à faible trafic en béton de ciment Conception : les dix commandements</b>				
	<b>Dispositions constructives à adopter</b>	<b>Nature de la sollicitation</b>	<b>Cause de la sollicitation</b>	<b>Risque en l'absence de dispositions</b>
<b>FORMULATION ADEQUATE DU BETON</b>	8. Exiger un béton de qualité répondant aux normes et directives officielles			
	Le ciment doit être conforme à la norme NF P 15-301 Il est utilisé en quantité suffisante : 300 kg/m <sup>3</sup> béton	résistance des contraintes insuffisante	- quantité de ciment insuffisante - ciment non conforme	- fissuration transverse du béton - usure prématurée de la surface du béton
	Les granulats doivent être non gélifs	accroissement des contraintes au sein du béton	- variations dimensionnelles des granulats par suite de gel	- éclatement du béton - écaillage de la surface
	La teneur en eau doit être limitée. Le rapport (en poids) de l'eau et du ciment ne doit pas dépasser la valeur 0,45.  soit : $\frac{E}{C} < 0,45$	- retrait hydraulique avant prise du béton - retrait thermique	perte d'eau due à : - chaleur d'hydratation du béton - gradient thermique	- fissuration, écaillage et perte de résistance du béton
	L'usage d'un adjuvant entraîneur d'air est obligatoire	développement de contraintes au sein du béton dues à l'action du gel et des sels de déverglaçage	- conditions climatiques sévères - choc thermique dû à l'usage des sels de déverglaçage	- écaillage du béton - usure prématurée surface
<b>POUR UNE FINITION APPROPRIÉE</b>	9. Prescrire un traitement de surface du béton adapté au trafic et à l'importance de la route	contraintes de cisaillement dans la couche superficielle du revêtement	- freinage - accélération	- glissement - manque d'adhérence - bruit de roulement - inconfort à l'usager
	10. Prescrire la cure du béton frais	retrait hydraulique avant prise du béton	perte d'eau par évaporation	fissuration du béton

**Fig. 2.7.4. (Suite)**

**GUIDE DU PRESCRIPTEUR 1990**  
(Edité par le syndicat professionnel des bétons)

## 7.4. CONCEPTION DES CHAUSSEES REVETUES BITUMÉES

### 7.4.1. Généralités

On distingue traditionnellement parmi les chaussées revêtues bitumées, caractérisées par leur couche de roulement constituée de granulats liés par un liant hydrocarboné, les chaussées souples ne comportant pas de couches rigidifiées, les chaussées semi-rigides dont une ou plusieurs couches de matériaux traités aux liants hydrauliques produisent un effet de dalle significatif, et les chaussées mixtes dans lesquelles se rencontrent les 2 types de traitement.

En règle générale, le module des couches décroît du haut vers le bas de la structure, mais cette disposition n'est pas respectée dans le cas de chaussées mixtes ou inverses.

La décision de construire une chaussée bitumée s'impose lorsque le trafic dépasse 300 véhicules par jour, et peut être discutée pour les trafics journaliers compris entre 50 et 300 véhicules par jour.

### 7.4.2. Les couches de chaussée

La nature et la fonction des différentes couches surmontant les terrassements sont décrites ci-dessous dans l'ordre de leur mise en œuvre.

**Les sous couches** qui sont rattachées aux terrassements peuvent être constituées avec des géotextiles. Leur emploi, à cause de leur coût élevé, est réservé à des passages difficiles de courte longueur.

**Les couches de forme** servent à régulariser la surface des terrassements, notamment en déblais de terrains rocheux à hors profils, à uniformiser et à accroître la portance de la plate-forme, à faciliter la traficabilité des engins, à rendre possible le compactage de la couche de fondation en cas de sols peu portants ou compressibles sous-jacents. La couche de forme peut être réalisée en traitant le sol en place à la chaux lorsqu'il est argileux et limoneux, et à teneur en eau élevée ; elle peut aussi être traitée au ciment ou être constituée de matériaux d'apport.

L'emploi des couches de forme auxquelles on demande d'assurer un CBR homogène minimal de 10 à 15, tend à se généraliser.

**La couche de fondation** qui contribue à réduire les contraintes sur le sol de plate-forme, assure la transition entre celui-ci et les couches supérieures de la chaussée.

De nombreux matériaux conviennent en couche de fondation : matériaux naturels sélectionnés, matériaux graveleux ou rocheux semi-concassés ou concassés, matériaux traités.

**La couche de base** qui subit des contraintes d'autant plus intenses que la couche de roulement est mince, est constituée de matériaux ayant de bonnes qualités de résistance mécanique.

Des matériaux variés sont employés en couche de base : graves naturelles sélectionnées, graves criblées ou semi-concassées, graveleux latéritiques naturels sélectionnés ou mélangés à des tout-venant ou à des concassés, ou traités à la chaux ou au ciment, sables traités aux liants hydrauliques ou hydrocarbonés, roches concassées à granulométrie recomposée ou traitées au ciment ou au bitume.

Les performances à exiger de ces matériaux dépendent des trafics supportés, de la nature des autres couches et du sol support, et des conditions d'environnement.

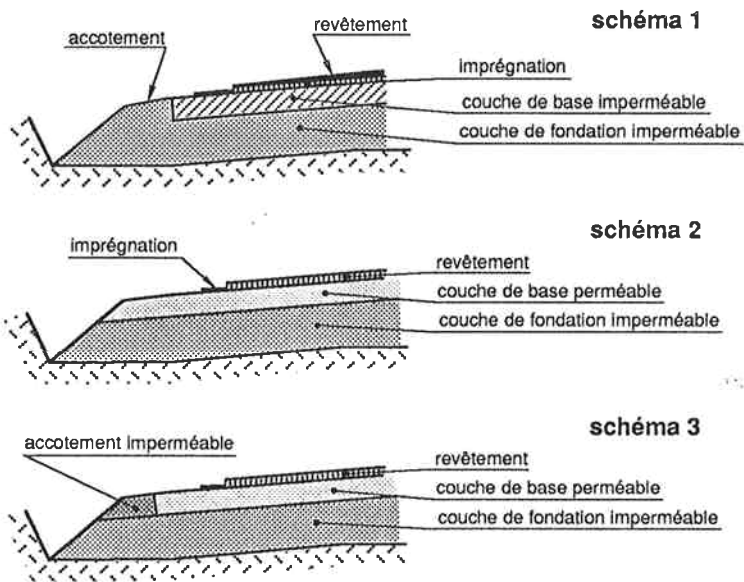
**La couche de roulement** ou couche d'usure a pour fonction de permettre la circulation permanente des véhicules dans des conditions satisfaisantes de sécurité et de confort, et d'assurer par son étanchéité la protection du corps de chaussée. Elle doit présenter un bon uni longitudinal et transversal, une macro et une micro-rugosités favorisant l'adhérence des pneus et l'évacuation rapide des eaux.

Les matériaux utilisés sont des enduits superficiels monocouche, bicouche ou tricouche, les tapis en sables enrobés, les enrobés très fins, les coulis bitumineux, les enrobés denses ou poreux, les bétons bitumineux.

**Une couche de liaison** en enrobé est parfois mise en œuvre sous la couche de roulement.

#### **7.4.3. Conception du profil en travers - Dépendances de la chaussée**

L'ensemble des opérations de construction des couches de chaussée devant être réalisable aux engins mécaniques, on est amené à concevoir des profils en travers conformes aux schémas ci-dessous, qui permettent l'évacuation rapide des eaux et le compactage satisfaisant des niveaux (couches en escalier avec pentes suffisantes - absence d'encaissements et de talus verticaux). La disposition prévue pour la couche de base et les accotements en matériaux perméables (concassés), évite la réalisation des chaussées dites "en baignoire" (cf schéma 3 ci-après).



La disposition du schéma 3 est à proscrire

Fig. 2.7.5. Profils en travers de chaussées

Les accotements doivent avoir une largeur d'au moins 1,20 m pour permettre l'arrêt des véhicules et assurer la butée latérale de la chaussée.

#### 7.4.4. Dimensionnement des chaussées

##### 7.4.4.1. Généralités

La conception des chaussées doit satisfaire, en matière d'exigences structurelles, à deux critères principaux :

- le corps de chaussée doit assurer une répartition des contraintes telle, que le sol de plate-forme ne puisse poinçonner.
- les matériaux constitutifs des couches de chaussées doivent avoir des épaisseurs et des caractéristiques de résistance suffisantes pour supporter les contraintes répétées de cisaillement, de compression et de traction, engendrées par le trafic.

Il existe de nombreuses méthodes de dimensionnement des chaussées qui peuvent être classées en trois grands groupes :

- les méthodes empiriques privilégient l'expérience acquise sur le comportement de planches d'essais ou sur celui des réseaux existants ; elles sont fondées sur l'obtention de régressions multiples entre les paramètres considérés comme caractéristiques de l'évolution des structures (méthodes AASHTO - TRRL).
- les méthodes rationnelles sont basées sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche. Elles servent à établir des catalogues et à concevoir de nouvelles structures. Les calculs des contraintes et des déformations admissibles en fonction des épaisseurs, des cycles de chargement et des risques acceptés, sont effectués au moyen de programmes informatiques (Alizé III, ECOROUTE, BISAR...).
- les catalogues dont le nombre se multiplie, chaque pays tendant à en élaborer un qui lui soit propre, sont basés sur les données de l'expérience acquise par le suivi du comportement des réseaux routiers, et sur les vérifications des structures par les méthodes rationnelles (Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, Biblio 129 ; catalogues de Côte d'Ivoire, du Cameroun, du Zaïre...).

Il sera passé en revue ici, succinctement, quelques unes des méthodes de dimensionnement des chaussées qui peuvent être appliquées en pays tropicaux, moyennant évidemment des précautions quand il s'agit de méthodes élaborées pour les pays tempérés.

Toutes ces méthodes font intervenir les mêmes paramètres de base :

- le trafic,
- le sol de plate-forme,
- les caractéristiques des matériaux,
- le risque pris en compte pour le dimensionnement.

#### 7.4.4.2. *Trafic*

Le trafic s'exprime en nombre  $N$  cumulé d'essieux équivalents d'un tonnage déterminé. On rappelle que l'agressivité d'un essieu par rapport, par exemple, à l'essieu de référence de 13 T, s'exprime par : <sup>(1)</sup>

$$a = \left( \frac{P}{13} \right)^\alpha$$

$\alpha = 4$  pour les chaussées souples,  
 $\alpha = 6$  à  $8$  pour les chaussées semi-rigides,  
 $\alpha = 12$  pour les chaussées en béton.

---

(1) se reporter à l'annexe 6 du présent tome.

L'agressivité des véhicules légers étant pratiquement négligeable, c'est à partir du trafic poids lourds que se fait le dimensionnement des chaussées.

Selon le pays le poids lourd est défini de diverses manières par exemple :

- comme un véhicule dont la charge utile est supérieure à 5 T, ou,
- comme un véhicule de poids total en charge supérieur à 3,5 T,

La formule permettant le calcul de N est la suivante :

$$N = 365 \times t \times A \times n \frac{(1+i)^n - 1}{n \times i} = t \times A \times n \times C$$

où :

- N = représente le trafic cumulé en nombre d'essieux standard, après n années,
- t = est le trafic moyen journalier en nombre de poids lourds à l'année de mise en service,
- A = est un coefficient d'agressivité qui est fonction de la composition ou du spectre d'essieux du trafic des poids lourds considérés,
- n = est la durée de service, en nombre d'années,
- i = représente le taux de croissance annuel du trafic en pourcentage.
- C = est un facteur de cumul qui est fonction de la durée de service n et du taux de croissance du trafic, et qui est égal à

$$365 \frac{(1+i)^n - 1}{n \times i}$$

Le trafic journalier moyen est celui que l'on détermine à partir des résultats de comptages. Il concerne exclusivement les poids lourds considérés, est relatif, en général, à un sens de circulation et correspond à l'année de mise en service de la route.

Le nombre de poids lourds recensés ou pris en compte au cours de l'année de mise en service, est affecté d'un coefficient qui traduit l'agressivité du trafic sur l'itinéraire considéré. Cette agressivité dépend de la composition même du trafic lourd. Un exemple de calcul d'agressivité du poids lourd type figure à l'annexe.6. du présent tome.

Pour les routes bidirectionnelles à 2 voies, dont la largeur totale bitumée est au moins égale à 6,50 m, et lorsque la circulation est bien canalisée sur les deux voies, le trafic à prendre en compte est le trafic par sens de circulation. En règle générale, c'est le trafic sur la voie ou dans le sens le plus chargé qui est considéré pour le dimensionnement.

Toutefois, en cas de déséquilibre notoire du trafic entre les deux voies de circulation (en intensité ou en agressivité), on peut concevoir pour chaque voie une structure différente de renforcement, fonction de son trafic respectif.

Pour les routes bitumées de largeur comprise entre 5,50 m et 6,50 m, et pour tenir compte d'un certain recouvrement des bandes de roulement, on prend les trois quarts du trafic **total** dans les deux sens (coefficient de répartition transversale).

Enfin, pour les routes de largeur bitumée inférieure à 5,50 m, on suppose que le recouvrement est total et on prend en compte la totalité du trafic dans les deux sens de la circulation. Pour les aménagements à 2 x 2 voies ou à 3 x 2 voies, des études spéciales peuvent être nécessaires mais, en général, c'est le trafic poids lourds sur la voie la plus chargée qui doit normalement être pris en compte.

Pour l'estimation du taux de croissance, on renvoie au tome I chapitre 4. On pourra aussi se baser sur les études régionales concernant l'évolution du trafic et de l'économie.

Dans les pays en développement, le taux de croissance annuel peut varier considérablement de 0 % à 15 % par exemple. En règle générale, et lorsque l'on ne dispose pas d'informations précises sur l'évolution du trafic, on retient un taux compris entre 5 % et 7 % pour l'ensemble du trafic. Dans la mesure du possible, on étudie le taux de croissance concernant plus particulièrement les poids lourds.

La durée de service correspond au nombre d'années pour lequel le dimensionnement doit être conçu. Elle représente la période au cours de laquelle on n'aura pas, en principe, à effectuer d'entretien structurel, à l'exclusion des opérations relevant de l'entretien courant (emplois partiels...).

Le choix de cette durée de service est intimement lié à la stratégie de dimensionnement que l'on adopte. Celle-ci doit se faire en tenant compte d'un certain nombre de facteurs tels que :

- l'intensité du trafic,
- la localisation de la route (en rase campagne ou en zone urbaine),
- sa destination ou sa vocation,
- le niveau de service souhaité pour les usagers,
- l'importance des crédits disponibles,
- les possibilités de financement pour la réalisation des entretiens ou renforcements ultérieurs,
- l'existence des moyens ou des facilités permettant de réaliser convenablement des campagnes de suivi du réseau.

On considère soit le nombre cumulé d'essieux équivalents lui-même dans les méthodes où des abaques permettent de définir les épaisseurs de chaussées, soit un nombre limité de classes de trafic quand le choix des structures est proposé par un catalogue.

#### 7.4.4.3. *Portance des sols*

La portance du sol de plate-forme est déterminée par l'essai de poinçonnement CBR dont les conditions d'exécution doivent refléter l'état d'imbibition à long terme, le plus probable du sol.

Dans la zone tropicale humide, on prend généralement comme référence l'indice CBR du sol poinçonné après 96 heures d'imbibition, et à une compacité égale à 95 % de la densité optimale du Proctor Modifié ; la durée d'imbibition peut être diminuée et même être nulle en zone sahélienne sèche, si on est assuré d'un drainage parfaitement efficace.

On retient soit une valeur moyenne de portance quand on utilise un abaque de dimensionnement, soit des classes de portance dans le cas de catalogues de structures. Le principe du dimensionnement est que l'épaisseur et la nature des matériaux interposés entre les charges circulantes et le sol, doivent être telles que celui-ci conserve une déformation admissible ou subisse une contrainte admissible.

#### 7.4.4.4. *Matériaux*

La qualité des matériaux à employer dans les couches de chaussées, est fixée par des spécifications qui prennent en compte la couche dans laquelle ils sont placés, et l'intensité du trafic qu'ils auront à supporter. L'expérience a montré que pour les matériaux non traités, un CBR minimal de 80 est exigible pour la couche de base, et de 30 pour la couche de fondation. Dans le cas des matériaux traités et rigidifiés par un ajout de ciment ou pour des épaisseurs importantes de matériaux bitumineux, on vérifie que les contraintes de traction par flexion ou les déformations horizontales à la base de la couche, restent admissibles compte-tenu du trafic qu'ils auront à supporter et du risque accepté pour le dimensionnement.

Pour les matériaux **bitumineux**, on prend en compte la déformation transversale admissible ( $\epsilon$ ) qui est une fraction d'une déformation de référence connue, corrigée par plusieurs coefficients :

- coefficient lié à la droite de fatigue du matériau ;
- coefficient dépendant de la température quand celle-ci est différente de 15°C ;
- coefficient faisant intervenir le niveau de confiance retenu ;
- coefficient de calage reflétant les observations sur la tenue des matériaux en service et les données de laboratoire.



Dans le cas des **matériaux liés au liants hydrauliques**, on considère la contrainte de traction transversale admissible ( $\sigma$ ) qui est une fraction de la résistance à la traction directe mesurée (RT) corrigée par des coefficients, comme dans le cas des matériaux bitumineux.

Les caractéristiques des matériaux définies ci-dessus sont prises en compte par les méthodes rationnelles, et pour vérifier les structures proposées par les catalogues.

#### **7.4.4.5. Risque accepté pour le dimensionnement**

Le calcul des chaussées doit intégrer les différentes dispersions résultant des variations d'épaisseur des couches, des écarts des propriétés des matériaux par rapport aux spécifications exigées (granulométrie, compacité, teneur en liants...), des modes de rupture différents au laboratoire et sur le terrain. Il faut, selon le niveau de confiance (ou de risque) retenu pour le dimensionnement, prendre en compte un nombre d'essieux  $N'$  plus grand que le nombre d'essieux  $N$  correspondant à un risque de 50 %.

La méthode AASTHO pose :  $\log N' = \log N + t E_0$ .

formule où :

$t$  est un coefficient traduisant le niveau de risque accepté ; il est extrait de tables statistiques (par exemple 0 pour un risque de 50 %, 1,28 pour un risque accepté de 10 %),

$E_0$  est l'écart-type global intégrant les dispersions diverses évoquées ci-dessus (c'est à dire les écarts-types sur la loi de fatigue et sur les épaisseurs des matériaux).

On adopte des coefficients  $t$  d'autant plus forts (risque plus faible) que le trafic attendu est plus important et que l'on souhaite maintenir plus longtemps un niveau de service élevé.

### **7.4.5. Méthodes de dimensionnement des chaussées**

#### **7.4.5.1. Méthodes empiriques**

*A - Nouvelle méthode AASHTO (Biblio 162)*

La méthode est très ouverte et fait largement appel à des adaptations locales dépendant de l'environnement.

Le dimensionnement **des chaussées souples** est obtenu au moyen d'un abaque permettant de déterminer l'indice de structure (SN = Structural Number) à partir duquel est définie l'épaisseur des couches. (voir annexe 7 du présent tome) Le "Structural Number" dépend des paramètres suivants :

- trafic exprimé en nombre cumulé de passages d'un essieu équivalent de 8,2 ou 18 kips. (voir annexe 6 du présent tome) ;
- module élastique ( $M_E$  = Resilient Modulus) du sol de plate-forme qui peut être estimé à partir des déflexions mesurées au cours de l'année ;
- qualité du drainage ;
- perte de niveau du service  $\Delta$  PSI, admise entre la mise sous circulation et la fin de la "durée de vie" de la chaussée. Le PSI (Present Serviceability Index) caractérise l'état de déformation de la chaussée. Il est obtenu en mesurant l'uni (facteur dominant) et les dégradations de la chaussée ; il est compris entre 0 et 5. (voir annexe 1 du Tome 3) ;
- le niveau de confiance (ou de risque) admis pour le dimensionnement, défini comme la probabilité pour qu'une chaussée remplisse sa fonction de façon satisfaisante, sous le trafic et les conditions d'environnement pendant la durée de vie prévue.

On admet les niveaux de confiance suivants :

- routes principales	:	80 à 99,9 %
- routes importantes	:	75 à 95 %
- routes locales	:	50 à 80 %

Après avoir déterminé l'Indice de Structure (SN) de l'abaque, on dimensionne les épaisseurs des diverses couches en fonction des coefficients d'équivalence des matériaux choisis pour les constituer. (voir annexe.7 du présent tome)

On a, en général, les correspondances suivantes :

SN	Portance
< 3	Faible
3-4	Moyenne
4-6	Elevée

D'après HDM, l'indice de structure reflète la résistance mécanique de la chaussée. A un indice donné correspond un nombre de passages d'essieux équivalents, pour lequel est atteint une certaine diminution de l'uni. C'est une approche simplifiée et discutable du comportement d'une structure.

B - *Road Note 31 : "A guide to the structural design of bitumen surfaced roads in tropical and subtropical countries" (Biblio 50)*

Cette version de la Road Note 31 est citée pour mémoire dans l'attente du catalogue de structures qui doit la remplacer.

Ce catalogue s'appuiera sur des données empiriques issues de l'application du modèle HDM III - PC. Il prend en compte les valeurs de l'Indice de Structure (SN = Structural Number) proposées par ce modèle.

8 catégories de structures permettront le dimensionnement des chaussées en fonction de 8 classes de trafic (T1 à T8 jusqu'à  $30 \times 10^6$  essieux équivalents de 8,2 T) et de 6 classes de plate-forme caractérisées par leur CBR.

#### **7.4.5.2. Méthodes rationnelles**

C - *ALIZE III (LCPC) (Biblio 106)*

Le programme Alizé III mis au point par le LCPC est très largement utilisé pour le dimensionnement et la vérification des structures de chaussées et des renforcements. Il permet de calculer les contraintes et les déformations induites dans les différentes couches d'une chaussée par une ou deux charges circulaires pouvant modéliser une roue ou un jumelage.

La structure de la chaussée est assimilée à une multicouche élastique.

Chaque couche, y compris le sol support, est caractérisé par :

- h, son épaisseur (supposée infinie pour le sol support) ;
- son module d'Young (pour une température et une fréquence données) ;
- son coefficient de Poisson ;
- sa liaison avec la couche sous-jacente (collée ou décollée).

La ou les charges circulaires sont définies par :

- le rayon ;
- la pression de contact ;
- l'entraxe éventuel des deux charges.

Les contraintes et les déformations sont données en haut et en bas de chaque couche dans l'axe de chaque charge et dans l'axe du jumelage.

Le programme ALIZE fournit également la déflexion maximale dans l'axe du jumelage et le rayon de courbure correspondant.

#### D - PROGRAMME ECOROUTE

Le programme ECOROUTE permet l'optimisation économique d'une structure de chaussée. Il est construit à partir du programme ALIZE III, mais sa maniabilité est plus grande.

On choisit dans la structure deux couches, par exemple la couche de roulement et la couche de base, dont les coûts par cm d'épaisseur sont connus, soit  $C_i$  et  $C_j$ .

Le coût de l'ensemble est donc  $C = h_i C_i + h_j C_j$ , où  $h_i$  et  $h_j$  sont les épaisseurs des 2 couches.

ECOROUTE permet de minimiser  $C$  en satisfaisant aux conditions suivantes :

- les épaisseurs  $h_i$  et  $h_j$  restent supérieures à des limites techniquement réalisables ;
  - les contraintes ou les déformations dans deux couches quelconques, par exemple :
    - . la déformation de traction horizontale à la base de la couche de roulement,
    - . la déformation verticale en haut du sol support.
- restent inférieures à des valeurs imposées.

#### 7.4.5.3. Catalogues de structures de chaussées

De nombreux catalogues de structures de chaussées ont été élaborés. Ils correspondent à un certain état de la technique à une époque donnée, et doivent donc être périodiquement actualisés. Il convient de citer plus spécialement le "Guide Pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux" (Biblio 102), dont plusieurs pays tropicaux se sont inspirés pour réaliser leur propre catalogue.

#### E - Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux

Ce document élaboré par le CEBTP, fournit des fiches de dimensionnement basées sur la portance CBR des sols de plate-forme, déterminée après 96 h d'imbibition, et pour une densité sèche correspondant à 95 % de la densité maximale de l'optimum Proctor Modifié, et sur le trafic escompté pendant la durée de vie prévisible de la chaussée. Il donne des recommandations sur le choix et la mise en œuvre des matériaux.

5 classes de sol sont considérées :

- S 1	CBR < 5
- S 2	5 < CBR < 10
- S 3	10 < CBR < 15
- S 4	15 < CBR < 30
- S 5	CBR > 30

5 classes de trafic T1 à T5 sont prises en compte. Le lecteur trouvera leur définition dans l'annexe 6 du présent tome, ainsi que la correspondance avec les classes de trafic du catalogue français des structures de chaussée.

Le Guide présente des fiches de dimensionnement précalculées (voir exemples de telles fiches dans l'annexe 7 du présent tome) donnant les épaisseurs de couche à adopter en fonction de la portance du sol de plate-forme, des classes de trafic et de la nature des matériaux.

F - *Le Manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic (Biblio 103)*

Il décrit une méthode qui a été conçue en France pour s'appliquer à des chaussées devant supporter des trafics inférieurs à 150 poids lourds par jour dans un sens de circulation (voir annexe 7 du présent tome)

La couche de roulement peut être constituée d'enduits superficiels (ES), de béton bitumineux (BB) ou de béton de ciment (BC) selon les durées de service et les trafics.

Les couches de base sont prévues en graves non traitées (3 qualités de matériaux), en grave-émulsion ou en matériaux traités aux liants hydrauliques.

Les tableaux et les planches du document fournissent les éléments nécessaires au dimensionnement des chaussées selon la méthode préconisée ainsi que les caractéristiques des matériaux à utiliser.

Cette méthode, d'emploi un peu complexe a été conçue pour la France et doit être étendue avec précaution dans les climats tropicaux..

G - *Le catalogue des structures types de chaussées neuves (Biblio 49)*

Ce document, qui est le premier en date des catalogues de chaussée est parfaitement adapté au contexte économique, climatique et technique des pays tempérés européens et aux méthodes de construction qui y sont pratiquées. Il semble préférable dans les zones tropicales et désertiques d'utiliser les autres catalogues décrits ci-dessus.

#### **7.4.6. Commentaires sur la démarche à suivre pour le dimensionnement des chaussées**

Le dimensionnement des chaussées est conduit par étapes. Il s'appuie, dans tous les cas, sur la connaissance des sols qui serviront de support à la structure (profil géotechnique), sur les prévisions de trafic et les disponibilités en matériaux.

Au stade d'avant projet, la ligne rouge n'étant pas arrêtée, le dimensionnement ne peut être qu'indicatif, mais permet une première approche des types de structures susceptibles d'être réalisées, et une estimation approximative du coût.

Les diverses solutions possibles pour la chaussée définitive sont données lors de l'élaboration du projet d'exécution. On sait alors quel type de sol constitue chaque section homogène du projet, et on connaît le trafic prévu et, de façon suffisamment précise, les matériaux choisis.

En cas de fortes hétérogénéités du profil géotechnique, le dimensionnement est effectué en fonction des sections les plus mauvaises, mais c'est généralement la portance moyenne des sections homogènes qui est prise en compte. Il est de pratique courante de donner une épaisseur constante aux couches supérieures de la chaussée, et de moduler celle de la couche de fondation ou de la couche de forme.

La méthode de dimensionnement à retenir est celle en usage dans le pays où se développe le projet ou, à défaut, celle du pays le plus voisin où se rencontrent des conditions similaires.

Il faut choisir avant tout des structures ayant fait leur preuve, mais des solutions originales peuvent aussi être proposées après de sérieuses études de laboratoire et la réalisation de planches expérimentales.

Les programmes informatiques et notamment Alizé III et Ecoroute, doivent être utilisés pour vérifier les structures proposées par les catalogues ou les méthodes empiriques. Il ne faut pas manquer enfin, de consulter les Laboratoires Nationaux qui sont les mieux placés pour recommander les types de chaussées les plus adéquates.

Plusieurs solutions techniquement équivalentes peuvent être proposées permettant au maître d'œuvre d'effectuer son choix sur la base de critères économiques.

Il est important, dans la conception de la chaussée, de tenir compte des conditions probables d'entretien dont la route pourra être ou non l'objet.

## **7.5. CONSTRUCTION DES CHAUSSEES REVETUES BITUMEEES**

### **7.5.1. Généralités**

L'Entreprise adjudicatrice des travaux, qui a établi sa proposition sur la base du Cahier des Charges préparé par le maître d'œuvre ou sur celui de sa solution variante, s'organise bien avant d'entreprendre les terrassements généraux. Elle planifie la mobilisation de ses moyens en personnel et en matériels, en fonction d'un enchaînement rationnel des tâches et des délais d'exécution qu'elle s'est engagée à respecter. Il lui appartient de bien étudier le dossier, de vérifier la fiabilité des informations fournies par les études en matière, notamment, de disponibilités et de quantité de ressources et de condition d'utilisation des matériaux. Elle peut proposer au maître d'œuvre des variantes dûment justifiées et attirer suffisamment tôt l'attention de celui-ci sur les insuffisances éventuelles des dossiers d'étude qui nécessiteraient des investigations complémentaires et prévoir les dispositions de trafics de chantier s'ils n'ont pas été examinés dans le cadre de l'étude.

L'Entreprise met en place son propre laboratoire de chantier et sa cellule d'autocontrôle. Le maître d'ouvrage confie à un maître d'œuvre la direction et la surveillance des travaux, déléguées la plupart du temps à un Consultant spécialisé qui agit en liaison étroite avec l'Administration locale au sein de laquelle le Laboratoire National joue un rôle technique important.

Le Consultant, au travers de son équipe de spécialistes (ingénieur routier, topographe, géotechnicien, hydrologue, expert en ouvrages d'art), tout en supervisant les travaux, œuvre en concertation avec l'entreprise à la recherche de solutions aux problèmes rencontrés. Il est devenu davantage un partenaire technique qu'un "contrôleur gendarme".

Les étapes d'exécution de la chaussée qui s'effectuent sans discontinuité à la suite des terrassements généraux dont il a été question précédemment, sont l'objet de ce chapitre.

### **7.5.2. Approvisionnement des matériaux**

La progression normale de la construction de la chaussée est conditionnée par un approvisionnement régulier en matériaux dont le stockage en quantité suffisante doit être prévu à l'avance pour permettre les contrôles de qualité à l'amont, et l'alimentation continue des chantiers.

On cherche bien entendu à minimiser les coûts de transports des matériaux en trouvant des sites favorables à proximité des tracés.

Les emprunts (gîtes de matériaux meubles) et les carrières (roches massives) sont prospectés au moment de l'étude, mais l'Entreprise et le Bureau de

Contrôle doivent confirmer l'existence et la convenance en qualité et quantité des sites répertoriés avant d'entreprendre leur exploitation ; ils peuvent également prospector des gisements supplémentaires.

Une fois les hypothèques levées, on aménage les accès et l'emplacement des installations de traitement, et les aires de stockage.

Les voies d'accès doivent être régulièrement entretenues, et les aires de stockage et les installations implantées de façon à être bien drainées, à l'abri des pollutions et suffisamment éloignées des fronts de taille dans le cas des carrières de roches massives.

Le mode d'exploitation doit être conçu en fonction de l'obtention de matériaux les plus homogènes possible. On améliore l'homogénéité des matériaux meubles en éliminant les niveaux manifestement mauvais, et en mélangeant par gerbages et reprises successifs les couches exploitées en prenant garde d'éviter la ségrégation. Dans les carrières, le contrôleur doit faire mettre à la décharge les abattages provenant des panneaux altérés et des zones faillées.

L'organisation du transport des matériaux doit être prévue de façon à éviter les ruptures de stocks, à réduire les temps d'approvisionnement des chantiers et à assurer sans interruption l'alimentation des mises en œuvre, spécialement quand il s'agit de la livraison des matériaux traités au ciment dont les délais de prise sont limités, et les enrobés bitumineux pour qu'ils n'aient pas le temps de refroidir.

Le transport des concassés et des tout-venant peut donner lieu à la ségrégation et à des pertes de fines dont on limite les effets en arrosant le produit, et en évitant les trépidations par un entretien régulier des pistes.

Le respect des épaisseurs contractuelles conduit à prévoir des surépaisseurs au régalaage et au répandage qui tiennent compte des coefficients de tassement des divers matériaux sous l'influence du compactage.

Les matériaux approvisionnés sont répartis en cordons, ou répandus sur la plate-forme au spreader-box et régalaés et réglés en phase finale à la niveleuse.

Les matériaux plus élaborés du corps de chaussée et des couches de surface sont mis en œuvre au moyen d'engins évolués (finisseurs - répandeurs à coffrages glissants et table vibrante).

### **7.5.3. Préparation de la forme**

La plate-forme est mise en profils déversants et protégée de la dessiccation ou de la dégradation due aux eaux de ruissellement et des précipitations ou au cas où la mise en place de la couche de forme devrait être différée. Cette



protection peut être obtenue en répandant une imprégnation à l'émulsion sur les sols fins et un bitume fluidifié sur les sols granulaires. La circulation des engins de chantier sur la plate-forme terminée, doit être évitée.

Il est fréquent que la forme soit détériorée en surface par les intempéries ou par la circulation de chantier qui devrait être cependant évitée. Il faut donc procéder à son reprofilage et à son recompactage avant de la réceptionner (degré de compactage - cotes - profils).

En cas de forme en sables non cohésifs, réglage et compactage doivent être immédiatement suivis de la mise en œuvre de la couche sus-jacente.

#### **7.5.4. Couche de forme**

Les études de réseau montrent bien qu'il est fondamental "d'investir au niveau de la plate-forme", aussi a-t-on systématiquement recours à la couche de forme dès que la portance CBR du sol d'assise est inférieure à 10 ou 15. Elle consiste soit en un apport de matériaux sélectionnés, soit en un traitement in situ.

La couche de forme facilite la circulation de chantier, permet d'homogénéiser le dimensionnement du corps de chaussée, économise les matériaux de couche de fondation, assure le bon compactage des couches sus-jacentes et réduit les niveaux de déflexion initiale ; on la met en œuvre après l'exécution des terrassements généraux, quand les dispositifs de drainage ont été réalisés, que la plate-forme a été éventuellement purgée de sols inacceptables et convenablement nivelée et compactée (à au moins 95 %  $\gamma_d$  OPM), et qu'une nappe de géotextile, si nécessaire, a été mise en place. Cette nappe, qui pourra jouer un rôle anticontaminant ou de renforcement, devra avoir des caractéristiques adaptées aux problèmes posés (résistances au déchirement, à la traction ; capacité d'allongement ; porométrie.....)

Le choix d'une telle nappe pourra utilement être effectué à partir de catalogues ou de fascicules techniques d'emploi. (Bbllo 127 et 179)

##### **7.5.4.1. Apport de matériaux**

Les matériaux qui ont été préalablement contrôlés à l'emprunt (teneur en eau  $\pm 4$  % OPM, portance CBR > 10 ou 15) sont régalés sur toute la largeur de la plate-forme au bulldozer, au scrapeur ou à la niveleuse. Il peut s'agir, selon les ressources locales, de graveleux latéritiques naturels, de sables limoneux ou argileux, d'arènes granitiques, de scories ou de pouzzolanes volcaniques, de graves d'alluvions ou d'éboulis de pentes, de déchets de carrières... et, pour les trafics lourds et intenses, de concassés ou de semi-concassés. On limite la taille maximale des éléments des matériaux granulaires à 60 mm.

Le compactage, par lequel on doit obtenir une compacité au moins égale à 95 % de la densité  $\gamma_d$  OPM, est réalisé au moyen d'engins adaptés au matériau : compacteurs à pieds dameurs ou à pneus pour les sols fins, compacteurs vibrants pour les sols granulaires, lissage et fermeture de la couche au cylindre lisse. Les niveaux de déflexion doivent être de l'ordre de 150 à 300/100 mm.

#### 7.5.4.2. *Traitement in situ*

Les traitements de matériaux sont décrits au chapitre 3. Il peut s'agir de traitements mécaniques (amaigrissement de sols argileux - mélanges de sols sableux et silto-argileux) ou chimiques (à la chaux, éventuellement au ciment ou avec d'autres produits). Les épaisseurs traitées sont de l'ordre de 15 à 40 cm au moyen de divers engins rustiques (scarificateurs, herses, charrues à disques...) ou spécialisés (rotavators, pulvimixers) ou à la niveleuse.

Le liant hydraulique peut être répandu soit à la main pour les petits chantiers, en répartissant régulièrement les sacs selon un maillage déterminé en fonction du dosage prévu et en étalant le liant avec des rateaux ou raclettes, soit en utilisant des épandeurs mécaniques, autonomes ou tractés par le véhicule d'alimentation.

Le malaxage à l'aide de scarificateurs à dents ou de charrues à disques attelés, ne conduit pas à de bons mélanges sol-liant ; ils peuvent cependant être utilisés dans le cas de traitement à la chaux ou en phase préliminaire d'ameublissement d'un sol avant utilisation d'un malaxeur.

Les malaxeurs rotatifs, ou pulvimixers, sont à axe horizontal le plus souvent, et quelques fois à axes verticaux ; ils comportent essentiellement un mélangeur (rotor à couteaux sous carter) et accessoirement une rampe d'arrosage, une trémie de répartition de produit stabilisant pulvérulent et un élément de précompactage. Il faut opérer par passes successives et éventuellement émietter au préalable le sol par un passage à sec, s'il est motteux.

Le compactage de la couche de forme doit permettre d'obtenir au moins 95 % de la densité maximale PROCTOR (voir chapitre 6 du présent tome).

La déflexion sous essieu de 13 t après prise du liant doit rester inférieure à 150/100 mm, le module EV2 doit être supérieur à 50 MPa ou le coefficient de restitution à la dynaplaque être au moins égale à 60 %. Ces seuils peuvent d'ailleurs être abaissés après réalisation de planches expérimentales.



**Photo 2.7.5.**

Traitement au ciment de la couche de forme à l'aide d'un pulvimixer

#### **7.5.5. Couche de fondation**

Des matériaux naturels sélectionnés sont largement utilisés en couche de fondation pour les trafics faibles et moyens. Dans le cas des trafics plus importants, on fait appel à des concassés ou à des semi-concassés ou on traite le matériau. Le traitement est employé quand on veut obtenir une couche de module intermédiaire entre le sol de plate-forme ou la couche de forme et une couche de base rigidifiée, ou quand on adopte le principe d'une chaussée inverse, cette disposition procurant un très bon effet d'enclume pour le compactage d'une couche de base en concassé.

Les matériaux naturels doivent avoir un CBR minimal de 30 (pour 95 %  $\gamma_d$  OPM) et une taille maximale des éléments de 60 mm. La teneur en eau et la portance sont contrôlées au stock de l'emprunt. Le réglage s'effectue à la niveleuse et le compactage par des engins adaptés au type de matériau (voir chapitre 6 du présent tome).



**Photo 2.7.6.**

Régalage de graveleux à la niveleuse ; couche de fondation

Parmi les tout-venant susceptibles de convenir, on peut citer outre les sables naturels et les graveleux latéritiques : arènes granitiques, graves naturelles, éboulis de pentes, tufs, scories et pouzzolanes volcaniques...

Dans le cas de certains matériaux naturels sujets à une évolution granulométrique au cours de leur préparation ou de leur mise en œuvre (comme les scories volcaniques ou les tufs), il est indispensable de prendre certaines dispositions pour leur conférer une stabilité suffisante sous compactage et une bonne portance (par exemple, enrichissement en fines et en mortier des scories et des cendres volcaniques).

Les matériaux concassés ou semi-concassés sont utilisés en couche de fondation des chaussées à trafic important, tout comme le traitement à la chaux ou au ciment (5 à 6 % de chaux et/ou 3 % de ciment) qu'on applique aux sables naturels limoneux ou argileux et aux graveleux latéritiques n'ayant pas, par eux-mêmes, des performances suffisantes.

Les couches de fondation sont mises en œuvre à pleine largeur sur la plate-forme ou la couche de forme, sur une épaisseur minimale de 15 cm et maximale de 25 cm par couche unitaire. L'épaisseur totale est modulée selon la portance du sol de plate-forme et le trafic attendu, et peut varier de 15 à 55 cm.

Les matériaux de couche de fondation sont compactés pour obtenir une densité en place d'au moins 95 % de  $\gamma_d$  OPM. Les déflexions (sous essieu de 13 t) obtenues en couche de fondation doivent être de l'ordre de 100 à 200/100mm et les modules EV2 au moins égaux à 100 ou 150 MPa.



**Photo 2.7.7.**

Approvisionnement, régalage et compactage d'une couche de fondation en graveleux latéritique

#### **7.5.6. Accotements**

On réalise les accotements avec le même matériau que la couche de fondation quand on ne court pas le risque d'enfermer le matériau de couche de base ayant une plus grande perméabilité que le matériau de la couche de fondation entre des barrières étanches. Dans le cas contraire (concassés), le matériau est répandu sur toute la largeur de la chaussée y compris donc en accotement.



**Photo 2.7.8.**  
Accotement revêtu d'un bicouche

### **7.5.7. Couche de base**

Les matériaux de la couche de base doivent avoir des qualités de résistance mécanique d'autant meilleures que les trafics à supporter sont plus intenses et plus lourds.

On continue, pour les trafics faibles et moyens, de préconiser l'emploi de matériaux naturels sélectionnés (graveleux latéritiques pour l'essentiel) pour autant que leur CBR (pour 95 %  $\gamma_d$  OPM) soit au moins égal à 80 (en règle générale après 4 jours d'imbibition). On sait qu'aux basses latitudes, les graveleux latéritiques atteignent difficilement ce seuil de portance, aussi doit-on les améliorer par des traitements mécaniques ou chimiques (cf chapitre 3).

Outre les graveleux latéritiques, on utilise de nombreux matériaux naturels ou traités en couche de base : encroûtements calcaires, sables argileux ou limoneux sélectionnés, concassés et semi-concassés, bétons de sols, graves, graveleux et sables traités aux liants hydrauliques, sables traités aux liants hydrocarbonés, graves bitume, graves émulsion.

L'amélioration par moins de 4 % de ciment pour des graveleux latéritiques, et moins de 6 % pour les sables, concerne les chaussées à trafic faible ou modéré. Des dosages plus élevés sont réservés aux trafics plus intenses ; on met alors en concurrence ces matériaux avec des graves-bitume qui sont seules recommandées dans le cas de trafics supérieurs à 4500 v/j.

Dans les chaussées "classiques", le module des matériaux est croissant de la base vers le sommet de la structure. Dans les chaussées "inverses", la couche de base en concassé repose sur une couche de fondation traitée aux liants hydrauliques (sable-ciment ou graveleux-ciment). Cette disposition permet d'obtenir un module élevé pour le concassé qui peut être surcompacté grâce à la rigidité de son support et d'éviter la transmission des fissures éventuelles à travers la couche de base.

Les matériaux traités aux liants hydrauliques sont fabriqués in situ ou en centrale. L'écueil principal avec ces mélanges est le début de prise à craindre avant la mise en place et le compactage.

Un ralentisseur de prise peut être utilisé et des précautions sont à recommander pour éviter que l'évaporation, ou au contraire une averse ne compromettent la qualité du produit (bâchage des camions et éventuellement cure du sol à l'émulsion ou au bitume fluidifié).

Le répandage est effectué à la niveleuse, au finisseur ou à l'autograder.



**Photo 2.7.9.**  
Couche de base approvisionnée en concassé de gneiss



**Photo 2.7.10.**  
La même couche de base avant réglage et imprégnation



Exception faite des sols-bitume réalisés in situ, les mélanges bitumineux sont fabriqués en centrale. Ils doivent être transportés rapidement pour que leur température de répandage et de compactage reste suffisante. Ils sont mis en œuvre au finisseur.

Les mélanges bitumineux doivent être mis en place dans des conditions météorologiques favorables et il faut éviter leur répandage sous la pluie.

Les épaisseurs des couches de base sont comprises généralement, pour les trafics usuels des pays tropicaux, entre 15 et 25 cm.

L'accrochage des couches traitées sur la couche de fondation s'effectue au moyen d'émulsions ou de cut-backs qui sont aussi utilisés pour la protection et la cure ou l'imprégnation de la surface des couches de base (300 g par m<sup>2</sup> de bitume résiduel).

Le compactage doit être très poussé et aboutir à des compacités d'au moins 95 % de la densité maximale OPM pour les matériaux non bitumineux et à plus de 95 % ou 100 % des valeurs des performances obtenues au laboratoire pour les matériaux bitumineux.

Les ateliers de compactage dont la composition et les plans de marche sont définis au moyen de planches expérimentales peuvent comprendre des compacteurs vibrants ou mixtes ou des associations de compacteurs à pneus et de cylindres vibrants (cf tableau du chapitre 6).

#### **7.5.8. Couche d'imprégnation et d'accrochage**

On imprègne généralement une couche de base, mais on peut également imprégner une plate-forme ou toute autre couche que l'on souhaite protéger des intempéries.

Sur sable bitume, on répand dès la fin du compactage une émulsion cationique ou un bitume fluidifié 150/250 à raison de 600 g/m<sup>2</sup> de bitume résiduel.

Sur grave émulsion, on applique 900 à 1200 g/m<sup>2</sup> d'émulsion selon la texture lisse ou granuleuse et on termine aussi par un sablage.

Sur les graveleux latéritiques ciment, on répand après compactage un enduit de cure à l'émulsion cationique à 300 ou 500 g/m<sup>2</sup> de bitume résiduel.

Sur les concassés, la surface est fermée par une imprégnation de bitume fluidifié 0/1 ou 10/15.



**Photo 2.7.11.**

Imprégnation d'une couche de base en concassé par de l'émulsion

En cas de surdosage et après rupture des émulsions ou évaporation des solvants des cut-backs, on procède à un sablage suivi d'un balayage énergétique, avant de mettre en place la couche sus-jacente.

En couche d'accrochage ou de collage entre une couche de base traitée et le revêtement, on utilise des bitumes fluidifiés à séchage moyen (50/100 à 400/600) ou rapide (100/250) ou des émulsions à rupture rapide. Le dosage en bitume résiduel varie en fonction de la nature des couches à coller (de 0,6 à 0,4 kg/m<sup>2</sup> dans le cas de grave-ciment à 1 ou 1,5 kg/m<sup>2</sup> pour des couches de base à structure plus ouverte).

### **7.5.9. Couches de roulement**

Elles doivent assurer le confort et la sécurité de circulation des usagers (uni et adhérence satisfaisants) en même temps que la protection des couches sous-jacentes de la chaussée et de son support (imperméabilité).

Elles sont constituées d'enduits superficiels ou d'enrobés à froid ou à chaud, et leur épaisseur varie de la grosseur des plus gros gravillons des enduits superficiels (18 à 25 mm) à 10 cm pour les tapis de béton bitumineux (4 cm étant, dans le cas des bétons bitumineux classiques, l'épaisseur minimale à mettre en œuvre).



**Photo 2.7.12.**  
Enduit superficiel bicouche  
L'imprégnation recouvre le bord de l'accotement

Les couches de liaison qui peuvent exister dans des chaussées épaisses, peuvent être définies comme des sous couches de roulement intercalées entre la couche de surface et la couche de base. Ce sont des couches bitumineuses à caractéristiques moyennes.

La fabrication de ces matériaux est effectuée en centrale (sables-enrobés, enrobés denses, béton bitumineux) ou par des ateliers mobiles spéciaux (coulis et enduits superficiels).

Le transport des produits des centrales se fait de préférence dans des camions bâchés.

Les températures de répandage par les finisseurs doivent rester dans les limites d'utilisation des classes de bitume.



**Photo 2.7.13.**

Répannage au finisseur et compactage d'un revêtement en béton bitumineux

Le compactage est réalisé par des ateliers adaptés aux types de matériaux et déterminé sur planches d'essais.

Pour les **sables-enrobés**, un compactage est obtenu grâce à la table et aux lames vibrantes du finisseur ; on opère ensuite avec un compacteur à pneus lisses de 8 t, ou un compacteur à pneus légers (à 2 t par roue), ou par un vibrant léger suivi d'un tandem à jante lisse de poids inférieur à 10 t. On doit obtenir un taux de compacité minimal  $\gamma_d$  in situ par rapport à  $\gamma_d$  au laboratoire de l'essai DURIEZ, de 0,93 à 0,95.

**Les enrobés denses** sont compactés soit au cylindre à pneus soit au rouleau vibrant puis au cylindre à jante lisse. Le taux de compacité doit être au moins égal à 95 % de la compacité MARSHALL ou 97 % de la compacité DURIEZ.

Le compactage des **bétons bitumineux** collés sur leur support par une émulsion cationique à 300 g/m<sup>2</sup> de bitume résiduel, est effectué au compacteur à pneus (charge de 3 t par roue gonflée à 7,5 bars) ou au rouleau vibrant léger (M/L < 35 kg/cm), et achevé au cylindre statique.

Les mêmes compacités que pour les enrobés denses sont à obtenir.

**Les coulis bitumineux** sont fabriqués et répandus par la même machine, et seuls les enrobés coulés à froid (ECF) peuvent être légèrement compactés. C'est essentiellement le savoir-faire de l'entreprise qui peut garantir leur réussite.

En ce qui concerne les **enduits superficiels** (voir chapitre 3.4.5.), la première opération sur le chantier, après le choix de la formule, la mobilisation des moyens, les approvisionnements en granulats et en liant, consiste à préparer le support par un simple balayage, par un hersage s'il s'agit d'une grave non traitée, ou par une imprégnation avec un liant fluide 0/1 ou 10/15 ou avec une émulsion cationique surstabilisée de 0,8 à 1,5 kg/m<sup>2</sup> de bitume résiduel.

Lorsque le support est constitué d'un matériau traité aux liants hydrauliques, on procède à un balayage et à une imprégnation, et éventuellement à un cloutage de gros gravillons s'il s'agit de sables-ciment.

Pour les matériaux traités au bitume, on se contente de surdoser la première couche de liant de 15 % si le support a un aspect fermé.

Un atelier type pour enduits superficiels se compose d'une balayeuse, d'un répandeur de liants, de gravillonneurs, de compacteurs à pneus et d'une balayeuse aspiratrice passant après la mise en service de la route.

Le répandage du liant s'effectue sous pression par des rampes à jets multiples à diffuseurs identiques, régulièrement disposés sur le corps central et les allonges. Elles doivent assurer un recouvrement des projections de liant.

Les gravillonneurs comportent des dispositifs distributeurs par gravité, par rouleaux distributeurs ou par vibration. Il existe des gravillonneurs portés, automoteurs ou poussés.

Le cylindrage des enduits est réalisé au moyen de compacteur à pneus lisses (charge par roue de 1,5 t). On proscrie les rouleaux à jante lisse d'acier qui écrasent les gravillons.

Le rejet de gravillons d'un enduit bien fait ne doit pas excéder 5 % ; il faut l'éliminer au bout de 24 à 48 h.

Le contrôle consiste à vérifier le matériel et la qualité des produits avant le début l'exécution puis, pendant son déroulement, la température de répandage du liant et le dosage des granulats et du liant.

## 7.6. ROUTES EN TERRE

### 7.6.1. Généralités

Les routes en terre sont des voies caractérisées par une couche supérieure dite couche de roulement en matériaux sélectionnés, et une couche dite d'amélioration tenant lieu de couche de fondation. Dans de nombreux cas il n'existe en fait qu'une seule couche constituant la chaussée de la route en terre.



**Photo 2.7.14.**

Route en terre ; couche de roulement en graveleux pouzzolanique

#### 7.6.1.1. Dimensionnement de la chaussée

Outre qu'elle assure le confort de circulation des véhicules, la couche de chaussée dissipe les contraintes exercées par les charges et s'oppose donc au poinçonnement des sols de plate-forme.

L'épaisseur à lui donner dépend de la portance des sols, du trafic et des caractéristiques des matériaux choisis. La circulation et les agents atmosphériques entraînent une usure des matériaux qu'il faut compenser par des rechargements périodiques, afin que l'épaisseur de la chaussée ne devienne pas inférieure à un seuil au-delà duquel il y a poinçonnement du sol de plate-forme.

Bien que l'on utilise des matériaux à caractéristiques réduites, exploités le plus près possible du tracé, il est nécessaire que des spécifications minimales soient satisfaites si l'on veut éviter les bourbiers en saison des pluies, et limiter la formation de poussière et de tôle ondulée en saison sèche.

### **Critère du dimensionnement vis à vis du poinçonnement de la plate-forme**

Le dimensionnement est approché au moyen de la méthode CBR à partir de la formule de PELTIER :

$$e = \frac{100 + (75 + 50 \log N/10) \sqrt{P}}{(CBR) + 5}$$

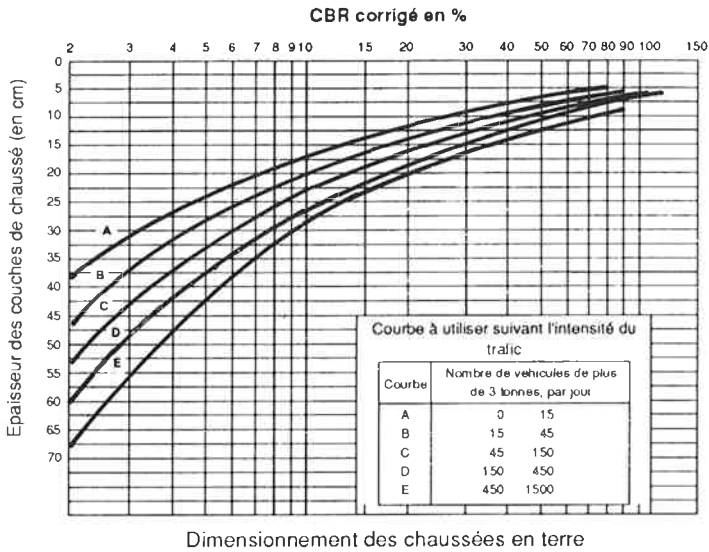
e = épaisseur en cm

N = nombre de véhicules de plus de 3 t, par jour

P = poids de la roue maximale en t (6,5 t).

(CBR) = Indice "CBR corrigé" mesurant la portance du sol de plate-forme ; il est déterminé en prenant en compte dans l'essai, non pas la pression correspondant à un enfoncement de 2,5 mm du poinçon, mais la moitié de la pression de rupture au poinçonnement. On considère en fait un indice portant légèrement supérieur à celui habituellement retenu du fait que l'on admet une certaine plastification du sol de la plate-forme.

On peut également utiliser les abaques de dimensionnement du Road Research Laboratory.



**Fig. 2.7.6.**  
Abaques du Road Research Laboratory

### Couche de forme

Il est recommandé, lorsque le sol de plate-forme a une portance CBR inférieure à 10, de placer une couche de forme d'un matériau ayant un CBR au moins égal à 10 avant de mettre en place la couche de roulement.

CBR	< 30 V/J	30 - 100	100 - 300
1 - 5	30	35	40
5 - 10	15	20	25

**Fig. 2.7.7.**  
Épaisseur de la couche de forme en cm, selon CBR et trafic



### Critère vis à vis de l'usure annuelle

Les épaisseurs calculées ci-dessus doivent être augmentées compte-tenu de la perte annuelle subie par les matériaux sous l'influence du trafic et des ruissellements, et de la périodicité retenue pour les rechargements.

Plusieurs méthodes d'estimation de l'usure annuelle des routes en terre sont disponibles :

a) Estimation CEBTP portant sur l'observation de routes d'Afrique tropicale.

TRAFFIC (VEHICULES/JOUR)	USURE ANNUELLE
10 - 30	1 cm
30 - 100	2 cm
100 - 300	3 cm

Fig. 2.7.8a.

b) Etude de la commission économique des Nations-Unies pour l'Afrique

$$GL_A = f \cdot \left| \frac{TA^2}{TA^2 + 50} \right| [4.2 + 0.092 T_A + 3.50 R^2 + 1.88 V_C]$$

$GL_A$  = perte annuelle moyenne de gravier en mm :

$f$  = 0.94 pour graveleux latéritique

$f$  = 1.1 pour gravier quartzique

$f$  = 0.7 pour gravier volcanique

$f$  = 1.5 pour gravier corallien

$T_A$  = trafic annuel dans les deux directions en milliers de véhicules ;

$R$  = pluviométrie annuelle en mètres ;

$V_C$  = pente (m par km)

Ceci conduit aux chiffres ci après :

Trafic journalier (Véhicules/jour)	Climat pluvieux zone montagneuse		Climat sec	
	Gravier latéritique	Gravier quartzeux	Gravier latéritique	Gravier quartzeux
25 .....	16	18	4,5	7
150 .....	28	33		
400 .....	37	42	19	30

Fig. 2.7.8b. Ordre de grandeur des pertes annuelles de matériaux, en mm

*c) Etude au Cameroun*

NOMBRE DE VEHICULES PAR AN	USURE (CM)
50 000	2,5
100 000	3,4
200 000	4,0

Fig. 2.7.8c.

**7.6.1.2. Qualité des matériaux**

**Couche de forme**

Les exigences de qualité pour les matériaux de couche de forme se limitent à l'obtention d'un CBR minimal de 10. Dans le cas d'utilisation d'éboulis rocheux ou d'altérites à blocs, la dimension maximale des éléments doit être inférieure ou égale à 80 mm.

### Couche de roulement

Si le trafic est supérieur à 30 véhicules par jour, un CBR corrigé de 30 est pris en compte ; un CBR de 20 est considéré comme suffisant si le trafic est inférieur à 30 véhicules par jour.

Si la route doit être ultérieurement revêtue, le matériau de la chaussée en terre servira plus tard de matériau de couche de fondation ; il faudra alors qu'il ait conservé un CBR (classique) au moins égal à 30.

Les fuseaux granulométriques recommandés pour les matériaux de route en terre sont les suivants :

Diamètre	% Passant		
	1	2	3
40 mm .....	100	100	100
20 mm .....	70-100	65-100	85-100
10 mm .....	50-90	45-85	40-95
5 mm .....	30-60	30-68	23-77
2 mm .....	25-50	25-55	18-62
1 mm .....	20-40	20-48	15-54
0,5 mm .....	15-35	15-37	12-43
0,2 mm .....	10-30	12-32	10-38
0,08 mm .....			

Fig. 2.7.9. Fuseaux granulométriques (Biblio 129)

Les caractéristiques de plasticité admissibles dépendent des conditions climatiques :

CLIMAT	LL. maxima.	IP
Chaud et humide	70	15-35
Tropical à saison sèche	75	20-40
Aride	80	20-45

Une plasticité minimale est d'autant plus nécessaire à obtenir que le matériau est mis en œuvre en zone plus sèche. On peut envisager d'améliorer la rétention d'eau sous tous les climats arides, en ajoutant au matériau du chlorure de calcium ou du chlorure de sodium.

Le principal inconvénient des chaussées en terre, après la poussière pendant la saison sèche, reste la tôle ondulée contre laquelle il est difficile de lutter. Il semble que, toutes choses égales par ailleurs, et notamment à trafic constant, elle se forme d'autant plus facilement que le climat est sec et le matériau peu cohérent ; il faut donc rechercher à utiliser des matériaux suffisamment cohésifs. Il n'en demeure pas moins que ce phénomène n'est que retardé et que les moyens mécaniques restent à prévoir pour écrêter périodiquement les ondulations.

L'expérience semble montrer que les meilleurs matériaux utilisables pour les routes en terre possèdent l'un des couples de valeurs (C,φ) (Biblio 129).

C (MPa)	φ degrés
0,25	0
0,12	10
0,10	20
0,09	30
0,08	40

La bonne tenue des routes en terre est liée à la qualité des matériaux disponibles à proximité des tracés.

Un effort particulier doit être fait dans le domaine de la sélection des matériaux qui, trop souvent, n'est pas effectuée dans de bonnes conditions.

En pays sec, il faut essayer de mobiliser les forces de succion pour maintenir une cohésion s'opposant à la désagrégation des matériaux, et retardant la formation de tôle ondulée.

En pays très humide, les problèmes de drainage sont prédominants ; on doit construire les routes le plus possible en remblai.



## CHAPITRE 8

### LES OUVRAGES D'ART ET LES BACS

#### 8.1. PRINCIPALES CATEGORIES D'OUVRAGES D'ART

On appelle ouvrages d'art les constructions :

- soit par lesquelles une voie de communication (route, voie ferrée, canal) franchit un obstacle naturel (cours d'eau, talweg profond) ou une autre voie de communication :
- soit qui permettent d'assurer le soutènement des terres.

Les principales catégories d'ouvrages d'art sont :

a) **Les ponts**, qui peuvent être classés suivant :

La nature de la brèche franchie: cours d'eau, voie routière, large vallée ;

la durée de vie pour laquelle l'ouvrage est construit (voir paragraphe 8.3.3. ci-après)

b) les **petits ouvrages hydrauliques** : les radiers, ponts submersibles, buses et dalots.

c) Les **ouvrages de soutènement**, comprenant notamment :

- les murs qui retiennent les terres là où il est impossible ou inopportun de leur laisser leur pente naturelle ;
- les tranchées couvertes qui peuvent remplacer avantageusement les murs dans le cas de talus raides et instables, et qui sont également utilisées, en ville, pour superposer plusieurs niveaux de circulation.

d) Les tunnels auxquels on a recours lorsque la route doit passer à un niveau trop inférieur à celui du terrain naturel pour que la réalisation d'une tranchée puisse être envisagée.

Les tranchées couvertes et les tunnels étant relativement peu utilisés dans les zones tropicales ou désertiques ne sont pas étudiés dans le présent manuel.

Les bacs peuvent être considérés comme des ouvrages de franchissement, en ce qui concerne le besoin auquel ils répondent. Ils correspondent cependant à des techniques très particulières dont on trouvera la description au chapitre 8.6.

## **8.2. ACTION DE L'EAU ET CHOIX DE L'OUVRAGE**

Les ouvrages hydrauliques les plus couramment rencontrés, surtout en zone tropicale, sont les ponts. Ils sont fortement soumis au régime des rivières qu'ils franchissent.

Les dégâts constatés sur ce type d'ouvrage résultent le plus souvent d'un environnement agressif au niveau des fondations et des appuis du fait des affouillements dans le lit et de l'érosion des berges. L'action de l'eau est donc fondamentale et il convient de prendre les mesures nécessaires pour la prévenir.

### **8.2.1. Affouillements**

#### **8.2.1.1. Description du phénomène**

Le phénomène d'affouillement est assez bien connu dans ses généralités, mais très difficile à estimer dans chaque cas particulier.

L'affouillement est le résultat de l'entraînement des matériaux solides composant le lit de la rivière. L'entraînement des matériaux est lié directement à la vitesse d'écoulement des eaux ; au fond du lit, cet écoulement n'est pas uniforme mais tourbillonnaire.

L'entraînement des matériaux peut s'effectuer de trois manières différentes, selon leur grosseur :

- les éléments les plus fins sont mis en suspension et y sont maintenus par le mouvement tourbillonnaire des eaux ;
- les éléments moyens progressent par sauts ;
- les éléments les plus gros descendent et restent au fond.

Il est à noter que la mise en suspension des éléments fins a pour effet d'augmenter la densité du mélange et par suite la poussée d'Archimède, facilitant ainsi le déplacement des éléments moyens et gros.

La mobilisation et le déplacement des éléments du fond du lit d'une rivière constituent l'affouillement général.

L'obstacle que représente une pile ou une culée dans l'écoulement des eaux, en période de crue notamment, se traduit par une augmentation de la vitesse aux alentours de cet obstacle, vitesse qui peut provoquer un affouillement local.

#### 8.2.1.2. Estimation de la profondeur d'affouillement

Cette estimation est très délicate à faire, car il n'y a jamais eu d'observation systématique faite sur un grand nombre d'ouvrages.

Aussi peut-on donner seulement quelques règles générales car comme le disaient MM. TERZAGHI et PECK (Biblio 5) :

«Comme toute prévision sérieuse en matière d'affouillement réclame une expérience étendue et un jugement très sûr, seuls des spécialistes pourront en faire».

L'affouillement général est surtout accentué dans les rivières dont le lit est soit encadré par de hautes berges, soit bordé de digues. Toutefois il peut se produire également dans le lit majeur et l'étude de photographies aériennes peut être à ce sujet instructive car elle donne une idée de l'évolution de la rivière dans le temps.

Les coupes de sondages peuvent mettre en évidence des couches dures et pratiquement inaffouillables à faible profondeur (rocher, marne compacte, etc.), mais il faut se méfier de tous les matériaux sans cohésion et qui peuvent être entraînés par les eaux (sable, gravier, vase, etc.) De même, les coupes de sondages peuvent faire apparaître un niveau d'affouillement d'une couche de sable, graviers ou galets, enfouie sous des couches de limons.

MM. TERZAGHI et PECK, déjà cités, formulent à ce sujet la recommandation ci-après :

«Dans le cas où aucune étude des affouillements n'a été entreprise par un spécialiste et où il faudrait creuser très profondément pour atteindre la roche ou une couche à l'épreuve de l'affouillement, il est recommandé d'asseoir la fondation à un niveau dont la profondeur, mesurée à partir du fond de la rivière en période de basses eaux, soit au moins égale à quatre fois l'écart maximum constaté entre les hautes et les basses eaux».

Après le passage de la crue, l'affouillement général est souvent invisible.



Les affouillements localisés qu'on peut constater ne représentent souvent qu'une partie de l'affouillement maximal qui s'est réellement produit au cours de la crue. Ils ne se manifestent que par leurs conséquences : affaissement d'une pile, ouvrage emporté.



**Photo 2.8.1.** Affouillement de fondation (Burundi)

Pour tenter de les évaluer, il faut sonder la rivière pendant la crue. L'emploi de chaînes lestées ne donnant que des résultats aléatoires dès que la vitesse du courant dépasse 1 à 2 mètres par seconde, il est préférable de faire les mesures à l'aide d'un sondeur à ultra-sons. Cet appareil, qui est relativement petit et léger, peut être placé au bout d'une perche et tenu immergé depuis le pont. ( fig. 2.8.1.). Il existe aujourd'hui des sondeurs à ultra-sons faciles à utiliser et d'un prix modéré. Il serait donc bon que les services responsables de l'entretien des ponts constituent des équipes qui seraient chargées d'aller mesurer les affouillements en période de crue.

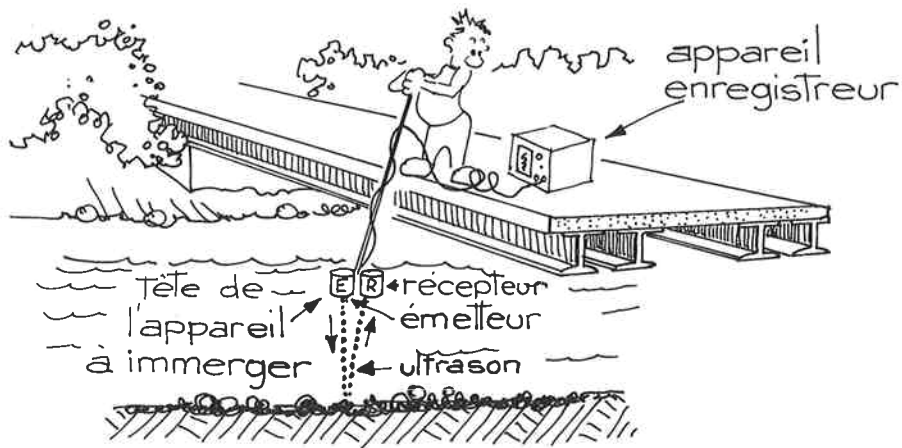


Fig. 2.8.1. Schéma de mesure par sondeur à ultra-sons

### 8.2.1.3. Calcul de la profondeur d'affouillement

La profondeur d'affouillement au droit des piles d'un pont peut être considérée comme le résultat de trois termes (voir fig. 2.8.2) :

- profondeur appelée « profondeur normale d'affouillement », qui est celle se produisant dans un lit uniforme et résultant d'une modification du débit ;
- profondeur due à la réduction de section du cours d'eau, provenant des remblais d'accès;
- profondeur d'affouillement local due à la présence des piles.

On trouvera dans le manuel d'Hydraulique Routière (Biblio 99) le détail du calcul de ces différents termes.

Ce calcul nécessite la connaissance des paramètres suivants :

- vitesse du courant en amont du pont;
- granulométrie des matériaux constitutifs du lit;
- profondeur moyenne de l'écoulement ou débit de projet;
- section mouillée et largeur niveau du lit mineur de la rivière correspondants à la crue de projet.

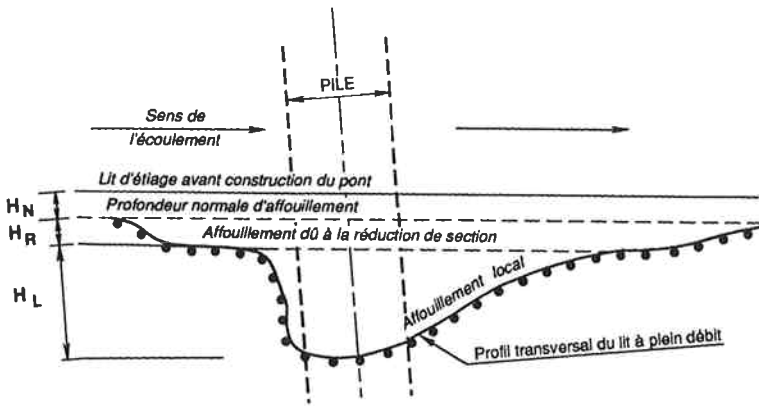


Fig. 2.8.2. Les trois types d'affouillement au droit d'un ouvrage.  
Source Biblio 99

#### 8.2.1.4. Protection des piles de pont contre les affouillements

Les ponts devront être fondés à des profondeurs suffisantes pour que leur stabilité soit assurée même en cas d'affouillement maximum.

Il convient, lors de la conception des ponts de respecter d'une part, les principes généraux afin de limiter au maximum les affouillements et d'autre part, au cas où malgré les précautions ainsi prises les affouillements atteignent encore des profondeurs dangereuses, de mettre en œuvre des protections localisées.

Pour réduire les affouillements on s'efforcera:

- de limiter la vitesse d'écoulement actuel de l'ouvrage en faisant en sorte que les accès coupent le moins possible le lit du cours d'eau à franchir et que les piles soient en faible nombre, de dimensions réduites et de forme appropriée ;
- de limiter l'obstacle constitué par les piles, en particulier en disposant les piles dans la direction du courant dans le cas de pont biais et en leur donnant des formes appropriées (avant-becs en arcades ou en ogive, fûts circulaires,...).

On peut d'autre part réaliser une protection directe contre les affouillements grâce aux procédés ci-après :

a) Tapis d'enrochements

Il s'agit de la méthode la plus couramment utilisée. On déverse des blocs d'enrochements dans la fosse d'affouillement. L'expérience montre que ce type de protection, quand il est bien exécuté, peut réduire, voire supprimer les affouillements.

La détermination du diamètre des enrochements se fait généralement à l'aide de la formule d'IZBASH

$$V_{\max} = 0,6 \sqrt{\frac{2g(\rho_s - \rho)}{\rho}} \Delta \quad \text{ou} \quad \Delta = \frac{2,8 V^2}{2g} \times \frac{\rho}{\rho_s - \rho}$$

Formule dans laquelle :

- $V_{\max}$  = vitesse moyenne maxima de l'écoulement en période de crue (en m/sec),
- $g$  = accélération de la pesanteur ( $9,80 \text{ m/s}^2$ ),
- $\rho_s$  = masse volumique de l'enrochement ( $\text{kg/m}^3$ ),
- $\rho$  = masse volumique de l'eau ( $\text{kg/m}^3$ ),
- $\Delta$  = diamètre de l'enrochement (m).

Pour éviter tout affouillement, les dimensions en plan du tapis doivent être de l'ordre de trois fois le diamètre de la pile. Pour une pile circulaire, son épaisseur doit être la plus grande des deux valeurs : dimension de la pile perpendiculaire au courant, ou triple du diamètre des enrochements.

Toutefois, il faut effectuer une surveillance régulière, car le tapis d'enrochements nécessite des recharges fréquentes, notamment après de fortes crues qui ont pour effet d'entraîner les enrochements vers l'aval ou vers le fond de la fosse d'affouillement qui se forme autour du tapis d'enrochements.

b) Battage d'enceinte de palplanches

Cette méthode peut être utilisée pour protéger une pile existante ou pour réaliser une fondation.

Le sol enfermé dans l'enceinte est ainsi protégé contre les affouillements à condition que les palplanches aient été battues jusqu'à une couche inaffouillable.

Dans le premier cas on prendra soin de s'informer sur les dimensions et le type des fondations existantes afin d'éviter de les détériorer lors du battage des palplanches, soit directement, soit par ébranlement.

Dans le second cas cette méthode peut permettre de fonder l'ouvrage sur semelle, si la portance du sol l'autorise. Ce mode de fondation est utilisé pour des ouvrages de faible importance (ponts sur radier général en site érodable). Dans le cas de grands ouvrages, l'enceinte de palplanches est utilisée comme batardeau, et permet, à condition qu'elle soit fichée dans un terrain imperméable, d'être à l'abri de l'eau pour faire les fouilles et les travaux de fondation.

## 8.2.2. Force exercé par le courant sur le pont

### 8.2.2.1. Action de l'eau

Lorsqu'un courant d'eau rencontre un obstacle, il développe sur celui-ci un système complexe de forces. Dans le cas où cet obstacle a un plan de symétrie parallèle à la direction du courant, on admet que la résultante de ce système de forces est horizontale et qu'elle peut être représentée par une expression du type :

$$R = KSV^2$$

dans laquelle :

K est un coefficient dépendant de la forme de l'obstacle,

S est la surface du maître-couple (surface limitée par le contour de la projection orthogonale de l'obstacle sur un plan perpendiculaire à la direction du courant),

V est la vitesse du courant.

Pour les piles non profilées et si R est exprimé en kilogrammes, S en mètre carré et V en mètre par seconde, on prend  $K = 80$ .

Pour les piles profilées on prend avec les mêmes unités,  $K = 40$ .

Dans le cas où le courant frappe la pile obliquement, il peut en plus développer une force perpendiculaire au plan de symétrie de la pile dont l'intensité peut atteindre  $50 SV^2$ .

Sur les rivières calmes de telles forces sont négligeables. Par contre dans les régions où les averses sont violentes, la végétation rare et le relief marqué (Afrique du Nord, Madagascar) la vitesse du courant peut atteindre 7 à 9 m par seconde ce qui se traduit sur les surfaces qui lui sont opposées par des forces de 4 à 6 tonnes par mètre carré largement suffisantes pour renverser un pont qui n'aurait pas été spécialement conçu pour leur résister.

Pour la justification des calculs d'équilibre d'un pont sous l'action du courant on supposera que la vitesse du courant n'est pas inférieure à 3 m/s.

#### **8.2.2.2. *Charriage***

En cas de fort débit et de grandes vitesses d'écoulement, il peut se produire une érosion des berges avec entraînement de la végétation qui y poussait. Dans le cas de grosses rivières, ce sont parfois même des arbres qui dérivent ainsi au fil de l'eau.

Les éléments les plus gros constituent un danger particulièrement grand pour les ponts car, en raison de leur masse et de leur vitesse, ils sont susceptibles de produire des chocs violents sur les piles. Heureusement, ils portent à leurs extrémités un enchevêtrement de racines ou de branches qui jouent le rôle d'amortisseur, mais les chocs même amortis restent redoutables, et il convient de s'en préoccuper.

Les autres éléments, qui individuellement n'auraient qu'une action négligable, deviennent très dangereux, lorsque retenus par les plus gros, ils s'accumulent sur les piles car ils augmentent considérablement les surfaces que celles-ci opposent au courant et par suite les efforts de renversement auxquels elles sont soumises. Cette éventualité est surtout à craindre lorsque les piles sont rapprochées et que certains éléments arrivent à prendre appui simultanément sur deux d'entre elles. Dans ce cas, cet élément étant le siège d'une accumulation de débris végétaux, le phénomène s'amplifie.

Enfin, le rétrécissement du débouché consécutif à ces accumulations de débris végétaux a pour effet de relever le plan d'eau à l'amont et d'augmenter la vitesse sous l'ouvrage. Les affouillements sont alors aggravés ce qui diminue la résistance de l'ouvrage au renversement alors que les forces tendant à le renverser augmentent ; lorsque les rives sont érodables ou de faible hauteur le rétrécissement du débouché favorise aussi le contournement des culées par la rivière.

#### **8.2.2.3. *Conséquences sur la conception des ouvrages.***

L'importance des forces auxquelles un courant violent est susceptible de soumettre un ouvrage nécessite que l'on prenne des précautions particulières pour qu'il puisse y résister.

Il faut d'abord rechercher quelle est la direction des courants les plus forts, afin d'éviter que les piles ne reçoivent le courant par leur travers, et ne soient ainsi soumises à des efforts de renversement dans la direction dans laquelle leur stabilité est souvent difficile à assurer.

Il faut ensuite donner aux piles une forme suffisamment élancée pour que l'action du courant soit faible, et suffisamment résistante pour qu'elles puissent s'opposer aux efforts de flexion dus à cette action du courant (lesquels sont particulièrement élevés en site affouillable).

Il faut adopter des portées suffisamment longues, surtout en cas de charriage, pour que la présence des piles ne rétrécisse pas trop le passage de l'eau, et que l'accumulation de débris végétaux ne puisse pas aboutir à la constitution d'un barrage et pour que chaque pile soit suffisamment large et chargée pour avoir une bonne résistance aux chocs et aux efforts de renversement.

Il faut enfin prévoir au-dessus du niveau des plus hautes eaux un tirant d'air dimensionné en fonction de l'importance des plus gros éléments charriés. Pour les petits ouvrages, il est recommandé de prévoir un tirant d'air au moins égal à 1 m.

### **8.2.3. Débouché linéaire des ouvrages hydrauliques**

L'ouvrage de franchissement doit laisser à l'eau un passage suffisant pour qu'elle ne risque pas de produire une érosion qui mette la route ou l'ouvrage lui-même en danger. D'une manière générale, il faut modifier le moins possible les conditions naturelles d'écoulement du cours d'eau. L'ouvrage doit enjamber le lit mineur (zone où se rassemble l'eau en dehors des grandes crues) et réserver une partie suffisante du lit majeur pour que la vitesse y reste acceptable. Le rétrécissement du lit naturel ne peut être envisagé que dans des cas très exceptionnels.

On se reportera au paragraphe 5.3.4.1. du présent tome pour les diverses méthodes d'évaluation des débits à écouler.



**Photo 2.8.2.** Débouché insuffisant  
Remblai d'accès emporté

#### **8.2.4. Choix du type d'ouvrage hydraulique**

Les considérations qui président au choix du type d'ouvrage, et de la cote du tablier, sont de trois ordres : nature de l'écoulement, rôle (ou services attendus) de l'ouvrage et coût. On a alors à choisir entre les différents types suivants : pont à tablier hors d'eau, pont à tablier submersible, radier, pont ouvrant, pont flottant ou tout simplement bac.

##### **8.2.4.1. Considérations relatives à la nature de l'écoulement**

Sur les rivières dont le débit est régulier on aura presque toujours avantage à réaliser des ponts hors d'eau. Toutefois, lorsque le débit est irrégulier, et s'il n'est pas indispensable d'assurer la permanence du trafic, on pourra prévoir des ponts submersibles (voir paragraphe 8.3.8. ci-après), s'il existe une longue période à débit moyen ou faible, ou des radiers (voir paragraphe 8.3.7. ci-après) lorsque le débit est nul, ou très faible, la majeure partie du temps. Il faut toutefois noter que les ponts submersibles constituent un obstacle important dans le lit de la rivière et sont rarement à recommander.



#### **8.2.4.2. Considérations relatives au rôle de l'ouvrage**

La première concerne la permanence de la circulation ; elle ne sera assurée que si la cote du tablier est supérieure à celle des plus hautes eaux, Lorsqu'une interruption de trafic peut être admissible pendant quelques heures, quelques jours, voire quelques mois (une saison des pluies par exemple) et si la nature de l'écoulement le permet (voir ci-dessus), on peut envisager la construction d'ouvrages submersibles soit du type pont, soit du type radier.

La seconde concerne le maintien de la navigation éventuelle sur le cours d'eau franchi. Si le cours d'eau est navigable, on pourra soit laisser un tirant d'air compatible avec le gabarit des bateaux, soit réaliser des ponts ouvrants. Dans le premier cas, il convient de s'assurer que le tirant d'air est compatible avec les plus fortes crues navigables susceptibles de se produire. Dans le second, il faut noter que d'une part, les frais de construction et d'exploitation de ces ouvrages sont élevés et que d'autre part, ils n'assurent pas la permanence du trafic routier. Ces ouvrages sont donc rarement construits en rase campagne et on n'en trouve guère que dans les ports où la place manque pour installer de gros remblais d'accès. Il faut toutefois signaler le cas particulier des rivières qui ne sont navigables qu'en crue (pendant la saison des pluies par exemple) et sur lesquelles il est concevable de construire un pont dont le tablier émergera en période de basses eaux et sera submergé en période de hautes eaux, permettant ainsi le passage des bateaux. Un ouvrage de ce type existe à Kayes (Mali), la circulation automobile se fait par bac lorsque le pont est submergé.

Le franchissement par bac présente l'avantage d'être peu coûteux en investissement mais impose de longues attentes aux usagers et peut entraîner des frais de fonctionnement assez lourds.

Le franchissement par pont flottant peut apporter une solution intéressante sur un cours d'eau lent et large mais il constitue un obstacle à la navigation.

#### **8.2.4.3. Considérations relatives au coût**

L'ouvrage idéal assure la permanence du trafic aussi bien sur l'axe considéré que sur le cours d'eau franchi. Des considérations de coût amènent parfois à préférer des ouvrages ne remplissant qu'imparfaitement ces deux fonctions. Le choix de tels ouvrages doit résulter d'une étude économique.

## 8.3. OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT

### 8.3.1. Généralités

Un pont ou un radier doivent répondre à divers impératifs résultant soit de dispositions réglementaires, soit de phénomènes naturels. Parmi les dispositions réglementaires figurent :

- les charges et surcharges qui sont définies par un règlement de calcul ;
- les méthodes de calcul à utiliser pour vérifier la stabilité du pont ;
- la définition géométrique de la voie portée ;
- les gabarits des voies franchies (routes, voies ferrées, cours d'eau navigables).

Parmi les phénomènes naturels figurent :

- le débit du cours d'eau (vitesse maximale et plus hautes eaux) ;
- les risques d'érosion et d'affouillement ;
- la nature du sol de fondation ;
- les sujétions particulières de chantier.

Les dispositions réglementaires sont prédominantes pour la conception des tabliers, tandis que les phénomènes naturels interviennent principalement sur l'implantation et le choix des fondations.

### 8.3.2. Charges et règlements de calcul

L'ouvrage d'art, et en particulier l'ouvrage de franchissement, doit être capable de faire passer sans dommage les véhicules qui seront appelés à circuler sur la voie qu'il porte, au cours de son existence. La première décision à prendre lorsqu'on lance un programme d'ouvrages est donc de choisir les surcharges que le pont devra être capable de porter dans des conditions normales de sécurité.

#### 8.3.2.1 *Système français*

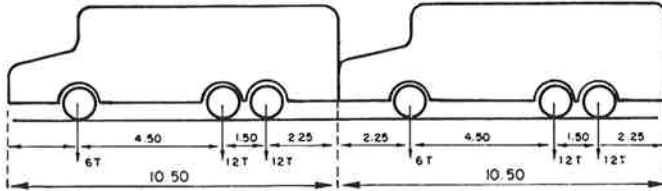
Nous parlons d'abord du système français, parce qu'il sous-tend un certain nombre de règlements nationaux dans les pays francophones.

Le fascicule 61 titre II du Cahier Français des Prescriptions Communes (Biblio 26) définit un ensemble de surcharges. Celui-ci comprend de façon non cumulative :

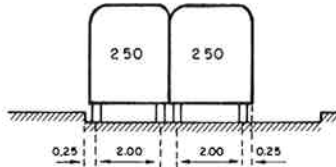
- une surcharge uniformément répartie dont l'intensité, variable avec la longueur d'application, va de 1 866 kg/m<sup>2</sup> pour 10 m à 400 kg/m<sup>2</sup> pour 200 m
- différentes surcharges localisées (fig. 2.8.3.)

### DES CONVOIS DE 2 CAMIONS DE 30 TONNES

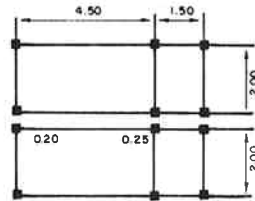
Longitudinalement  
(masse relative à une file de camions)



Transversalement



En plan



### UNE ROUE ISOLEE DE 10 TONNES

Longit



Transv

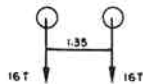


En plan

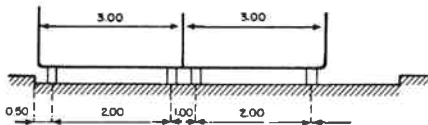


### DES VEHICULES DE 32 TONNES A DEUX ESSIEUX

Longitudinalement  
(pour un seul tandem)



Transversalement



En plan

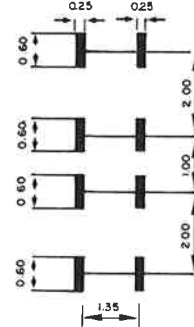


Fig. 2.8.3. Système de calcul de surcharge des ponts (Biblio 26)

A cet ensemble s'ajoutent, pour certain itinéraires, les charges militaires, qui comprennent des véhicules isolés à deux essieux (22 tonnes par essieu dans le système M.80, 33 tonnes par essieu dans le système M.120) et des convois de chars (72 tonnes par char dans le système M.80, 110 tonnes par char dans le système M.120) et, s'il y a lieu, les charges exceptionnelles (convois isolés constitués par deux remorques pesant chacune 140 tonnes, ou même 200 tonnes).

Le règlement de calcul est défini par Biblio 26 et son application fait l'objet de bulletins techniques publiés par le SETRA.

### 8.3.2.2. *Autres systèmes*

Dans un certain nombre de pays, il existe des règlements fixant les convois types à prendre en compte pour les calculs de résistance. Bien entendu, si c'est le cas, ce sont ces convois types qu'on utilisera. Mais dans certains pays, aucune règle n'existe et le problème est souvent posé au projeteur de choisir les charges auxquelles doivent résister les ouvrages. On se fondera pour cela sur les types de véhicules autorisés par le code de la route ou circulant sur l'itinéraire, et l'on se référera dans toute la mesure du possible aux règlements et convois types des pays voisins dans le cas, en particulier, où le trafic international est important.

Dans beaucoup de pays africains francophones, le système de surcharges adopté est celui fixé par le fascicule 61, surcharges militaires exclues. Il y a cependant quelques exceptions, par exemple :

- sur les routes forestières du Gabon, les ouvrages sont calculés pour un camion grumier de 36 tonnes ou un bulldozer de 30 tonnes ;
- à Madagascar, le convoi de deux camions de 25 tonnes de la circulaire de 1940 a été conservé, ce qui a pu être fait sans inconvénient en raison de la situation insulaire du pays ; un système plus léger, ne comportant pas de surcharge répartie et dont le convoi type est constitué par un seul camion de 15 tonnes, a été adopté pour le réseau secondaire.
- au Niger, les ouvrages d'art sont calculés pour un camion type comportant quatre essieux, de 42 tonnes de masse totale. Il a été substitué au camion Bc du règlement français à la suite de campagnes de pesage qui ont montré que les charges autorisées étaient souvent dépassées. L'augmentation de prix des ouvrages d'art, due à l'adoption de cette nouvelle charge réglementaire, a été estimée à 2%.

La décision de construire sur certaines routes des ponts de capacité portante réduite ne peut et ne doit être prise qu'après une étude générale des transports dans le pays concerné. Il faut en effet être sûr que la limitation des charges sur ces itinéraires n'entraînera pas à long terme pour la collectivité une gêne telle qu'elle absorbera la totalité des économies faites sur les investissements.

Mais il existe des cas où la nature des transports à assurer, le poids du matériel d'entretien routier sur le réseau principal, la multiplicité des franchissements à équiper justifient l'adoption d'un système de surcharges particulier pour le réseau secondaire.

Les systèmes de surcharges sont liés aux règles de calcul. Le règlement fixant les surcharges de calcul doit donc également préciser les méthodes de calcul à adopter, afin que l'ensemble ainsi constitué soit cohérent.

### 8.3.3. Classification des ponts

On peut classer les ponts suivant divers critères :

- nature de la brèche à franchir : grands et petits ouvrages hydrauliques, passages supérieurs et inférieurs ;
- nature de la voie portée : route, voie ferrée, canal ;
- le type de structure du tablier (voir paragraphe 8.3.6.) ;
- les matériaux constitutifs :
  - . béton
  - . béton armé
  - . béton précontraint
  - . métal
  - . maçonneries
  - . bois
- la durée de vie pour laquelle ils sont conçus :
  - . **les ponts provisoires**, pour lesquels on recherche, en priorité, à réduire la dépense en acceptant d'utiliser des matériaux périssables, et on prend des risques sur les fondations et les débouchés. Les ponts en grumes de bois peuvent être classés dans cette catégorie,
  - . **les ponts définitifs**, destinés à assurer la pérennité de la circulation en toutes saisons, en prenant toute la sécurité raisonnable sur les fondations et les débouchés, et en n'utilisant que des matériaux non périssables. On trouvera dans Biblio 99 A des plans types pour l'exécution de petits ponts de ce type,
  - . **les ponts de secours** : il s'agit d'ouvrage de construction simple et aisée, démontables et dont tous les éléments sont récupérables et destinés à remplacer temporairement un ouvrage défaillant. Les ponts de secours sont en général constitués par des ponts métalliques dont les plus connus sont les ponts Bailey.

### 8.3.4. Implantation des ouvrages de franchissement

L'implantation d'un ouvrage de franchissement résulte en général d'un compromis entre les exigences du pont et celles du tracé.

Les conditions idéales sont :

- un lit stable : dans le cas de cours d'eau divagants, l'implantation doit se faire aux points d'inflexion et non dans les courbes. L'examen des traces d'érosion sur les berges, et des anciens lits sur les photographies aériennes, permet d'avoir une idée sur les risques de divagation d'un lit ;
- un sol de fondation de bonne qualité ;
- un passage aussi rétréci que possible ;
- un tracé routier perpendiculaire au cours d'eau ;
- des berges constituées de matériaux non compressibles.

Ces conditions ne sont pas toujours réunies à proximité du tracé envisagé. Si le cours d'eau est de faible importance, il vaut souvent mieux transiger sur certain de ces principes qu'allonger inutilement le tracé, le supplément de dépenses pour stabilisation du lit ou pour adaptation de l'ouvrage aux mauvaises conditions rencontrées étant alors inférieur au coût de l'allongement du tracé. Par contre, pour les grands ouvrages, ces suppléments, en particulier pour la stabilisation du lit, deviennent considérables, et le choix d'une bonne implantation devient essentiel.

Dans tous les cas, il convient donc de comparer la solution consistant à adopter la meilleure implantation pour l'ouvrage, à des solutions dans lesquelles on se contenterait d'une implantation moins bonne pour avoir un meilleur tracé. Ces dernières doivent être évaluées en y incluant tous les travaux qui permettront de leur donner la même sécurité que l'implantation la meilleure, afin que le choix puisse être fait entre deux solutions comparables.

### **8.3.5. Fondations**

#### **8.3.5.1. Généralités**

Les forces appliquées par un ouvrage à son sol de fondation comprennent :

- des efforts verticaux dirigés vers le bas : poids mort, poids des surcharges;
- des efforts horizontaux : freinage, variation linéaire de longueur du tablier sous l'effet des différences de température ou du fluage, action du vent, action du courant et des corps flottants, poussée des terres ;
- éventuellement, des efforts verticaux dirigés vers le haut : action du courant sur la face inférieure du tablier (ponts submersibles ou ponts à trop faible tirant d'air).

Le sol doit être capable de résister à ces efforts en toute circonstance.

Suivant le site, les cas suivants peuvent se rencontrer :

- des sols suffisamment porteurs et qui ne risquent pas d'être érodés, soit parce qu'il n'y a pas de courant, soit parce qu'ils ont assez de cohésion ;
- des sols suffisamment porteurs mais qui risquent d'être érodés ;
- des sols insuffisamment porteurs, non érodables ;
- des sols insuffisamment porteurs et qui risquent d'être érodés.

Dans le premier cas, on peut recourir à un système de fondations superficielles ; dans tous les autres cas, il faut des fondations profondes. On voit ici l'importance d'une bonne connaissance du sol pour le choix du type de fondation et, par conséquent, la nécessité d'études géotechniques soignées (voir chapitre 5.3.3.4, du présent tome).

La reprise des efforts verticaux dirigés vers le bas nécessite seulement que la surface de contact de l'ouvrage et du sol de fondation soit suffisante pour que la pression exercée sur le sol reste admissible.

Par contre, la reprise des efforts horizontaux nécessite des dispositions particulières. Dans le cas des fondations superficielles, elle est assurée par une extension des semelles afin que la résultante des efforts verticaux et horizontaux passe par leur tiers central. On vérifie en outre que la contrainte calculée aux  $3/4$  de la largeur comprimée reste inférieure à la contrainte admissible.

Dans le cas de fondations profondes, la reprise des efforts horizontaux peut notamment être assurée par l'encastrement de la fondation dans le sol ou par l'emploi de pieux inclinés.

La reprise des efforts verticaux dirigés vers le haut s'effectue en général en donnant à l'ouvrage un poids suffisant pour que la résultante soit toujours dirigée vers le bas.

En général, les ouvrages d'art étant destinés au franchissement des cours d'eau, les fondations profondes sont à réaliser à un niveau inférieur à celui de la nappe phréatique, et la présence de cette nappe rend nécessaire l'emploi de techniques particulières qui auraient été soit inutiles, soit beaucoup plus faciles à appliquer, dans le cas de travaux hors d'eau.

Dans ce qui suit, on considérera donc que les fondations profondes sont toujours à exécuter au-dessous du niveau de la nappe phréatique.

Les forces qui se développent au contact du sol et d'un ouvrage peuvent être soit actives (poussée des terres) soit passives (résistance du sol de fondation).

### 8.3.5.2. Influence du remblai d'accès sur la fondation

Les forces actives (poussées des terres) proviennent fréquemment de matériaux rapportés (remblais derrière culées). Dans ce cas, leurs caractéristiques devraient être bien connues. En fait, il est d'usage de prendre des caractéristiques relativement pessimistes, (angle de frottement interne  $30^\circ$  et cohésion nulle), pour se mettre à l'abri d'une hétérogénéité éventuelle, ou d'une mauvaise mise en œuvre. L'adoption de caractéristiques plus proches de la réalité nécessite que l'on soit sûr que celles-ci seront effectivement obtenues à la mise en œuvre, et se maintiendront dans le temps. Cela suppose donc notamment un bon drainage et un bon compactage du remblai, et si ce dernier est graveleux, la certitude qu'il ne sera pas contaminé par des venues d'argiles.

Certaines poussées peuvent, toutefois, provenir des sols en place. C'est le cas notamment des poussées développées en profondeur par un sol compressible fluant sous le poids du remblai d'accès à un ouvrage (figure 2.8.4.) ou pour des sols gonflants en contact direct avec les culées.

La poussée développée par un sol compressible est particulièrement dangereuse dans le cas des fondations sur pieux, et il convient de se protéger contre elle en réalisant les remblais d'accès longtemps à l'avance, afin que la plus grande partie du tassement soit déjà produite lors de l'exécution des pieux.

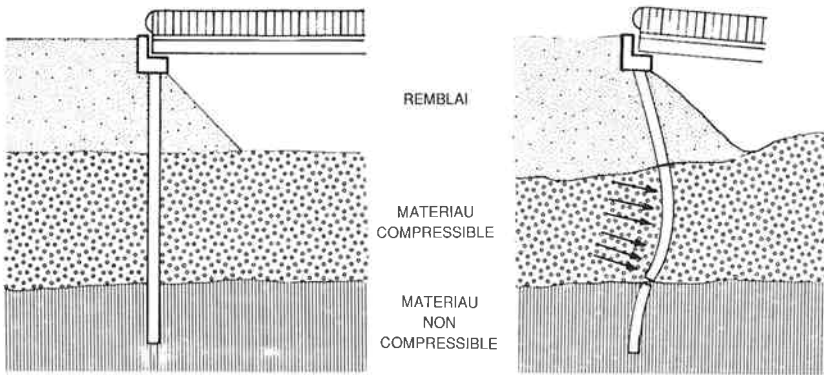


Fig. 2.8.4. Remblai d'accès sur sol compressible



### 8.3.5.3. Fondations superficielles

Sous réserve que le terrain ne risque pas d'être érodé sous l'ouvrage ou dans son voisinage immédiat, on peut envisager des fondations superficielles, si le terrain est suffisamment résistant. Il convient cependant de ne pas perdre de vue qu'une couche superficielle résistante peut recouvrir des couches de moindre qualité, et par conséquent il ne faut pas réaliser de fondations superficielles sans connaître les qualités du sous-sol, et cette connaissance doit être d'autant plus approfondie que l'appui est plus chargé et de plus grandes dimensions.

La fondation superficielle classique est la semelle en béton armé. Il peut être intéressant pour les ouvrages de faible portée de relier entre elles les semelles de fondations des divers appuis pour constituer un radier général. On obtient ainsi une meilleure stabilité d'ensemble. Le radier général ne doit cependant pas être trop long (une quinzaine de mètres paraît un maximum) car il risque alors de se rompre sous l'effet de tassements différentiels. Un ouvrage de grande longueur doit donc comporter un radier constitué de plusieurs éléments.

### 8.3.5.4. Fondations profondes sans excavation

#### a) Pieux battus

Le système le plus répandu pour l'exécution de fondations profondes sans excavation est celui des pieux battus. L'ouvrage est soutenu par des pieux fichés dans le terrain à une profondeur suffisante pour que leur pointe atteigne une couche dure et incompressible, ou pour que le frottement du terrain le long de leur paroi leur donne une résistance suffisante à l'enfoncement. Dans ce dernier cas, on parlera de pieux flottants. Bien entendu, la résistance à l'enfoncement peut être obtenue par combinaison des résistances de pointe et au frottement.

Les pieux peuvent être soit exécutés en place, soit préfabriqués.

On utilise :

**des pieux en bois**, dont le diamètre peut atteindre 30 cm. Ces pieux sont plus maniables que les pieux en béton, mais ils sont putrescibles s'ils ne sont pas immergés en permanence, et il est très difficile d'y réaliser des entures en cas de besoin, ce qui limite leur emploi à des fondations à faibles profondeurs. La manutention des pieux en bois (transport à pied d'œuvre et levage pour mise en fiche) ne nécessite pas de précautions particulières, la résistance à la flexion de ceux-ci étant en général largement suffisante pour qu'ils ne risquent pas de se rompre sous l'effet de leur poids.

**des pieux en béton armé**, qui sont en général carrés ou circulaires, et plus rarement octogonaux pour des commodités de coffrage et dont les dimensions transversales peuvent atteindre 45 cm. Ces pieux sont d'un usage courant pour la fondation d'ouvrages de grandes dimensions nécessitant un très grand nombre de pieux. Ils sont d'un emploi moins pratique lorsqu'il s'agit de réaliser des pieux par petits groupes relativement dispersés car, en raison de leur poids, ils nécessitent un matériel de battage assez lourd. Ils présentent en outre l'inconvénient d'être longs à enter car il faut dégarnir les armatures, puis coffrer, puis mettre en place les nouvelles armatures, puis bétonner dans des conditions difficiles, puis enfin attendre la prise. En cas d'emploi massif, il devient rentable de procéder à une étude géotechnique très détaillée et à des pieux d'essai. On peut alors battre sans risquer d'avoir à faire des entures, et sans prendre de marge de sécurité excessive sur la longueur des pieux. Par contre, sur des chantiers de ponts courants, surtout s'ils sont dispersés, il est souvent trop coûteux et trop long de réaliser des pieux d'essai avant de confectionner les pieux définitifs.

Les dimensions transversales des pieux en béton armé sont limitées afin d'avoir des éléments d'un poids acceptable. De ce fait, ces pieux ont une mauvaise résistance à la flexion, de sorte que si l'ouvrage considéré doit être soumis à des efforts transversaux, ceux-ci doivent être repris par des pieux inclinés.

La manutention des pieux en béton armé nécessite des précautions particulières. L'emplacement des points d'attache doit être déterminé lors de l'étude du ferrailage. Le levage ne doit donc être entrepris qu'après la vérification de la conformité du système d'attache avec des indications des plans ou de la note de calcul ou, en l'absence de telles indications, après s'être assuré que le système choisi n'introduit pas dans le pieu des contraintes excessives.

Lorsque le système comporte trois points d'attache ou plus, il faut que le poids du pieu se répartisse correctement entre les suspentes. Ce résultat peut être obtenu par l'emploi de câbles continus passant sur des poulies.

Lors du levage, il faut éviter que le pieu ne prenne appui sur son extrémité car il peut alors subir des sollicitations non prévues.

D'une façon générale, la plus grande prudence est recommandée pour la manutention des pieux en béton armé car ceux-ci risquent de se fissurer s'ils sont soumis à des sollicitations excessives et ces fissures peuvent être à l'origine de graves désordres (oxydation des armatures).

**des pieux métalliques** de formes diverses, dont les plus répandus sont les pieux tubulaires à section circulaire. Ces pieux étant constitués par une simple gaine métallique sont beaucoup plus légers, à égalité de dimensions transversales, que les pieux en béton armé. Il est donc possible de mettre en œuvre des pieux tubes de grand diamètre (60 à 120 cm et même au-delà) avec des épaisseurs de l'ordre de 8 à 18 mm, qui ont l'avantage d'une force portante considérable, et d'une très bonne résistance aux efforts transversaux. En outre, l'enture de tels pieux, qui se réalise par soudure bout à bout, est une opération rapide qui ne perturbe pas les chantiers de battage.

Il est en général préférable de battre des pieux en tubes métalliques ouverts à la base. Ils pénètrent ainsi plus facilement dans le sol, et si l'on rencontre un obstacle, il est possible de l'attaquer, soit à la main si le diamètre du pieu est suffisant (800 mm - en fait de tels travaux ont pu être exécutés dans des pieux de 600 mm), soit à l'aide d'un trépan ou d'un trépan-benne.

Le seul cas où il vaut mieux fermer les pieux tubes à la base est celui du battage de pieux flottants en mauvais terrain. La fermeture des tubes permet alors d'obtenir un meilleur serrage du terrain, donc un meilleur frottement du sol sur les pieux.

Les pieux battus ouverts à leur base doivent être partiellement vidés après battage. Tous les matériaux situés au-dessus de la nappe phréatique ou à moins de trois mètres sous cette nappe doivent être retirés, ainsi que tous les matériaux compressibles, quel que soit leur niveau. Les pieux sont ensuite obturés par un bouchon de béton coulé sous l'eau puis remplis de béton à sec. L'encastrement des pieux dans la structure de l'ouvrage est assuré en remplaçant sur les trois mètres supérieurs le béton de remplissage par du béton armé solidarisé à cette structure.

Les pieux battus fermés à leur base peuvent être remplis de sable jusqu'à trois mètres au-dessous du niveau de la nappe phréatique. Au-dessus, ils sont remplis de béton comme les pieux ouverts.

La soudure des pieux lors des entures doit être réalisée avec beaucoup de soin car la résistance de ces soudures est vitale pour le pont. La vérification de ces soudures par radiographie doit être prévue toutes les fois que la quantité de soudures à réaliser le justifie.

La manutention des pieux métalliques ne nécessite pas de précautions particulières, la résistance à la flexion de ceux-ci étant en général largement suffisante pour qu'il ne risquent pas de se rompre sous l'effet de leur poids.

On citera également les pieux constitués par des profilés métalliques en H ou en I, ou par des rails. Ces pieux présentent l'avantage de nécessiter un matériel de battage moins important que les pieux tubulaires. D'autre part leur battage a peu d'influence sur les pieux ou ouvrages voisins du fait du faible refoulement du sol.

On trouvera une description détaillée du mode de fondation sur pieux métalliques dans Biblio 20.

#### b) Les caissons de palplanches (ou palpieux)

Ils sont constitués par un assemblage soudé de palplanches métalliques. On peut ainsi obtenir des formes polygonales quelconques.

Ils sont mis en œuvre par battage ou par vibro-fonçage.

Généralement il restent vides, mais ils peuvent être remplis de sable avec un bouchon de béton de 1 à 2 m d'épaisseur en tête lorsqu'ils doivent être encastés dans un élément en béton armé, voire remplis de béton sur toute leur hauteur.

Une utilisation répandue des caissons de palplanches est leur incorporation dans un rideau de palplanches afin d'en augmenter la résistance à la flexion ainsi que la capacité portante. De tels rideaux peuvent être utilisés comme culée de pont.

### 8.3.5.5. Fondations profondes avec excavation

#### a) Généralités

En l'absence d'eau, l'exécution des fouilles ne pose que des problèmes relativement mineurs. Ce qui fait la difficulté des travaux de fondations de ponts est, dans la grande majorité des cas, l'obligation où l'on se trouve de creuser au-dessous du niveau de la nappe phréatique.

Dans ce cas, les fouilles peuvent être exécutées soit à sec, avec épousinage, soit dans l'eau, sans épousinage.

#### b) *Techniques applicables seulement aux fouilles avec épousinage : fouilles blindées exécutées à la main.*

Ce procédé implique des épousinages, car le blindage est exécuté au fond de la fouille, au fur et à mesure du creusement. Les blindages ne pouvant empêcher les venues d'eau, ce procédé devient d'une utilisation très difficile si le terrain à traverser n'est pas imperméable.

c) *Techniques applicables aux fouilles exécutées avec ou sans épuisement : caissons, puits, pieux forés tubés.*

Ces procédés consistent à réaliser la paroi à l'air libre, et à la faire descendre au fur et à mesure du creusement, soit sous l'effet de son propre poids (havage), soit par tout autre procédé.

La paroi étant réalisée à la surface du sol, il n'est nécessaire d'épuiser l'eau que si l'on rencontre un obstacle qui ne peut être franchi sans intervention humaine directe. On peut alors, soit épuiser par pompage, si le fond est suffisamment imperméable, soit chasser l'eau en fermant le caisson et en y insufflant de l'air comprimé.

Parmi ces procédés, on peut citer :

- les caissons métalliques ou en béton armé descendus par havage.(48)

Dans ce procédé, le caisson descend sous l'effet de son poids. Le havage est difficile à réaliser à grande profondeur car le frottement latéral devient considérable. On peut le réduire par lançage à l'eau, ou à l'eau chargée de bentonite, mais ces procédés sont assez aléatoires et il est prudent de n'utiliser les caissons que pour des profondeurs de fondation inférieures à 20 mètres.

Une fondation sur caisson doit être précédée de plusieurs sondages, car il faut connaître non seulement le niveau de la couche de fondation mais également son pendage.

Le caisson est donc un procédé souvent séduisant en raison de son prix de revient relativement bas, mais pour lequel les aléas de chantier peuvent être très coûteux (caissons refusant de s'enfoncer, qu'il faut lester ; obstacles que l'on ne peut franchir que par havage à l'air comprimé, etc.). Il a l'avantage de constituer des fondations lourdes, aptes à résister aux efforts horizontaux et aux chocs des corps flottants.

Il est prudent de prévoir, sauf en cas de fondation à faible profondeur (4 à 5 mètres sous le niveau de l'eau), la possibilité de passer à l'air comprimé en cas de rencontre d'un obstacle.

Sur les chantiers éloignés où il vaut mieux ne pas multiplier les techniques, l'emploi systématique de l'air comprimé peut être préférable à un fonçage partiel à l'air libre avec achèvement à l'air comprimé.

L'entrepreneur est ainsi sûr de triompher de tous les obstacles et de ne pas voir le chantier s'éterniser.

Le fonçage des caissons à l'air comprimé est limité à 35 mètres en raison des risques que comporte le travail sous une pression d'air dépassant 3,5 bars

- les puits

Ce sont des caissons circulaires de petites dimensions (ordre de grandeur : 1 à 2 m de diamètre) souvent constitués par des buses en béton. Leur mise en œuvre nécessite moins de moyens, en raison de leurs dimensions réduites. Ils sont d'une utilisation très économique pour les fondations à faible profondeur (4 à 5 m), en terrain suffisamment cohésif pour qu'il soit possible de creuser le trou à l'avancement sans qu'il s'éboule immédiatement, ce qui empêcherait la descente de l'enceinte circulaire. Les chantiers de fondation par puits subissent souvent de grands retards par suite de ce phénomène.

- les pieux forés tubés

Dans ce procédé, l'excavation est faite au trépan-benne, et la tenue des parois est assurée par une gaine métallique appelée tube de travail, descendue au fur et à mesure de l'avancement du trou avec l'aide, éventuellement d'un léger battage, ou d'un mouvement louvoyant (procédé Benoto). En cas de traversée de couche dure, le creusement peut être continué sans tubage, puis repris avec un tubage plus mince si cette couche recouvre une couche plus molle.

Les diamètres habituels sont de 40 à 120 cm. Le procédé de type Benoto permet toutefois l'exécution de pieux beaucoup plus gros (jusqu'à 1,50 m de diamètre).

Après réalisation de l'excavation, le pieu est rempli de béton mis en place par pilonnage, tandis que la gaine est le plus souvent, récupérée. Le béton est donc fortement comprimé contre les parois, ce qui lui assure une bonne liaison avec le sol.

Les pieux forés sont bien adaptés à la transmission d'efforts suivant leur axe, mais conviennent moins bien à la reprise des efforts de flexion. En effet, dans ce cas il est nécessaire de les armer, ce qui rend la mise en place du béton assez difficile. Les risques de mauvaise exécution sont alors sérieux, car il n'est en général pas possible de vérifier la qualité du travail exécuté, sauf quand des tubes d'auscultation ont été prévus.

Il existe un grand nombre de systèmes d'exécution de pieux forés. Dans certains d'entre eux, le pilonnage pour mise en place du béton est remplacé par l'action de l'air comprimé.

d) *Technique uniquement applicables aux fouilles sans épuisement : barrettes, pieux forés et micro-pieux.*

La fouille est exécutée sans épuisement et l'équilibre des talus est assuré par l'action d'une boue (bentonite) mise en suspension dans l'eau qui occupe l'excavation.

Cette boue a une double action : d'une part, elle imprègne le talus et lui communique une cohésion qui l'empêche de se déliter et, d'autre part, en accroissant la densité du liquide situé à l'intérieur de l'excavation, elle engendre une pression dirigée vers la paroi qui s'oppose à toute venue d'eau en sens inverse et équilibre partiellement la poussée des terres. Après creusement, on place les cages d'armatures, puis grâce à un tube plongeur, le béton. Celui-ci chasse progressivement la boue en se mettant en place. Les parois sont donc constamment maintenues soit par la boue, soit par le béton.

Par ce procédé, on peut réaliser des pieux, des barrettes (fondations à section rectangulaire de 0,60 à 0,80 m de largeur et 2 à 4 m de longueur). On peut également réaliser des parois de grande longueur par juxtaposition de barrettes et en donnant à ces parois une forme circulaire, réaliser des caissons moulés en place.

Les pieux forés à l'abri d'un tube de travail récupéré ou à la boue sont toujours armés.

La mise en œuvre du béton peut être assez difficile. Il est donc nécessaire de pouvoir vérifier la qualité du travail exécuté. Pour cela il est indispensable de prévoir dans les pieux des tubes de réservation verticaux devant permettre l'examen du fût par les méthodes soniques ou gammamétriques en transparence et le carottage du contact béton/sol.

Les micro-pieux en béton armé sont des pieux forés, armés, de diamètre inférieur à 250 mm et travaillant uniquement au frottement latéral. Le forage peut être équipé d'un tube et rempli d'un mortier de ciment au tube plongeur. Le tubage est ensuite obturé en tête et l'intérieur du tubage au-dessus du mortier mis sous pression. Le tubage est récupéré tout en maintenant la pression sur le mortier. Un second type de micro-pieux consiste à équiper le forage d'un système d'injection qui est le plus souvent un tube à manchettes.

On peut également utiliser des micro-pieux en bois ; il se conservent d'autant mieux que le sol où ils sont battus n'est pas soumis à des cycles sécheresse-humidité.

Les micro-pieux sont surtout utilisés pour le confortement de fondations existantes.

### **8.3.5.6. Conclusions concernant les fondations**

Dans les pays où le volume total de travaux de fondations à exécuter est relativement faible, il est souhaitable de limiter le nombre de techniques de fondations de façon à assurer un emploi raisonnable du matériel. On a donc avantage à encourager les solutions qui font appel à des procédés dont les possibilités d'utilisation sont vastes : pieux métalliques tubulaires battus, pieux forés, de préférence à des solutions qui ne s'adaptent qu'à un petit nombre de cas (caissons). Il y a également avantage à rechercher des solutions où le risque d'interruption ou de ralentissement du chantier est le plus faible possible, car une équipe interrompue dans ses travaux, surtout s'ils se déroulent dans un lieu éloigné et difficile d'accès, peut rarement être transférée sur un autre chantier. Il faut tenir compte des équipements existants et des pratiques locales.

Le matériel correspondant à ces procédés doit être aussi mobile que possible mais surpuissant pour pouvoir le cas échéant triompher d'obstacles imprévus sans longues interruptions de chantier. L'utilisation de gros matériel permet, de plus, d'adopter des dispositions constructives (piles constituées par des pieux remontant jusqu'au tablier, par exemple), qui peuvent conduire à des économies très appréciables. Il est donc nécessaire, si l'on veut profiter de ces avantages sans avoir à supporter des charges d'immobilisation considérables, de lancer des lots de travaux suffisamment importants et échelonnés pour que le matériel y trouve son plein emploi.

### **8.3.6. Tabliers**

#### **8.3.6.1. Principaux types de ponts**

Les principaux types de ponts utilisés actuellement sont les suivants :

- **les ponts-cadres fermés** constitués par un radier général et un tablier encastré sur des appuis verticaux. Ils peuvent être simples ou multiples.





Photo 2.8.3. Pont-cadre

Les ponts-cadres simples constituent une solution intéressante pour des ouvertures de 2 à 8 mètres, et sont particulièrement recommandés dans le cas de sols de fondations de caractéristiques médiocres. Par contre, ce type de structure d'adapte mal aux ouvertures supérieures à dix mètres.

Les dimensions des ponts-cadres multiples ne sont limitées que par la nécessité d'éviter la réalisation d'éléments de trop grandes dimensions qui risqueraient de mal s'adapter à d'éventuels mouvements du sol de fondation. Il est donc préférable de ne pas réaliser d'ouvrages de ce type ayant une longueur supérieure à une quinzaine de mètres (cadre multiple de 3 x 5 m par exemple).

- **les ponts-cadres ouverts** ou ponts portiques qui comportent un tablier encastré sur deux appuis verticaux. Pour ces ponts, il n'est pas courant de dépasser une ouverture de 15 m.

L'avantage principal des ponts-cadres ouverts ou fermés est le fait que les poussées des terres sur culées s'équilibrent grâce à la transmission des efforts par le tablier (et éventuellement par le radier général).

**Pont-cadre fermé**



**Pont-cadre ouvert**



**Pont à poutres en béton armé**



**Pont à poutres précontraintes**



**Fig. 2.8.5.** Schéma des principaux types de ponts utilisés actuellement

**Pont à tablier en dalle armée**



**Pont à tablier dalle précontrainte**



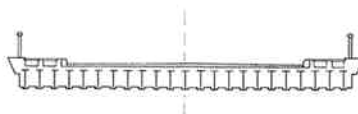
**Pont à tablier dalle élégie**



**Pont à caissons**



**Tablier à poutrelles enrobées**



**Fig. 2.8.6.** Schéma des principaux types de ponts utilisés actuellement (suite)

**Les ponts à tablier dalle en armé ou précontraint, élégie ou non.** Le tablier est constitué par une dalle pleine (ou éventuellement élégie), ce qui en facilite le coffrage et permet d'obtenir de très forts élancements (rapport épaisseur sur portée pouvant atteindre 1/40, mais plus généralement de l'ordre de 1/25).

Le tablier dalle est recommandé lorsqu'on manque de place entre le niveau requis pour la sous-poutre et celui souhaité pour la chaussée. Il peut être particulièrement apprécié dans le cas des échangeurs autoroutiers. Il est également avantageux lorsque l'on a un grand nombre d'ouvrages à réaliser en raison de la simplicité de son coffrage, de son ferrailage et de la mise en œuvre du béton.

En contrepartie, un pont dalle nécessite des moyens d'étayage et de bétonnage plus importants qu'un pont à poutres, à cause de la plus grande quantité de béton à mettre en œuvre.



**Photo 2.8.4.** Pont dalle

- **les ponts à poutres en béton armé ou précontraint.** Ce sont les ponts les plus classiques. Ils consomment moins de matériaux que les ponts dalles, mais l'épaisseur du tablier (différence entre la cote de la sous-poutre et celle de la chaussée) est nettement plus forte (rapport épaisseur sur portée de l'ordre de 1/15).

L'étude des ponts à poutres par les méthodes très précises que permet l'ordinateur a montré que la réduction du nombre de poutres ne nécessitait

qu'un faible épaissement de la dalle et qu'en conséquence un tablier à deux poutres consommait moins de béton et d'acier qu'un pont à trois ou quatre poutres. Comme la construction en est également plus aisée, la tendance est actuellement, pour les ponts coulés en place, de réduire le nombre de poutres. C'est ainsi que certains tabliers à quatre voies n'ont que deux poutres.

En cas de préfabrication, la tendance est de multiplier les poutres afin qu'elles soient faciles à manipuler et de réduire la portée du hourdis entre poutres, ce qui a pour avantage de pouvoir utiliser des coffrages perdus de faible épaisseur.



Photo 2.8.5. Pont à caissons

- **les ponts à caissons** sont préférés aux ponts à poutres pour les grandes portées, surtout dans le cas des ouvrages continus en béton armé ou précontraint ; ils sont mieux adaptés que les ponts à poutres à la reprise des moments négatifs.

Le pont caisson comporte une dalle supérieure (hourdis) et une dalle inférieure, reliées par des âmes. Les deux dalles assurent la résistance au moment fléchissant (positif ou négatif). Les âmes assurent la résistance aux efforts tranchants.

Etant plus difficiles à réaliser que les ponts à poutres, les ponts à caissons sont réservés aux grandes portées.



**Photo 2.8.6.** Pont à poutrelles

- **les ponts à poutrelles enrobées.** Les ponts à poutrelles enrobées sont constitués par des poutrelles métalliques enrobées dans du béton armé qui assure leur solidarisation et leur protection contre l'oxydation et transmet les charges appliquées sur la chaussée.

Ils présentent les avantages suivants :

- leurs éléments porteurs (poutres préfabriquées) étant métalliques donnent toutes les garanties de qualité dues à leur fabrication en usine, et sont, à résistance égale, beaucoup plus légers que des poutres en béton armé ou précontraint préfabriquées ;
- le béton armé qui enrobe ces poutres n'est que faiblement sollicité, de sorte que les conséquences d'une mauvaise mise en œuvre sont relativement mineures (une bonne mise en œuvre ayant cependant l'avantage de mieux protéger les poutrelles contre l'oxydation) ;
- la construction ne nécessite pas d'étalement, les coffrages pouvant être suspendus aux poutres ou portés par les talons inférieurs des poutres.

En contrepartie, ces ouvrages ont l'inconvénient de consommer beaucoup de métal, d'une part, parce que le béton ne joue aucun rôle dans la résistance à la flexion générale du tablier et, d'autre part, parce que le béton est lourd et qu'une quantité notable de métal est utilisée à le porter.

Ces ponts sont donc surtout intéressants dans les cas suivants :

- chantiers éloignés, difficiles à surveiller, où l'on peut craindre que le béton réalisé soit de qualité insuffisante ;
- ouvrages à réaliser sur des brèches où il est préférable de ne pas placer d'étais (passage au-dessus d'une route ou d'une voie ferrée, ruisseaux sujets à des crues subites, ouvrages en zones marécageuses) ;
- ouvrages submersibles pour lesquels il est bon d'avoir un tablier qui soit à la fois massif, pour qu'il ne risque pas d'être soulevé par l'eau, et élancé, pour qu'il n'oppose qu'une faible résistance frontale au courant.



Photo 2.8.7. Pont suspendu

- **les ponts à haubans et les ponts suspendus.** Ils sont utilisés pour les très grands franchissements. Dans le pont à haubans, il n'y a pas de massifs d'ancrage, la tension des câbles étant reprise par le tablier. En outre, les câbles sont directement fixés au tablier. Dans les ponts suspendus au contraire, la tension des câbles est reprise par des massifs d'ancrage et le tablier est relié au câble par l'intermédiaire de suspentes verticales.

- **les ponts en arc.** Ces ponts sont plus rarement utilisés, car ils ne sont concurrentiels que si certaines conditions particulières sont réunies : pont très haut au-dessus de l'eau, rives suffisamment solides et stables pour encaisser la poussée.



Photo 2.8.8. Pont en arc

- **les ponts en arc avec tirant (bow-string).** Ils ne nécessitent pas de sites particuliers puisque la poussée de l'arc est reprise par le **tirant**, mais les arcs métalliques de 70 à 100 m de portée qui pourraient être compétitifs présentent l'inconvénient d'être sensibles au vent.





**Photo 2.8.9.** Pont en arc avec tirant

### **8.3.6.2.** *Domaine d'utilisation des divers types de matériaux*

#### **a) Ponts en béton armé**

Le béton armé est d'un emploi courant pour :

- les ponts cadres ouverts ou fermés ;
- les ponts à tablier dalle (travées indépendantes ou continues - portée pouvant aller jusqu'à 18 m) ;
- les ponts à poutres (travées indépendantes ou continues ; portée limite 25 à 30 m).

On l'emploie plus rarement pour les ponts-caissons.

Le béton armé requiert moins de technicité que le béton précontraint. Il est donc avantageux dans le cas d'ouvrages isolés et petits ouvrages. Il peut, moyennant certaines précautions, se prêter à la préfabrication.

#### **b) Ponts en béton précontraint**

Le béton précontraint ne présente pas d'intérêt particulier pour les ponts-cadres.

Pour les ponts dalles, il a l'avantage de permettre d'atteindre des portées plus importantes sans nécessiter d'épaissement (portée limite : 35 mètres en tablier continu avec dalle nervurée).

Pour les ponts à poutres, il permet d'atteindre des portées de l'ordre de 45 mètres (portée courante : 35 mètres), en travées indépendantes avec préfabrication des poutres sur la rive et mise en place par lancement, le hourdis, seul, étant coulé en place.

Dans le cas des grands ponts, il est employé en caissons. On peut ainsi atteindre des portées de plus de 100 mètres en ouvrages continus. La construction s'effectue souvent en encorbellement et, par conséquent, sans prendre appui sur le sol autrement que par l'intermédiaire des piles. Les éléments successifs (voussoirs) peuvent être soit coulés en place, soit préfabriqués. Cette technique est particulièrement bien adaptée aux cas d'ouvrages très hauts au-dessus du sol, ou d'ouvrages franchissant des rivières profondes, ou sujettes à des crues violentes.

D'autres procédés permettent également de s'affranchir partiellement ou totalement des appuis intermédiaires provisoires :

- la construction sur cintre auto-lanceur, où le cintre muni d'un avant-bec est construit sur la rive, puis lancé d'appui en appui, sa partie arrière servant de contrepoids, ce qui permet de couler successivement toutes les travées ;
- la mise en place par poussage, où le tablier lui-même est construit sur la rive, puis poussé de pile en pile, sa partie arrière servant de contrepoids.

### **c) Ponts métalliques**

Sont regroupés sous ce vocable uniquement les ponts métalliques proprement dits, c'est-à-dire dans lesquels la dalle en béton armé, si il y en a une, ne sert qu'à reporter les charges de chaussée sur la structure métallique.

Les ponts métalliques ont été très utilisés en Afrique pendant la période 1950-1960 sous la forme de ponts en éléments standard triangulés, boulonnés (ponts Paindavoine, Eiffel, etc.). Il s'agit d'ouvrages à ossature relativement lourde, mais constitués d'éléments faciles à transporter et à monter.

L'avantage du pont métallique réside dans le fait qu'il est fabriqué en usine et qu'il peut être monté par des équipes de spécialistes relativement légères et mobiles au cours d'interventions assez courtes, à l'opposé de l'ouvrage en béton qui est fabriqué sur place avec un matériel assez lourd, à une cadence trop lente pour que l'on puisse envisager d'en confier la totalité de l'exécution à des équipes hautement spécialisées.



**Photo 2.8.10.** Pont métallique (Madagascar)

Le prix de l'acier dans les années 70-80 d'une part, la concurrence du béton dont l'un des avantages économiques est de pouvoir être réalisé par une main-d'œuvre locale et à partir de matériaux locaux, d'autre part, ont entraîné la quasi-disparition de ce type d'ouvrage à l'exception de grands chantiers comme le chemin de fer Transgabonais.

Les structures les plus couramment utilisées en ponts métalliques sont :

- . les poutres à âmes pleines, sous chaussée,
- . les poutres latérales triangulées,
- . les poutres à caissons.

Le tablier est constitué le plus souvent par une dalle normale (18 cm d'épaisseur) en béton armé. On peut également employer une dalle mince type Robinson (9 cm d'épaisseur, constituée par une plaque métallique recouverte par du béton auquel elle est reliée par des connecteurs métalliques soudés), ou une tôle métallique raidie (dalle orthotrope). Du fait de leur coût, ces procédés sont réservés à des cas spéciaux.

Les assemblages exécutés en usine sont en général soudés. Ceux réalisés sur chantier doivent être, de préférence, exécutés à l'aide de rivets ou de boulons à haute résistance, car une soudure faite sur chantier ne donne pas toujours toute garantie de bonne exécution et peut, en cas de malfaçon, être extrêmement dangereuse.

Lorsque des soudures doivent absolument être réalisées sur chantier, elles seront obligatoirement exécutées par un personnel hautement qualifié et préalablement agréé par un organisme international. Leur réalisation fera l'objet d'un contrôle très sévère : visuel, dimensionnel et instrumenté soit par ultra-sons soit par radiographie.

On notera que les progrès réalisés dans la qualité des peintures ont réduit les contraintes d'entretien des ponts métalliques.

Ces dernières années est apparu un nouveau type d'acier, "l'acier à résistance améliorée contre la corrosion", plus connu sous le nom d'acier auto-patinable.

#### **d) Ossatures mixtes**

On appelle ossature mixte l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé, solidarisées entre elles par des connecteurs.

L'ossature métallique peut être constituée par des poutres ou un caisson. Pour des raisons économiques, la tendance est actuellement au développement de bi-poutres au détriment des multipoutres et des caissons.

Les ossatures mixtes connaissent un développement rapide. Elles concurrencent dans un domaine de plus en plus large les structures en béton précontraint dont les règles d'utilisation sont devenues plus sévères que dans les années 1960. Ce développement s'explique en partie par les avantages classiques des structures métalliques : garantie de qualité, mise en place rapide.

Le domaine d'emploi de ces structures est compris entre 35 m et 80 m. Toutefois, en fonction du prix de l'acier, on constate qu'elles peuvent être parfois concurrentielles pour des portées de moins de 30 m.

#### **8.3.6.3. Précautions générales à prendre concernant les ponts**

On insistera d'abord sur les problème **d'étanchéité** des ouvrages en béton armé ou précontraint.

Une très bonne étanchéité est une condition essentielle de conservation des ouvrages en béton.

On rappelle qu'une étanchéité est un organe à la fois bien conçu et parfaitement mis en oeuvre qui protège l'ouvrage de toute pénétration d'eau dans le béton et donc de tout délavage. Les étanchéités doivent pouvoir supporter sans déchirure les dilatations et tous les petits mouvements résultant du passage des charges sur l'ouvrage. Elles doivent être très

soigneusement relevées sans discontinuité jusqu'à un niveau supérieur à celui que peuvent atteindre les eaux au cours d'orages ou d'inondations.

On doit aussi rappeler qu'une mauvaise étanchéité risque de concentrer les courants d'eau en certains points bas, ou faibles, et est parfois plus nuisible qu'une absence d'étanchéité.

Les **joints**, d'autre part, constituent toujours des points délicats dans les ponts, surtout dans les ponts de longue portée. Si l'on peut se contenter pour les petites portées (15 m ou moins) de simples fers scellés dans le béton, il convient d'utiliser pour les portées supérieures des joints bien étudiés à peignes ou autre (voir Biblio 241).

Enfin, l'entrée sur un pont a tendance, avec le tassement du remblai d'accès, à constituer une marche d'escalier ; il est recommandé sur toutes les routes importantes, à trafic supérieur à 100 véhicules/jour, de ménager une dalle de transition.



**Photo 2.8.11.** Pont à ossature mixte

#### **8.3.6.4.** *Conclusions concernant le choix du type d'ouvrage*

Le choix du type de tablier dépend évidemment en premier lieu des conditions de fondation. Si les appuis sont chers, il faut rechercher de grandes portées.

S'ils sont peu coûteux, il y a avantage à adopter de petites portées, à condition toutefois que les conditions hydrauliques (charriage notamment) le permettent.

Il n'en demeure pas moins qu'un effort doit être fait pour normaliser les types d'ouvrages (à l'exception des ouvrages exceptionnels), même si, considérés isolément, ils ne paraissent pas apporter dans chaque cas la solution optimale.

L'emploi systématique des ponts dalles pour les petites portées (moins de 15 mètres) devrait s'avérer bénéfique, de même que celui des poutres précontraintes préfabriquées pour les portées de 25 à 35 m et même 45 m. Entre 15 et 25 m, l'emploi de poutres en béton armé paraît le meilleur.

La normalisation peut s'exercer sur ces types d'ouvrages. On peut par exemple uniformiser les talons de poutres pour de larges gammes de portées et ne faire varier que les hauteurs de poutres. On peut également adopter systématiquement la même largeur entre nus intérieurs des poutres.

On peut obtenir, en couplant cet effort de normalisation avec une extension des lots de travaux, une diminution des prix de construction d'ouvrages.

### **8.3.7. Radiers**

#### **8.3.7.1. Définition**

Les radiers sont des ouvrages dans lesquels la chaussée franchit la rivière à un niveau voisin du fond et repose directement sur les matériaux du lit. Ce type d'ouvrage convient surtout pour les zones sahéliennes ou désertiques où l'on enregistre des crues fortes et très brèves.

Ils sont, dans les cas favorables, moins chers que des ponts capables d'évacuer les mêmes débits, pour un niveau de service inférieur, certes, mais parfois suffisant. Ce sont cependant des ouvrages extrêmement vulnérables lorsqu'ils ne reposent pas sur un sol inaffouillable et il faut donc prendre de grandes précautions lors de leur construction si l'on veut éviter leur ruine.

#### **8.3.7.2. Eléments constitutifs**

Un radier est constitué par :

- une chaussée sur laquelle roulent les véhicules ;
- deux murettes qui butent la chaussée, l'une du côté amont, l'autre du côté aval ;

- divers dispositifs destinés à limiter les affouillements ;
- des balises permettant aux conducteurs de repérer les limites de la chaussée lorsqu'elle est submergée.

AMONT

AVAL

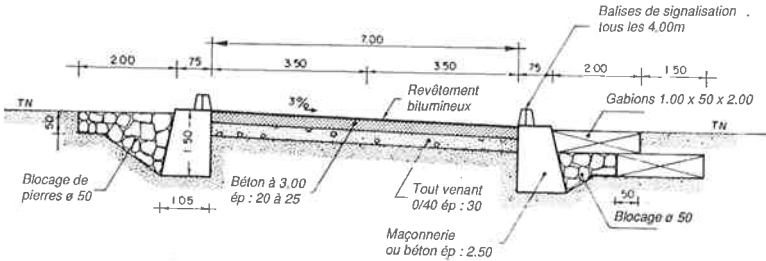


Fig. 2.8.7. Radier avec chaussée rigide

AMONT

AVAL

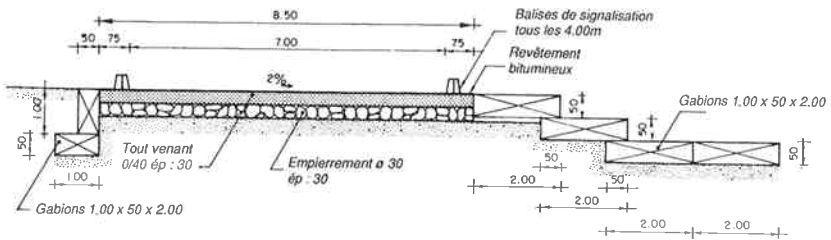


Fig. 2.8.8. Radier sur sol affouillable avec chaussée souple

On distingue les radiers rigides (voir figure 2.8.7.) qui ne peuvent suivre des mouvements éventuels du sol (radiers en béton ou en maçonnerie) et les radiers souples (voir figure 2.8.8.) qui peuvent se déformer (radiers en gabions).

### 8.3.7.3. Précautions à prendre

Un principe fondamental à respecter lors de la construction d'un radier est de mettre la route à un niveau aussi proche que possible de celui du fond du lit de la rivière ; ceci exige évidemment, d'une part, que le profil en travers de la rivière soit à peu près horizontal et suffisamment régulier pour convenir au profil en long de la route et que, d'autre part, le cours de la rivière soit à peu près stable aux abords du franchissement. Ces conditions sont sévères ; elles interdisent de franchir les rivières dans certaines zones encaissées et dans les zones de divagation ou les zones de déjection. En fait, elles conduisent souvent à fixer le tracé de la route sur de grandes longueurs en fonction des points de passage des oueds importants.

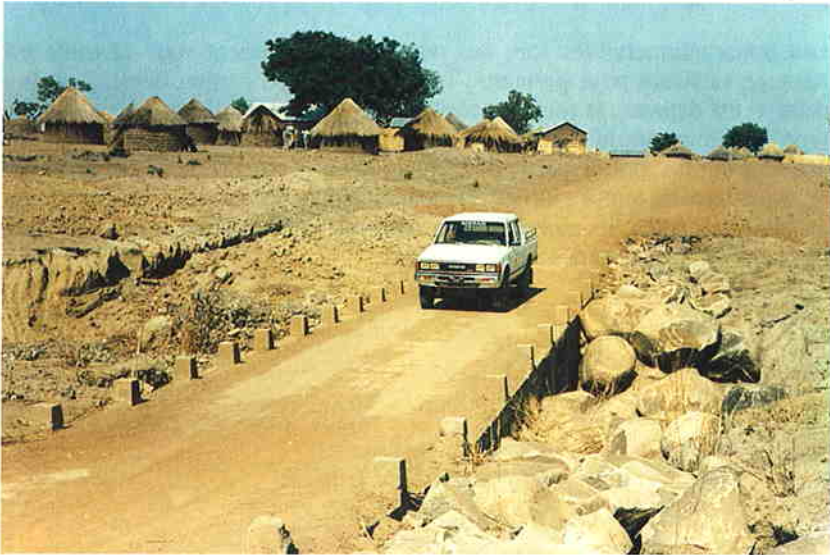


Photo 2.8.12. Radier

La nature du sol qui constitue le lit de la rivière a une très grosse influence sur les dispositions constructives à adopter. Les matériaux très fins et non argileux sont extrêmement dangereux et exigent des protections considérables. Ce genre de matériau est, en effet, mis en mouvement sur une certaine épaisseur dès qu'une lame d'eau de quelques dizaines de centimètres s'écoule. Le point dur constitué par le radier, même si celui-ci est construit au niveau du fond du lit, constitue alors un barrage et les risques d'affouillements sont grands. Des parafouilles verticales peuvent être insuffisants pour y remédier en raison des remous qui se créent dès que s'amorce l'affouillement. Pour



obtenir une protection efficace, il faut placer à l'aval, et même parfois à l'amont, un tapis de gabions qui, s'affaissant au fur et à mesure de l'érosion, assure une variation continue du niveau du fond de part et d'autre de l'ouvrage et réduit ainsi les tourbillons ; sur de tels terrains, un pont est parfois moins cher qu'un radier. Ces précautions sont moins indispensables sur des terrains composés de galets ou de très gros éléments que sur des sols fins.

Les accès au radier doivent suivre au maximum le profil en travers naturel de la rivière. Dans certains cas cependant, il peut être nécessaire d'entailler légèrement les rives ; il faut alors prolonger le radier et ses parafoilles sur une longueur suffisante pour que la rivière ne puisse le contourner.

### **8.3.8. Ponts submersibles**

#### **8.3.8.1. Définition**

Les ponts submersibles sont des ouvrages qui laissent sous la route un passage suffisant pour permettre l'écoulement d'un certain débit. Lorsque celui-ci est dépassé, la route est recouverte par les eaux. Les ouvrages de ce type sont donc surtout employés lorsqu'il existe un débit faible mais non nul pendant la plus grande partie de l'année, et un débit très élevé ou de fortes crues, le reste du temps ; ils conviennent bien quand les rivières présentent un ou plusieurs petits lits mineurs encaissés dans un lit majeur, les lits mineurs étant alors franchis par des aqueducs dallés.



**Photo 2.8.13.** Pont submersible

#### **8.3.8.2. Conditions de fondation**

Les ponts submersibles ne présentent d'intérêt que si les conditions de fondations sont bonnes et les affouillements peu importants. Dans le cas contraire, en effet, il est difficile de donner aux appuis une stabilité transversale suffisante pour leur permettre de résister aux efforts qu'ils risquent de subir par suite de l'action du courant sur le tablier.

#### **8.3.9 Radier busé ; radier sur dalot**

Ces ouvrages répondent aux objectifs des ponts submersibles et sont plus facilement adaptables qu'eux en site affouillable.

Les radiers sur dalots sont constitués de deux zones en radier simple liées à une zone centrale comportant un ou plusieurs dalots. L'ensemble est en béton armé à l'aval : enrochements si possible ou gabions, et un guidage en amont et en aval par gabionnage.

Les radiers busés sont des ouvrages du même type où des buses suffisamment protégées contre les affouillements (voir chapitre 8.4. ci-après) sont construites dans la partie profonde du lit en dessous du radier.

Tant pour les ponts submersibles, que pour les radiers sur dalots, deux précautions sont à prendre :

- prévoir les portées les plus larges possibles pour limiter les obstructions dues au charriage qui peuvent créer un risque pour les structures ;
- ne pas mettre de garde-corps pour ne pas opposer une surface supplémentaire à l'action du courant et pour ne pas introduire une cause supplémentaire d'accumulation due au charriage.

## **8.4. BUSES ET DALOTS**

### **8.4.1. Buses de petit diamètre**

Les buses sont des conduits dont la section est en général circulaire. Elles peuvent être en béton, ou en métal.

Les buses en béton peuvent être coulées en place, soit sur coffrage ordinaire, soit sur coffrage gonflable. Mais le procédé le plus courant est la préfabrication des tuyaux en béton armé (ou non armé pour des diamètres intérieurs de moins de 0,80 m) et leur pose sur un berceau coulé en place qui améliore leur résistance en accroissant la rigidité du demi-cercle inférieur et qui assure la continuité longitudinale et l'étanchéité au droit des joints.

Les buses métalliques sont soit circulaires, soit de forme aplatie (buses arches). Comme elles sont souples, elles n'ont pas besoin de berceau en béton. Un tel dispositif leur serait même nuisible à cause des contraintes de cisaillement qui se développeraient dans le métal à la limite de ce berceau. Elles sont donc posées directement sur du remblai de bonne qualité, soigneusement compacté. Les buses ne peuvent supporter de charges qu'à condition d'être soutenues latéralement ; le remblai qui les entoure doit donc être de bonne qualité et très soigneusement compacté. On constitue ainsi sous la buse et autour de la buse un "bloc technique" de remblais très soigneusement choisis et compactés par couches de 20 à 30 cm et s'étendant sur une distance égale au moins à trois fois le diamètre de la buse

Les buses en béton armé constituent la solution la plus économique lorsque le délai de pose ne joue pas un rôle primordial (travaux en régie, chantiers routiers de faible importance). Elles sont, par contre, souvent concurrencées par les buses métalliques sur les gros chantiers routiers, ces dernières ayant l'avantage d'être vite posées, et de ne nécessiter, pour leur fondation, que des travaux de terrassement.

Il est préférable de ne pas utiliser de buses de moins de 0,80 m de diamètre sur les routes importantes. Les buses de plus faible diamètre risquent en effet de s'obstruer et d'être difficiles à déboucher. Toutefois, sur les routes secondaires où les buses sont plus courtes et plus faciles à curer, et où les conséquences d'une obstruction accidentelle sont moins graves, on peut abaisser cette limite à 0,60 m.

Il est nécessaire de prévoir une épaisseur de remblai minimale au-dessus des buses. Cette épaisseur est fonction des caractéristiques des buses.

Enfin, l'usage des buses métalliques en site aquatique agressif est à éviter en raison de la corrosion possible du métal. Il est indispensable de vérifier le PH des eaux qui doivent transiter dans l'ouvrage. Le PH doit être compris entre 6 et 9.

#### **8.4.2. Dalots**

Les dalots sont des conduites analogues aux buses, mais dont la section est rectangulaire. Ils sont plus coûteux, car leur forme est moins bien adaptée à supporter les charges que la forme circulaire. Mais ils conviennent mieux dans le cas de routes faiblement en remblai, car leur dalle supérieure peut être en cas de besoin placée directement sous la chaussée, et leur hauteur peut être réduite autant qu'il est nécessaire.

En outre, en cas de forte pente transversale, ils peuvent être construits en escalier, ce qui est souvent plus économique et dissipe mieux l'énergie de l'eau qu'un ouvrage à pente constante.

Les dalots se répartissent en deux catégories :

- les dalots ordinaires, où les piédroits massifs ne sont liés ni à la dalle en béton armé ni au radier (s'il y en a un). Ces ouvrages sont très simples à réaliser. Ils sont avantageux pour les petites dimensions (périmètre intérieur inférieur ou égal à 9 mètres).
- les dalots cadres, où l'ensemble de l'ossature (dalle, piédroits, radier) est réalisé en béton armé et constitue un cadre rigide. Cette rigidité conduit, notamment aux angles, à un ferrailage relativement dense et compliqué. Les dalots cadres ne sont à utiliser que pour les débouchés importants (périmètre supérieur à 9 mètres).

En cas de courant d'eau large et de faible hauteur, on réalise souvent des dalots multiples qui constituent une structure unique en béton armé.

### **8.4.3. Buses métalliques de grandes dimensions**

Les buses métalliques en tôle ondulée galvanisée peuvent constituer une solution intéressante pour les ouvertures de 3 à 30 mètres carrés environ. Par rapport aux dalots cadres, elles ont l'avantage de leur souplesse qui les rend moins vulnérables en cas de tassements modérés. Comme les buses de petit diamètre, leur fondation se fait sur un bon remblai soigneusement compacté. Les buses métalliques de grand diamètre sont en général des buses à plaques multiples ; leur pose demande une certaine technicité, tant pour le montage et l'assemblage des plaques que pour la préparation du lit de buses ; sous les grands remblais, on doit prévoir en effet une contreflèche, assurant, une fois l'ouvrage terminé, une ligne d'eau rectiligne ; en outre le bloc technique doit être particulièrement soigné.

La pose des buses métalliques de grand diamètre exige donc un personnel spécialisé, mais ne nécessite que du matériel de terrassement et d'étalement et peut être réalisée très rapidement si on dispose de moyens suffisants. L'utilisation des buses métalliques de grandes dimensions est surtout intéressante sur les mauvais terrains.

### **8.4.4 Buses en béton armé de grande dimension**

Une solution intéressante, lorsqu'on a à réaliser de gros programmes d'ouvrages, peut être l'utilisation d'un procédé innovant dit conduits "Matière". Il s'agit d'éléments en béton armé, préfabriqués en usine ou dans des postes semi-mobiles, qui sont transportés et assemblés sur le site sans échafaudages, pour constituer une structure à arches simple ou multiples.

Ces conduits présentent l'avantage des buses métalliques : utilisation sur des sols de moindre qualité, fabrication centralisée, transport et montage rapide sur le site. Par rapport à ces mêmes buses métalliques ils sont moins sensibles à un environnement agressif et coûtent moins cher en devises si l'usine est assurée d'un très gros programme de fabrication.



**Photo 2.8.14.** Buse métallique de grandes dimensions et perrés maçonnés (Cameroun)

#### **8.4.5. Ouvrages d'extrémité**

Les eaux de ruissellement se concentrent au droit des buses et dalots pour passer sous la route. Cette concentration a pour conséquence d'accroître leur vitesse et leur effet érosif. Il est donc nécessaire de doter ces ouvrages d'aménagements d'extrémité destinés à protéger la route et les terrains environnants.

A l'amont, il se produit souvent des variations de vitesses accompagnées de tourbillons à l'entrée de l'ouvrage. Pour protéger le remblai, on peut soit réaliser deux murs en aile en entonnoir, et les relier par un radier, soit prolonger la buse pour écarter le tourbillon du pied de remblai.

La première solution convient mieux pour les buses en béton et les dalots tandis que la seconde est généralement adoptée pour les buses métalliques de petit diamètre. Pour les buses de grand diamètre, la prolongation étant trop coûteuse, la buse se termine dans le plan du talus (coupe en sifflet), et l'ouvrage est protégé contre l'érosion par un parafouille en gabions et un perré sur les talus.

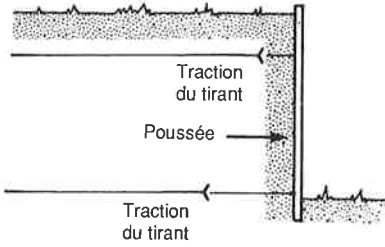
A l'aval, on adopte en général un dispositif analogue au dispositif amont, grâce auquel l'érosion est repoussée au-delà du pied de remblai. Il est souvent nécessaire de protéger le lit sur une certaine distance par un tapis d'enrochements, de gabions ou même par une descente d'eau bétonnée.

## **8.5. MURS DE SOUTÈNEMENT**

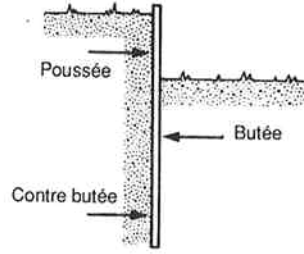
### **8.5.1. Utilité et fonctionnement des murs de soutènement**

On utilise des murs de soutènement lorsque la réalisation de la route envisagée ne peut se faire en conservant aux talus leur pente naturelle.

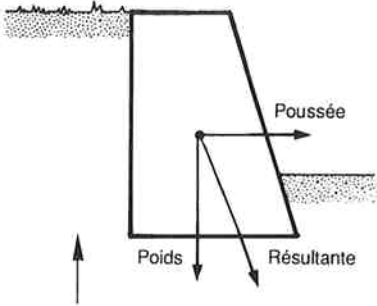
La résistance à la poussée des terres peut être obtenue soit par encastrement dans le sol, soit par mise en place de tirants ou d'étais, soit par simple appui sur le sol, ce qui implique que l'ouvrage soit suffisamment lourd ou que sa base soit suffisamment grande pour que la résultante du poids et de la poussée reste à l'intérieur du tiers central de la surface de fondation. (figure 2.8.9.)



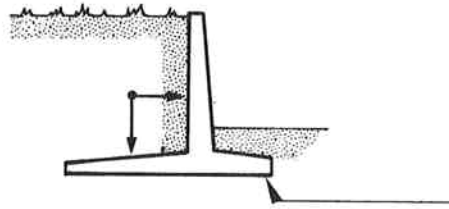
OUVRAGE RETENU  
PAR LES TIRANTS



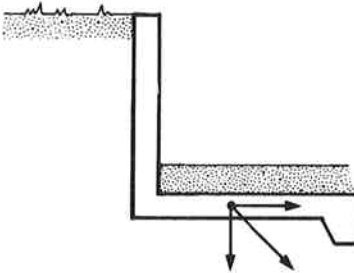
OUVRAGE ENCASTRE  
DANS LE SOL



OUVRAGE \_POIDS MASSIF



OUVRAGE STABILISE  
PAR LE POIDS DES TERRES



OUVRAGE DONT LA STABILITE EST ACQUISE  
PAR EXTENSION DE LA BASE

(le procédé est limité par le risque  
de glissement du mur sur  
sa fondation, d'où la brèche  
d'ancrage représentée à l'avant)

Fig. 2.8.9. Différents types de murs de soutènement



### 8.5.2. Drainage des murs de soutènement

La poussée exercée sur le mur augmente considérablement lorsque le sol est imbibé d'eau. Il est donc de toute première importance de drainer soigneusement le terrain situé derrière un mur de soutènement. Ce drainage s'effectue en plaçant un massif de matériaux perméables d'une épaisseur d'au moins 0,30 m contre le parement arrière du mur et en drainant ce massif à la base par des barbacanes distantes entre elles de 2 à 3 mètres et/ou un drain longitudinal (c'est-à-dire parallèle au mur) dont il est nécessaire de vérifier régulièrement le bon fonctionnement.

### 8.5.3. Ouvrages encastrés dans le sol

Ces ouvrages sont réalisés à l'aide de palplanches mises en place par battage. Pour réduire les efforts au niveau de l'encastrement, ces palplanches sont tenues en tête par des tirants.

Ce procédé fait appel à un matériau relativement cher, l'acier. Il a par contre l'avantage d'une facilité de mise en œuvre en site aquatique. Il est donc surtout utilisé pour les travaux portuaires. Son emploi pour les soutènements des remblais d'accès aux ponts peut être envisagé si les conditions géotechniques s'y prêtent et si le milieu n'est pas trop agressif et susceptible de corroder les aciers.

### 8.5.4. Ouvrages poids monolithiques

L'ouvrage poids monolithique en gros béton, en maçonnerie ou éventuellement en pierres sèches constitue la solution la plus économique pour des hauteurs de 2 à 3 mètres, à condition que l'on dispose d'un bon terrain de fondation. Cet ouvrage en effet, supporte mal les déformations

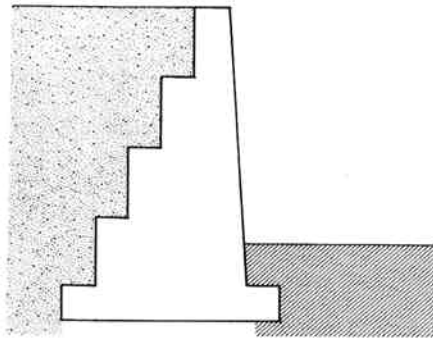


Fig. 2.8.10. Mur à redans

Comme l'épaisseur requise est plus forte à la base qu'à la partie supérieure, il est en général intéressant de donner un fruit de l'ordre de 1/5 au parement extérieur. Mais comme ce fruit prend de la place, on peut être tenté de le placer du côté du remblai. Dans ce cas, il vaut mieux le réaliser par décrochements successifs d'une paroi verticale, que par une paroi inclinée.

### 8.5.5. Murs en béton armé

Les murs poids monolithiques nécessitent de grosses quantités de béton ou de maçonnerie lorsque leur hauteur devient importante. Le mur en béton armé devient alors compétitif.

Celui-ci obtient sa stabilité en prenant appui sur le côté extérieur par une semelle avançant au-delà du parement du mur (patin), et en recueillant le poids des terres situées à l'arrière du mur sur une prolongation de la semelle sur le côté intérieur (talon). Les dimensions minimales du patin et du talon sont définies par l'équilibre statique du mur ; mais on peut être amené à majorer ces dimensions pour ne pas dépasser le taux de travail admissible du sol.

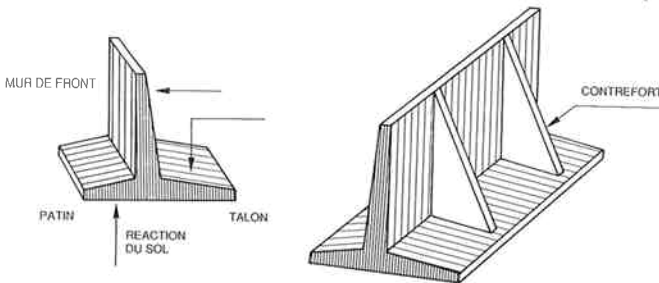


Fig. 2.8.11. Murs en béton armé

Il est souvent intéressant de raidir les murs de grande hauteur (plus de six mètres) par des contreforts.

### 8.5.6. Murs en gabions

Une solution parfois intéressante pour la réalisation de murs poids est l'emploi de gabions. Ceux-ci sont en général moins chers que la maçonnerie et ont sur celle-ci l'avantage d'être souples et de mieux s'adapter par conséquent aux mouvements de terrain.

L'emploi des soutènements en gabions est particulièrement recommandé dans le cas d'ouvrages à réaliser en bordure de rivière sur des sols dont on n'est pas certain qu'ils sont inaffouillables. Dans ce cas, il convient de réaliser des

semelles suffisamment débordantes et souples pour qu'en cas d'affouillement, celles-ci fléchissent et protègent le terrain placé sous le mur lui-même.

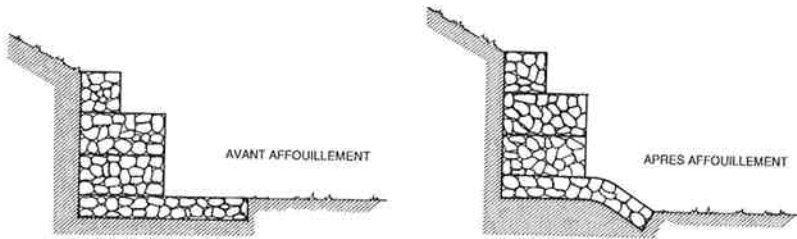


Fig. 2.8.12. Murs en gabions

Les murs en gabions peuvent également être utilisés pour des soutènements en terre ferme ; mais il convient dans ce cas de faire la balance entre les avantages que leur souplesse et leur prix peuvent présenter, et les inconvénients qui pourraient résulter à l'avenir d'une destruction du grillage par oxydation. Pour les murs de faible hauteur (moins de 6 mètres) cet inconvénient est relativement mineur car, en général, l'ouvrage pourra, si nécessaire, être reconstruit sans difficultés excessives. Par contre dans le cas de talus de grande hauteur, la question doit être examinée plus attentivement.

La durée des ouvrages en gabions dépend notablement du soin avec lequel ils ont été réalisés. S'ils sont bien exécutés, ils doivent se comporter comme des maçonneries de pierres sèches, et ne sollicitent que faiblement leur enveloppe métallique. Ils peuvent donc durer très longtemps. Dans le cas contraire c'est l'enveloppe qui supporte le plus gros des efforts, et elle risque de se rompre, ce qui entraîne alors la ruine complète de l'ouvrage.

Il importe de veiller à la réalisation soignée des ouvrages en gabions, d'autant plus que trop souvent les exécutants ont tendance à la négliger, pensant que c'est le rôle de l'enveloppe de s'opposer à la poussée des pierres vers le vide, et qu'un rangement soigné des pierres à l'intérieur du gabion est un travail superflu.

### 8.5.7. Murs cellulaires

Une autre solution pour réaliser des murs de grande hauteur sans avoir à mettre en œuvre les quantités considérables de béton ou de maçonnerie que nécessiterait la réalisation de murs-poids, consiste à réaliser des murs cellulaires, c'est-à-dire des enceintes légères en bois, en métal ou en béton armé auxquelles on donne du poids en les remplissant de remblai.

Ces enceintes sont en général en forme de caisses sans fond.

Dans les enceintes métalliques, les parois sont en tôle pliée. Elles sont boulonnées sur des colonnes d'angle. Dans les enceintes en béton armé, les parois sont réalisées en empilant des poutrelles préfabriquées ou des caissons ouverts. Il en est de même pour les enceintes en bois, mais celles-ci ne peuvent convenir que pour les ouvrages provisoires.

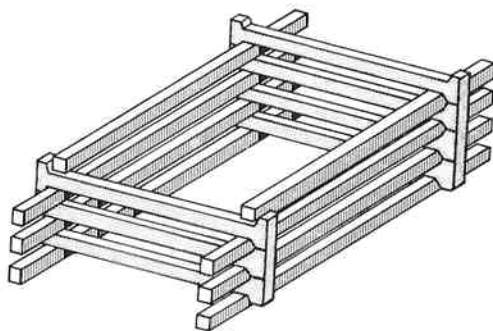


Fig. 2.8.13. Exemple de mur cellulaire

Les principaux avantages des murs cellulaires sont :

- leur souplesse, qui leur permet de supporter beaucoup mieux d'éventuels tassements que les murs monolithiques,
- leur rapidité et leur simplicité de montage,
- leur perméabilité, qui les met à l'abri des surpressions d'eau à l'arrière, lorsqu'ils remplacent des murs en béton,
- les importantes possibilités de traitement esthétique pouvant porter à la fois sur la forme (motifs variés) et la couleur (béton coloré, végétalisation) de ces murs.

### **8.5.8. Terre armée**

Un autre système permettant la réalisation de murs-poids consiste à construire des remblais en terre armée (Biblio 72).

L'instabilité des talus de remblais au-delà d'une certaine pente est due à l'absence de résistance à la traction des remblais pulvérulents, ou à la faible valeur et au manque de constance de la résistance à la traction des remblais cohérents.

Pour obtenir des talus plus raides, il faut donner au remblai cette résistance à la traction qui lui manque. Cette résistance peut être obtenue par collage des grains entre eux. On obtient ainsi des murs en béton. Mais on peut aussi s'inspirer du principe du béton armé en noyant dans le remblai des tirants qui travaillent par frottement. C'est le principe de la terre armée.

Un massif de terre armée est donc constitué par des couches horizontales d'armatures métalliques placées à intervalles réguliers (0,50 m par exemple) dans un remblai. Le dispositif est complété par une « peau », parement très léger dont le but est seulement d'assurer la tenue du remblai entre deux couches d'armature.

Ce parement était à l'origine réalisé en tôle du même métal que les armatures ce qui, pour les soutènements en milieu agressif, a posé des problèmes de corrosion. Actuellement la tôle est remplacée par des écailles en béton armé qui offrent de grandes possibilités architecturales et qui peuvent être préfabriquées localement.

### **8.5.9. Utilisation des géotextiles**

D'une manière générale on assiste depuis quelques années à un développement des techniques faisant appel à l'emploi des géotextiles dans le domaine du Génie civil. Ils sont utilisés pour résoudre les problèmes de stabilisation des sols, de protection contre l'érosion, de drainage de stabilisation des talus et de soutènement des terres.

Le soutènement des terres est assuré en constituant un massif renforcé par frottement entre le sol et les nappes de géotextiles. On peut dresser des talus à pente très raide ou même verticale.

Une technique, dite du massif de terres renforcé à face enveloppée, consiste à disposer, par couches de 50 cm d'épaisseur, le matériau du massif à l'intérieur d'une enveloppe en géotextile ancrée dans le corps du massif. La protection des surfaces exposées contre l'action des rayonnements ultra-violetts doit être assurée en permanence (béton projeté, végétalisation du talus).

Une autre technique consiste à construire un parement constitué de blocs de béton préfabriqués et autobloquants, assurant à la fois la protection contre les rayonnements ultra-violet et l'ancrage des armatures en géotextiles.

Un autre procédé de conception très différente consiste, dans le cas de sols sableux, à armer ce sol avec des fils fins. La technologie et les appareils correspondants sont bien au point et peuvent constituer dans certains cas une solution très économique (Biblio 233).

#### **8.5.10. Emploi des murs de soutènement**

Les murs de soutènement se rencontrent surtout en montagne ou dans les régions où les prix des terrains sont très élevés. Ils ont été de ce fait relativement peu utilisés en Afrique pour des aménagements routiers autres que des aménagements urbains. Cela tient pour une part au fait que les projecteurs ont une assez grande latitude dans le choix des tracés, et peuvent par conséquent éviter assez facilement les zones où de tels murs seraient nécessaires. Cela tient également au fait que l'on hésite à consentir les dépenses importantes que représentent ces murs et que l'on préfère accroître les terrassements pour les éviter.

### **8.6. BACS**

#### **8.6.1. Généralités**

Les bacs apportent une solution au franchissement des cours d'eau à chaque fois que la réalisation d'un ouvrage ne peut être envisagée pour des raisons techniques ou économiques. Les bacs font appel à des techniques particulières relevant des services de gestion du matériel, tout en s'intégrant dans le réseau routier auquel ils se raccordent par des ouvrages d'accès.

Les études des bacs doivent être associées étroitement à la conception de ces accès et des raccordements au réseau routier.

Le choix technique du type de bac et l'implantation de ses accès influencent les résultats d'exploitation et la qualité du service rendu par le bac.

Les bacs ne sont pas seulement un moyen de substitution aux ouvrages de franchissement. Ils peuvent aussi apporter des solutions, parfois saisonnières, à des problèmes de communication entre des lieux séparés par des voies de navigation intérieure telles que fleuves, estuaires ou lacs.

Les applications des bacs sont variées et leur conception répond à des règles spécifiques.

Les critères déterminants dans l'étude d'un bac se classent en trois groupes :

- a) Les critères *de trafic* qui comprennent le nombre de véhicules par jour, les impératifs éventuels de fréquence de passage diurne et nocturne, les caractéristiques, notamment le tonnage des véhicules et les variations saisonnières de trafic.
- b) Les critères *de navigation* qui comprennent les obstacles à la navigation tels que les bancs de sable, les seuils rocheux et les rapides, les vitesses de courant, les tirants d'eau disponibles et les variations saisonnières de ces paramètres.
- c) Les critères *géotechniques* des rives et l'amplitude des variations de hauteur d'eau, qui déterminent le type d'accès aux bacs.

L'objectif d'une étude de bac est de garantir une qualité de service (rapidité et sécurité) à tous les types d'usagers. Cet objectif doit être atteint tout en limitant les coûts d'installation et d'exploitation du bac.

Les différents types de bac couramment employés dans les zones tropicales ou désertiques sont présentés dans le tableau 2.8.14.

La sélection d'un type de bac résulte d'une étude économique de factibilité. Cette étude permet de déterminer les spécifications techniques (dimensionnement, propulsion, équipement) du bac et des accès au bac, ainsi que les coûts d'exploitation à prévoir.

TYPE DE BAC		TYPE DE CONSTRUCTION	Orientation de la bande de roulement	MODE DE PROPULSION	Capacité
BAC NON MOTORISE	Bac à pirogues	Pirogues traditionnelles accouplées parallèlement (4 à 8 pirogues)	Transversal	Perches ou traïlle	2 - 8 t
	Bac à baleinières en acier	Barges ou baleinières accouplées parallèlement (2 à 4 barques)	Transversal	Traïlle	12 - 16 t
	Bac ambrôme	Monocoque ou modulaire	Longitudinal	Treuil manuel	12 - 20 t
BAC A MOTEUR	Bac à pirogues	Pirogues traditionnelles accouplées parallèlement (4 à 8 pirogues)	Transversal	Moteur Hors-Bord (8 60 CV)	2 - 8 t
	Bac à baleinières en acier	Barges ou baleinières accouplées parallèlement (2 à 4 barques)	Transversal	Moteur Diesel (45 - 500 CV)	12 - 60 t
	Bac à treuil moteur	Monocoque ou modulaire	Longitudinal	Treuil entraîné par moteur Diesel	20 - 60 t
	Bac ambrôme	Monocoque ou modulaire	Longitudinal	Mropousseur ou propulseurs Hélice-gouvernail (45 - 600 CV)	12 - 300 t
	Ferry	Monocoque	Transversal ou longitudinal	Propulseur Diesel Marin (300 - 600 CV)	jusqu'à 300 t
DIVERS	Bac à balancier	Barges ou baleinières ou pirogues	Transversal	Action du courant	2 - 16 t
	Pont bac	Baleinières ou pontons	Transversal	Fixe	jusqu'à 40 t

**Tableau 2.8.14.**

**LES TYPES DE BACS DES ZONES TROPICALES ET DESERTIQUES**



## 8.6.2. Types de construction de bacs

### 8.6.2.1. Généralités

Beaucoup de franchissements par bacs sont situés sur des rivières non navigables, ce qui interdit l'acheminement du nouveau bac à installer par voie d'eau. Les bacs doivent donc souvent être démontables en éléments susceptibles d'être transportés par la route depuis les ateliers de fabrication jusqu'au site.

Jusqu'à l'apparition des constructions en acier soudé, la technique de montage du bac consistait à accoupler ce qu'il est parfois convenu d'appeler des "baleinières". Ce terme sera utilisé dans le présent Manuel pour désigner des petites embarcations pouvant mesurer jusqu'à 18 m et dont la largeur est au gabarit routier. Ces embarcations peuvent être acheminées soit directement par la voie d'eau, soit sur des camions ou des remorques. Un nombre variable de deux à cinq baleinières sont assemblées pour former un bac.

Les baleinières d'autrefois étaient construites en acier rivé ; après l'apparition du soudage, les baleinières ont progressivement été remplacées par des petites barges ou pontons à bouchain <sup>(1)</sup> vif répondant aux mêmes exigences de dimensionnement et la technique d'assemblage des baleinières pour constituer un bac a été conservée. Les baleinières constituant le bac peuvent d'ailleurs être réduites à de simples pirogues en bois.

L'avantage de la baleinière, dont la construction était pratiquement standardisée, venait de ce qu'elle était très répandue sur les cours d'eau car, utilisée seule, elle servait de vedette de transport et de ravitaillement. Il était donc facile de résoudre les problèmes d'entretien et de dépannage du bac en substituant une baleinière complète en bon état à une baleinière endommagée.

De plus, il est possible de remonter certaines rivières jusqu'au site projeté du bac avec une baleinière, alors qu'il serait impossible de les remonter avec un bac complet. On pouvait ainsi installer des bacs à peu de frais.

Depuis les années 1970, la technique des bacs à baleinières a sensiblement évolué. Le bac de type ponton s'est développé. Le ponton peut être démontable lorsqu'il est constitué de modules de plus petit gabarit ou monobloc.

Lorsque le site est accessible par la voie fluviale et pour les bacs de tonnage supérieur à 12 t, on a maintenant généralement recours au ponton bac de

---

(1) Bouchain : angle formé par le fond et le bordé de la barge. Les bouchains arrondis ont disparu avec l'introduction du soudage.

construction entièrement soudée ; on utilise aussi des pontons bacs, mais ceux-ci sont de construction modulaire, lorsque l'acheminement doit se faire par la route.

#### **8.6.2.2. Bacs à pirogues**

Le bac à pirogues se rencontre sur les axes de desserte locale à très faible trafic, de l'ordre de un véhicule par jour. Il est limité en capacité à environ 8 tonnes de chargement pour les plus gros bacs, comme celui qui est représenté sur le croquis 2.8.15., ce qui restreint ses applications .

Le bac à pirogues est constitué d'un nombre variant de 4 à 8 grandes pirogues en bois de 12 m de longueur environ.

Les pirogues sont assemblées par des poutres en bois reposant sur la partie supérieure des bordés et maintenant l'écartement des pirogues entre elles. Le platelage en bois constituant la bande de roulement des véhicules est rapporté sur les poutres. Les passerelles permettant l'embarquement et le débarquement des véhicules sur le bac sont généralement des planches équarries de l'ordre de 15 cm d'épaisseur qui sont manipulées à bras d'homme.

Le mode de propulsion peut être le moteur hors bord ou la traîlle, tels que décrits dans le paragraphe 8.6.5. ci après.

Sur les cours d'eau peu profonds, on rencontre des bacs à pirogues qui sont manœuvrés à l'aide de perches et par traction humaine. Le tirant d'eau d'un bac à pirogues chargé n'excède guère 0,50 m et le fait de pouvoir le manipuler à la main lui confère des qualités de manoeuvrabilité et de souplesse par rapport à l'environnement.

Dans les régions où la forêt est abondante, son coût de construction reste compétitif ; par rapport au bac métallique, il ne nécessite que très peu d'équipements importés.

### 8.6.2.3. Bacs à baleinières

Le bac dit "à baleinières" est très répandu dans les zones tropicales pour les raisons invoquées plus haut.

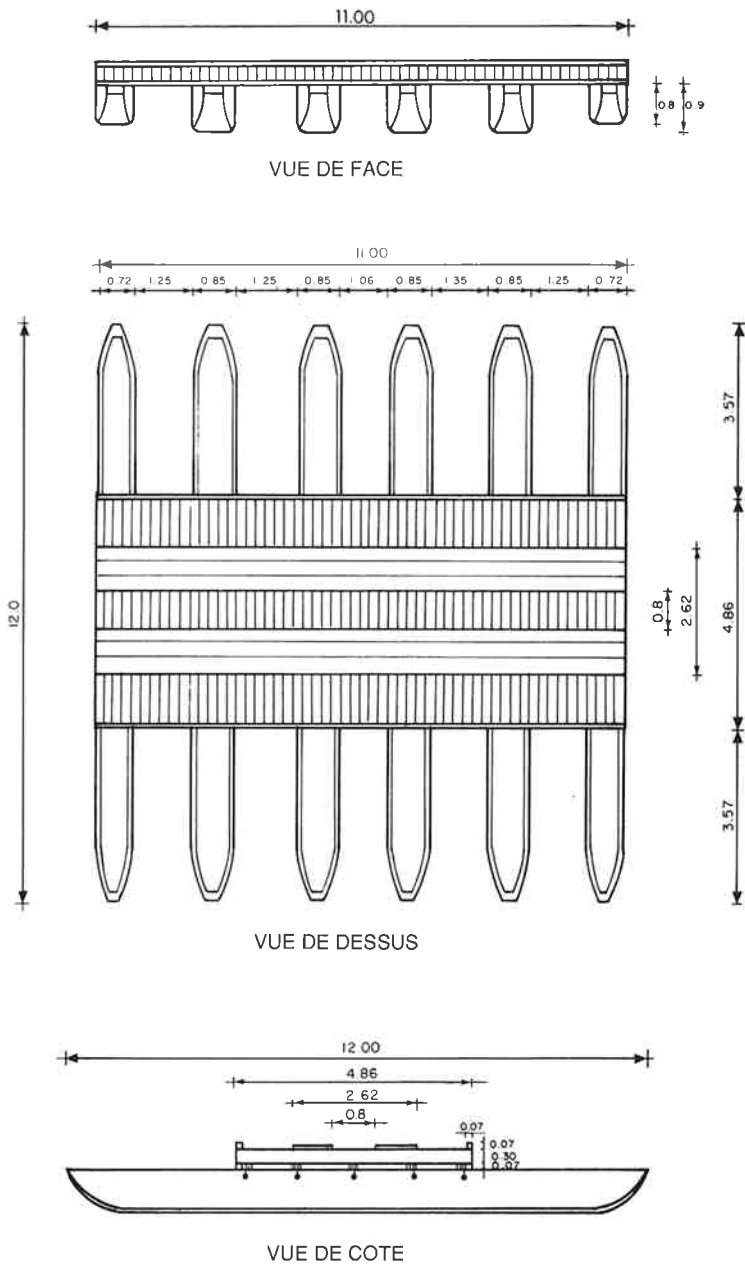
Il est constitué de deux, trois, quatre ou cinq baleinières en acier assemblées entre elles par des poutrelles en acier (voir schéma 2.8.16.).

Les baleinières récentes sont de construction en acier soudé à bouchain vif, généralement pontées. Leurs dimensions peuvent atteindre 18 m de longueur et 3,50 m de largeur pour un bac de 60 t.

Le platelage est rapporté sur les poutrelles d'assemblage du bac pour former l'aire de roulement qui se prolonge à ses deux extrémités par des passerelles d'embarquement et de débarquement. Dans le cas des barges pontées, le platelage peut être directement constitué par le pont des baleinières jointoyé par des pontages intermédiaires.

Les passerelles sont en général retenues et manoeuvrées par une câblerie et un treuil de manoeuvre manuel qui permet de les relever pendant les traversées et de les amener au contact de la rampe d'accès au cours du chargement ou du déchargement des véhicules. Il existe aussi des passerelles à contre-poids ou à balancier, le poids de la passerelle étant alors équilibré soit par un contre-poids soit par la passerelle opposée.

La capacité des bacs à baleinières peut être de 12 à 60 tonnes (le bac représenté sur la figure 2.8.16. est un bac de 30 t).



**Fig. 2.8.15.**

Croquis d'un bac à pirogues

La propulsion des bacs jusqu'à 16 t peut être la trille décrite dans le paragraphe 8.6.5. ci-après, sinon ces bacs sont motorisés. Les bacs à moteurs sont équipés d'une timonerie érigée généralement à l'arrière, dans l'axe du bac, et donnant au barreur la visibilité nécessaire pour naviguer dans toutes les conditions de chargement.

La partie du platelage accessible aux usagers est délimitée par des garde-corps en tube d'acier.

Ces bacs ne sont généralement pas classés par les sociétés de classification mais disposent du minimum d'équipement de sécurité (pompes d'incendie, extincteurs, brassières, bouées et radeaux de sauvetage) ; leur armement est réduit à un simple guindeau manuel. L'amarrage est assuré par des bollards. Les systèmes d'aide à la navigation et d'alarme ne sont généralement pas très développés.

L'avantage du bac à baleinières est d'être démontable et transportable par la route. Le carénage peut s'effectuer sur le site.

Le bac à baleinières présente des qualités hydrodynamiques supérieures au bac du type ponton. Le bac à baleinières peut être équipé du système de trille, qui ne s'applique pas au ponton bac. Le bac à baleinières à moteur a de bons rendements en terme de vitesse par rapport à la puissance installée.

Cependant, la stabilité du bac à baleinières au moment des manoeuvres d'embarquement et de débarquement n'est pas satisfaisante. Il est vulnérable à l'accostage et sa structure ne lui confère qu'une durée de vie limitée. De plus, le coût de construction du bac à baleinières est plus élevé que celui du ponton bac à capacité égale ; ce sont tous ces facteurs qui conduisent progressivement à l'abandon du bac à baleinières au profit du ponton bac.

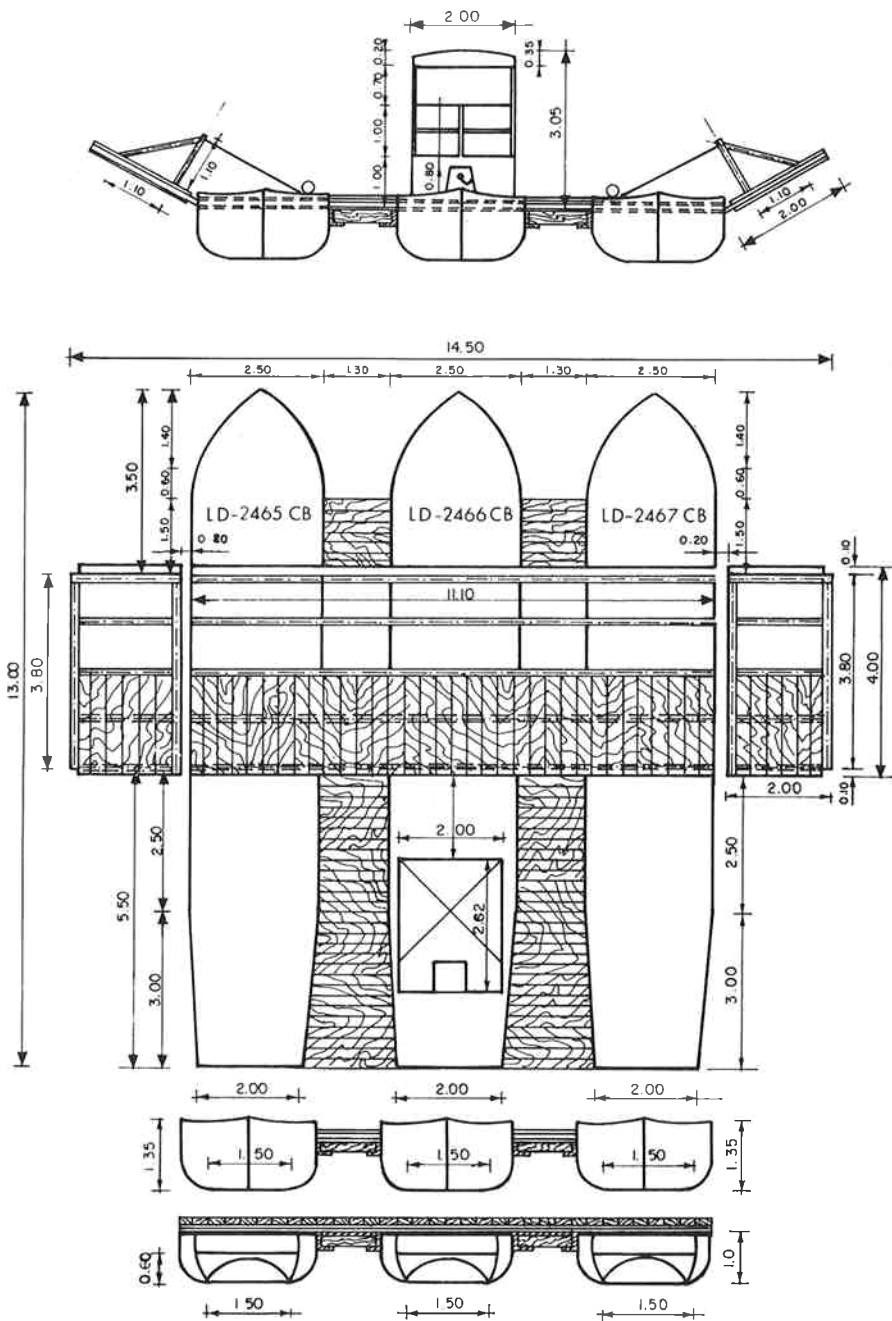


Fig. 2.8.16.

Croquis d'un bac à baleinières

#### 8.6.2.4. Pontons bacs, bacs ambidrômes

L'apparition de la soudure a modifié sensiblement la conception des bacs de rivière en zones tropicales et désertiques. Avec elle, est apparu le ponton bac de conception plus simple et plus économique que le bac à baleinières.

Il peut être monobloc ou modulaire. Il comporte un ponton de conception classique, divisé par des cloisons étanches dans le cas du ponton monobloc. Il est formé dans ses parties extrêmes par des levées du fond de coque qui permettent d'accoster plus facilement sur des rampes en plan incliné à faible pente.

Les coquerons se prolongent par un dispositif de passerelles d'embarquement et de débarquement, comparables aux passerelles des bacs à baleinières. Le pont du bac est conçu pour servir directement de bande de roulement pour les véhicules (voir schéma 2.8.17.).

Le ponton bac peut dans certains cas n'être pourvu que d'une seule extrémité d'accostage, l'autre extrémité étant occupée par la partie propulsion. Ce cas est cependant rare et il est déconseillé, car dans ce cas les véhicules doivent effectuer l'une des manoeuvres d'embarquement ou de débarquement en marche arrière.

Les pontons bacs sont généralement symétriques, pourvus d'une double extrémité aménagée pour l'embarquement et le débarquement des véhicules.

Le ponton bac peut être propulsé soit par des micropousseurs attelés à ses flancs, soit par des propulseurs à hélice, gouvernail montés sur les cotés du platelage. La propulsion classique avec lignes d'arbres est incompatible avec la conception symétrique des bacs de ce type.

S'il est de faible poids le ponton bac peut aussi être un bac à treuil moteur, comme cela est décrit dans le paragraphe 8.6.5. ci-après.

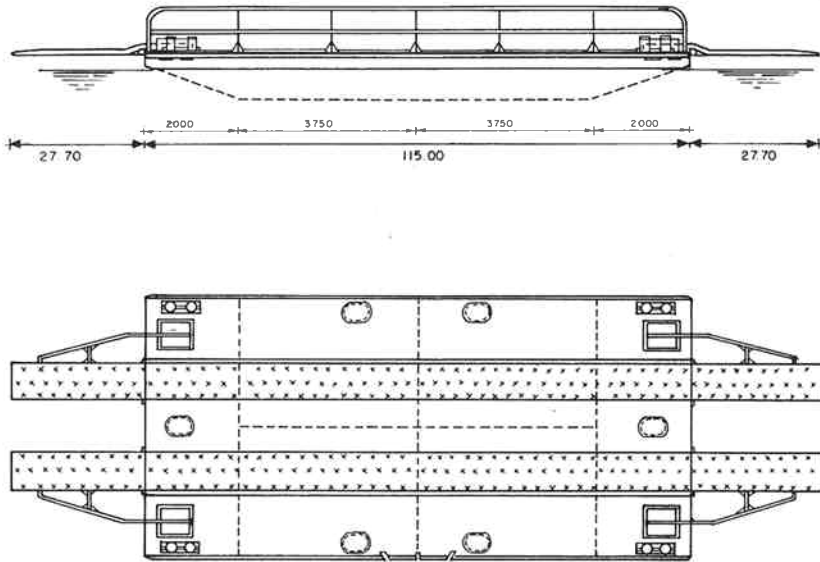


Fig. 2.8.17.  
Croquis de ponton bac du type ambidrôme

La principale caractéristique du ponton bac est de pouvoir indifféremment se propulser dans un sens ou dans l'autre. Cette caractéristique lui vaut la dénomination de "*bac ambidrôme*".

Le bac ambidrôme ou ponton bac peut couvrir toute la gamme des capacités des bacs de rivières, de 12 à 300 tonnes. La stabilité du bac ambidrôme au moment de l'embarquement et du débarquement des véhicules est satisfaisante.

Les pontons bacs peuvent être démontables afin de pouvoir être acheminés par la route. Le bac est alors constitué de caissons modulaires jointifs assemblés le plus souvent à l'aide de clés spéciales et de boulons. Des caissons spéciaux constituent les supports des organes propulsifs (propulseurs hélice-gouvernail ou treuils) et les avants-becs relevables jouent le rôle de passerelles d'embarquement et de débarquement. Ces pontons peuvent être modifiés, rallongés, élargis à peu de frais en ajoutant des caissons supplémentaires.





Photo 2.8.15. Petit bac ambidrôme (Sénégal)

### 8.6.3. Principes et dispositifs d'accostage, d'embarquement et de débarquement

On distingue deux catégories de bacs selon que la direction de la bande de roulement des véhicules sur le bac est perpendiculaire (bac transversal) ou parallèle (bac longitudinal) à l'axe de navigation du bac. Les dispositifs d'accostage, d'embarquement et de débarquement sont suivant le cas, de conception différente.

On se reportera au tableau 2.8.14. pour déterminer, selon le type de bac ; l'orientation de la bande de roulement et le principe d'accostage, de débarquement et d'embarquement qui lui sont associés.

#### 8.6.3.1. *Les bacs transversaux*

Les bacs transversaux sont constitués de barges ou baleinières, ou de pirogues accouplées parallèlement. Le platelage ou bande de roulement est disposé transversalement à l'axe des baleinières. Les passerelles d'embarquement et de débarquement sont disposées sur les bordés extérieurs babord et tribord du bac. Ces bacs sont décrits dans les paragraphes 8.6.2.2. et 8.6.2.3. du présent chapitre.

La caractéristique essentielle du bac transversal est que le bac accoste perpendiculairement à la rampe d'accès des véhicules, c'est-à-dire généralement parallèlement à la rive. Cette disposition facilite la manœuvre d'accostage surtout en présence de courants. En effet, le bac effectue ses manœuvres parallèlement à la direction du courant en s'y opposant, d'un côté de la rivière comme de l'autre.

Les véhicules, embarquant en rive droite, accèdent sur le bac par son côté gauche et poursuivent leur route en empruntant le côté opposé du bac pour débarquer en rive gauche. La photo 2.8.16, illustre une manoeuvre d'embarquement sur un bac transversal.



**Photo 2.8.16.** Conditions d'embarquement sur un bac transversal

Les accès destinés aux bacs transversaux sont théoriquement des appontements constitués de pontons eux-mêmes reliés à une rampe par des passerelles ou de chariots sur rail pouvant être ajustés au niveau des eaux, soit encore de quais fixes multiniveaux réalisés en forme de gradins en béton le long de la berge.

Tous ces dispositifs sont conçus pour que le bac puisse accoster en toute saison le long de l'ouvrage comme un navire accoste le long d'un quai. C'est-à-dire que l'ouvrage doit être praticable aussi bien en basses eaux qu'en hautes eaux. Les variations du niveau des eaux en rivières tropicales peuvent atteindre des amplitudes de 12 m, et ces ouvrages fixes d'accostage atteindre des dimensions importantes.

Pour ce type d'accostage, il est nécessaire de munir le ponton, le chariot ou le quai d'un dispositif qui permet de caler le bac pendant les manoeuvres d'embarquement ou de débarquement des véhicules. En effet, au moment du passage du véhicule du bac sur l'ouvrage et vice-versa, les bacs transversaux, surtout de faible tonnage, ont tendance à prendre une gîte importante. Cette manoeuvre périlleuse est souvent la cause d'accidents.

On rencontre souvent les bacs transversaux de faible tonnage accostant perpendiculairement à une rampe dépourvue d'ouvrage d'accostage (voir photo 2.8.16.). Ceci présente l'avantage que le bac se cale naturellement sur le terrain naturel ou la rampe elle-même. L'inconvénient est que le bac talonne alors avec une partie vulnérable de la coque qui est son bouchain. Cette situation anormale est relativement répandue et entraîne des désordres dans la structure des baleinières qui requièrent des interventions lourdes très fréquentes et limitent la durée de vie du bac.

Les passerelles d'embarquement et de débarquement, dans le cas d'accostage sur rampe non aménagée, gagnent à être divisées en deux bandes, une pour chaque roue comme indiqué sur la photo 2.8.16., pour corriger les dénivellations de la berge et éviter d'endommager les charnières des passerelles.

En résumé les manoeuvres d'accostage des bacs transversaux sont relativement faciles, mais les opérations d'embarquement et de débarquement sont périlleuses. En l'absence d'ouvrage adapté, des désordres apparaissent dans la structure du bac.

#### **8.6.3.2. Les bacs longitudinaux**

C'est le cas des bacs ambidromes ou symétriques à double extrémité. Ils sont constitués d'un ponton pourvu à ses extrémités de deux levées dont la structure est spécialement renforcée pour permettre l'échouage du bac sur une rampe. Les passerelles d'embarquement et de débarquement sont disposées aux extrémités "avant" et "arrière" du bac dans le prolongement de la bande de roulement. Ces bacs sont décrits dans le paragraphe 8.6.2.4. du présent chapitre.

La caractéristique essentielle du bac longitudinal est que le bac accoste frontalement sur un plan incliné en s'échouant comme le font les engins de débarquement.

Une fois le bac échoué, les passerelles sont abaissées jusqu'au contact avec la rampe pour permettre l'accès des véhicules. Dans le cas des grands bacs, un chariot intermédiaire est nécessaire, compte tenu de la hauteur de la bande de roulement par rapport au sol.

Pour les bacs de tonnage plus faible (jusqu'à 40 t), les chariots ne sont pas nécessaires ce qui réduit le coût de l'ouvrage d'accostage. Les passerelles doivent être amplement dimensionnées de sorte que les angles entre platelage, passerelle et rampe soient aussi ouverts que possible et que les véhicules n'aient pas de dénivellation à franchir. Un exemple de passerelle de bac de 35 t est donné sur la figure 2.8.18. Un soin particulier doit être apporté à la conception des charnières des passerelles qui sont fortement sollicitées.

Le principe d'accostage, d'embarquement et de débarquement frontal des bacs longitudinaux est plus simple que celui des bacs transversaux. Les coûts de mise en oeuvre sont inférieurs et la sécurité est accrue.

Par contre, le positionnement du bac est plus difficile que celui d'un bac transversal, surtout en présence de courants.

Le bac en effet, présente la surface complète de son bordé à l'action du courant ce qui tend à rabattre le bac sur la berge.

Pour diminuer l'effet du courant, les rampes d'accès sont souvent implantées parallèlement à la rive ou avec un angle faible avec celle-ci, de l'ordre de  $30^\circ$ . De cette manière, le bac peut effectuer ses manoeuvres d'accostage dans les meilleures conditions, c'est-à-dire contre le courant mais les rampes de ce type ont tendance à se charger de sédiments empêchant leur accès si elles ne sont pas entretenues.

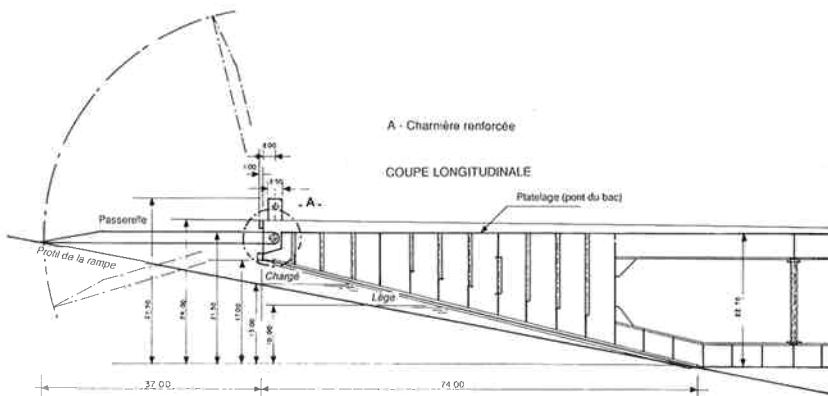


Fig. 2.8.18. Schéma de passerelle de bac longitudinal  
(Bac ambidrome de 36 t)

#### **8.6.4. Ouvrages d'accès aux bacs**

L'emplacement des bacs est en général choisi de façon à ce que, aussi bien en hautes eaux qu'en basses eaux, l'accès soit possible et facile.

Selon la forme des berges et leur stabilité, on peut réaliser divers types d'ouvrages.

##### **8.6.4.1. Accès des bacs transversaux**

Pour ces bacs, on a besoin d'une sorte de quai, permettant au bac de s'approcher de la berge avec un tirant d'eau suffisant pour assurer sa flottaison, même à l'instant du débarquement des camions.

Les systèmes les plus courants sont : (voir figure 2.8.19.)

- le système du charriot sur rails et sur plan incliné qu'on fait monter ou descendre en fonction du niveau des eaux de la rivière ;
- le système du ponton flottant, qui accepte n'importe quel profil en travers de la rivière, à partir du point d'ancrage du ponton flottant ; de tels pontons sont maintenus en place par des bras inclinables, mais doivent en général être aussi soutenus par des colonnes verticales ou des chaînes ancrées qui s'opposent à l'action du courant sur eux. Ces pontons flottants sont des systèmes bien adaptés à un trafic important ; mais ils sont un peu délicats et doivent être soigneusement entretenus ;
- des quais en gradins, chaque niveau de gradin étant relié au sommet de la berge par des voies routières inclinées. Ces quais peuvent être pleins, mais sont souvent conçus, dans le cas de berges instables, comme des appontements sur pieux.

##### **8.6.4.2. Accès des bacs longitudinaux**

On a expliqué que ces bacs sont prévus pour s'échouer au moment du débarquement ou de l'embarquement, leurs rampes d'accès sont des plans inclinés réguliers en béton, empierrement ou latérite.

Ces rampes diffèrent par l'angle qu'elles font avec l'axe de la rivière (voir figure 2.8. 19.). L'angle le plus rationnel est celui de la variante 3 ; le bac est maintenu en place par le courant. Dans les autres variantes, il est nécessaire d'avoir un système d'appui du bac sur colonnes verticales ou d'amarrage du bac sur des bollards ou poteaux d'ancrage.

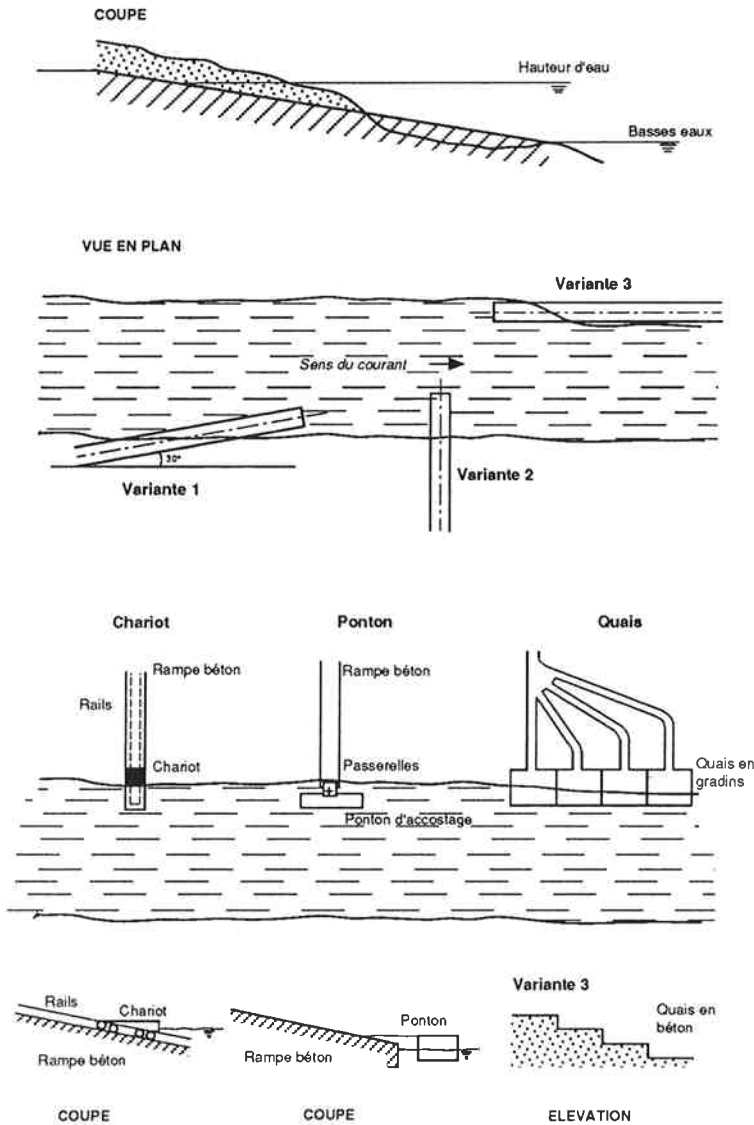


Fig. 2.8.19. Divers types d'ouvrages d'accès au bac

### 8.6.5. Les modes de propulsion

Différents modes de propulsion de bacs peuvent être envisagés . Leur choix dépend en partie du type de bac.

#### 8.6.5.1. *Traille*

Les bacs à traille sont des bacs non motorisés qui traversent la rivière sous la seule action du courant. Le bac est retenu par un câble porteur qui traverse la rivière. La traille ne s'applique guère qu'à des bacs de 16 t maximum et seulement aux bacs transversaux de type à baleinières ou à pirogues.

Le bac à traille, en raison de son coût d'exploitation réduit, est très répandu dans les zones tropicales et désertiques. Cependant, son usage est conditionné par trois exigences particulières qui doivent être remplies simultanément :

- la largeur de la rivière doit être inférieure à 120 m. Il est possible d'installer des trailles de 200 m, mais le dimensionnement du câble porteur rend la solution assez chère,
- la rivière doit nécessairement être non navigable compte tenu de la présence du câble tendu en travers de la rivière,
- la vitesse du courant doit être comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, les courants trop faibles ne permettant pas de mouvoir le bac, les courants trop forts exerçant trop de tension dans les câbles.

Le principe de fonctionnement de la traille est le suivant :

La rivière est traversée par un câble porteur, tendu entre deux pylônes et retenu par des ancrages. Le bac est équipé d'un câble secondaire, dit câble de manoeuvre ou de traille, assujéti au chariot de traille qui assure la retenue du bac sur le câble porteur.

Par une manoeuvre simple, le passeur d'eau imprime une direction au bac en agissant sur le câble de manoeuvre. Dès que le bac s'oriente, il oppose une résistance au courant dont une composante entraîne le bac transversalement.



**Photo 2.8.17.** Bac à traile

Le bac à traile est souvent un bac de faible trafic. Il est idéal pour les sites reculés car il ne nécessite que peu d'interventions et pas de carburant.

Les bacs à traile ont parfois des difficultés en période de basses eaux à atteindre les berges. Dans ce cas les passeurs d'eau s'aident de perches et éventuellement manœuvrent le bac à bras d'homme.

Un autre principe voisin de la traile est le balancier, qui n'entrave pas la navigation. La retenue du bac n'est plus assurée par le câble porteur ; le câble porteur est remplacé par un câble longitudinal ancré en un point en amont du bac, au milieu de la rivière. Le principe de fonctionnement est le même que celui de la traile.

#### **8.6.5.2. Treuils**

Les bacs à treuils sont des bacs longitudinaux retenus à un câble porteur tendu entre deux pylônes en travers de la rivière. Un ou deux autres câbles sont tendus parallèlement au câble porteur, pour la propulsion. Ces câbles de propulsion s'enroulent sur les tambours de treuil montés sur le bac. En actionnant le treuil, le câble de propulsion est avalé par le tambour et imprime le mouvement au bac.

Le treuil peut être soit manuel (bacs jusqu'à 20 t) soit entraîné par un moteur Diesel (jusqu'à 60 t).



Le treuil entraîne généralement deux tambours. Il existe deux câbles de traction : pendant que l'un s'enroule sur un treuil, l'autre se déroule. Ce système peut s'ajuster en fonction des variations des hauteurs d'eau.

#### **8.6.5.3. Moteurs hors-bord**

Les moteurs hors bord sont essentiellement destinés aux bacs à pirogues pour lesquels les conditions requises pour l'installation d'une traille ne sont pas réunies, généralement à cause d'une distance à parcourir trop grande.

Les moteurs hors-bord à essence sont fragiles et l'essence n'est pas facile à approvisionner dans des régions où ne circulent que des véhicules Diesel. Il existe néanmoins des moteurs hors-bord Diesel.

Les puissances requises pour un bac à pirogues vont de quelques CV jusqu'à 60 CV selon le tonnage du bac et la vitesse du courant.

#### **8.6.5.4. Propulsion classique**

La propulsion classique consiste en une ligne d'arbre d'hélice entraînée par un inverseur-réducteur lui-même accouplé par un embrayage à un moteur Diesel marin (double circuit de refroidissement avec échangeur). Le calcul de la puissance, relativement complexe, n'est pas traité dans cet ouvrage. Les moteurs de bacs sont très sollicités. La durée de vie d'un moteur Diesel de bac est de l'ordre de 7 ans. Ce qui signifie qu'un bac doit être remotorisé plusieurs fois dans sa vie.

Le mode de propulsion classique s'applique à tous les bacs à baleinières, et aux micropousseurs. Il ne s'applique pas au bac ambidrome dont les levées d'extrémités viennent en contact avec la rampe, interdisant la présence d'hélices dans cette région de la coque du bac.

La propulsion classique est simple et économique. Son entretien et ses réparations s'effectuent sur le site. Les pièces de rechange pour la ligne d'arbre peuvent être usinées localement. Le rendement mécanique est satisfaisant.

Pour les moteurs de faible puissance (jusqu'à 100 CV), le démarrage par inertie ou par accumulateurs d'énergie mécanique est recommandé car il supprime les problèmes de démarreur électrique. Les bacs ne circulant pas de nuit peuvent, grâce à ces dispositifs de démarrage, être totalement dépourvus de circuit électrique et de batteries.

### 8.6.5.5. Micropousseurs

Le micropousseur ou la baleinière de poussage, accouplé à un bac ambidrôme de 12 t à 30 t, constitue une solution de motorisation simple et économique. Le micropousseur est équipé de la propulsion traditionnelle avec moteur Diesel. Il peut être équipé d'une corne de poussage qui s'engage dans un fourreau fixé sur le bordé au maître-couple du bac (au milieu du bac).

Le micropousseur, une fois assujéti au bac par sa corne de poussage, peut effectuer des rotations de 180° de façon à pousser le bac dans une direction ou dans l'autre, tout en restant sous le courant de façon à retenir le bac.



**Photo 2.8.18.** Baleinière de poussage de 45 CV

La baleinière de poussage illustrée sur la photo 2.8.18. est utilisée pour motoriser un bac ambidrôme de 20 t. La baleinière, en cas d'immobilisation prolongée, peut être remplacée par une autre qui sera acheminée soit par la rivière, même par conditions difficiles de navigation, soit par la route sur un simple camion-benne de 6 t.

#### **8.6.5.6. Propulsion hélice-gouvernail**

Les propulseurs de type hélice-gouvernail présentent certains avantages sur la propulsion classique :

- suppression de l'appareil à gouverner et des gouvernails ;
- bonne manœuvrabilité ;
- possibilité d'escamoter l'hélice en relevant le bras du propulseur.

Ces avantages confèrent au bac une plus grande précision dans les manœuvres et lui permettent de naviguer sur des hauts fonds.

Le propulseur à hélice gouvernail est la solution alternative du micropousseur à la motorisation du bac ambidrôme pour lequel la propulsion classique est inadaptée. Le propulseur de type hélice-gouvernail semble généralement plus coûteux qu'une propulsion classique, à la fois en acquisition et en exploitation; cependant, dans le cas du bac ambidrôme, la propulsion classique suppose que le bac soit flanqué d'un micropousseur, inutile dans le cas du propulseur de type hélice-gouvernail, de sorte que les coûts de construction sont comparables.

Il existe aussi des variantes des propulseurs à hélice-gouvernail telles que le cone jet, qui présente une manœuvrabilité équivalente et réduit la vulnérabilité des propulseurs. Le cone jet en effet est intégralement niché dans la coque, au-dessus du niveau du fond du bac.

Les jets marins sont parfois employés pour propulser les bacs ; leur inconvénient majeur est que des grilles d'aspiration se colmatent avec la végétation aquatique s'il en existe, telle que les jacinthes d'eau.

#### **8.6.6. Choix d'un bac**

Le tableau (2.8.20.) ci-dessous fournit une première approche au choix d'un bac en fonction de la largeur et du courant de la rivière, de sa navigabilité et du niveau de trafic. Cependant d'autres paramètres sont à prendre en compte qui peuvent éventuellement modifier les indications du tableau. Ces indications sont donc à considérer avec réserve.

CARACTERISTIQUES DE LA RIVIERE	TRAFFIC EN NOMBRE DE VEHICULES PAR JOUR							
	0	1	5	10	20	30	40	----
Largeur < 80 m	Pirogue traïlle ou moteur HB Pont							
50 m < Largeur < 150 m Navigable	Pirogue à moteur HB Ambidrôme 20 t Micropousseur Transversal 20 t à moteur Ambidrôme 30 t Micropousseur							
50 m < Largeur < 150 m Non navigable Courant < 0,5 m/s	Pirogue à traïlle Ambidrôme 20 t à treuil Ambidrôme 30 t à treuil moteur							
50 m < Largeur < 150 m Non navigable 0,5 m/s < Courant < 1,5 m/s	Pirogue à traïlle Transversal 16 t à traïlle Ambidrôme 30 t à treuil moteur							
Largeur > 150 m Vitesse courant > 1,5 m/s	Pirogue à moteur HB Ambidrôme 20 t Micropousseur Ambidrôme 30 t Hélice-gouvernail							

**Tableau 2.8.20.**  
Première approche pour le choix d'un type de bac



## CHAPITRE 9

### EQUIPEMENT DE LA ROUTE

#### 9.0. INTRODUCTION

Bien que les routes dans les PED soient souvent réduites à leur seule fonction de plate-forme permettant le passage des automobiles, il importe de plus en plus de se préoccuper aussi des problèmes de sécurité, de signalisation et même d'esthétique. C'est l'objet du présent chapitre.

#### 9.1. PLANTATIONS

Il s'agit de plantations d'alignement, destinées à agrémenter les abords de la route et à procurer de l'ombre. Elles sont assez fréquentes dans les traversées de villes ou villages et le long des accès aux villes où elles améliorent à la fois le confort de l'usager et le cadre de vie des riverains.

En pays très pluvieux, elles empêchent l'évaporation et doivent être partout résolument proscrites.

En pays secs et sauf dans les terrains très gonflants, elles sont moins nuisibles à la tenue de la chaussée mais la mise en place, l'arrosage et la protection des jeunes plants contre les déprédations coûtent cher.

Les racines peuvent créer des désordres dans la chaussée si elles en sont trop proches et les plantations d'alignement sont, d'autre part, parfois à l'origine d'accidents graves. Il est recommandé de ne pas faire ou tolérer de plantations à moins de 10 m de l'axe de la route et, en tout cas de les éviter en dehors des agglomérations.

Les espèces recommandables pour les plantations sont à discuter avec les services forestiers et agricoles nationaux, en se préoccupant du développement des racines, de la rusticité de l'espèce et de la facilité de prise des jeunes plants.

Parmi les espèces recommandables, on peut citer, s'ils sont adaptés à la région :

- . divers types de palmiers (en pays sec)
- . l'eucalyptus
- . les bambous
- . le laurier-rose

## 9.2. BORNAGE ET SIGNALISATION PERMANENTE

### 9.2.0. Introduction

Les règles internationales générales de la signalisation routière ont été définies par la Conférence des Nations Unies sur la circulation routière de Vienne en octobre et novembre 1968 (Biblio11.) De plus, chaque pays a en principe une réglementation qui précise ou fixe les prescriptions à suivre pour l'implantation des différents signaux. En l'absence d'une telle réglementation nationale, on pourra consulter la réglementation française à laquelle il sera souvent fait référence dans ce chapitre et qui applique très rigoureusement les règles internationales.

La réglementation française en matière de signalisation routière est définie dans Biblio 213.

La signalisation routière permanente a pour objet de renseigner l'automobiliste pour lui offrir la meilleure sécurité et le meilleur confort. Mais elle a aussi dans certains pays une fonction juridique, en cas de procès entre deux usagers, ou entre un usager et l'administration. Enfin, de par son uniformité et la rigueur avec laquelle elle est implantée et entretenue, elle participe à l'image qu'un Etat donne de lui-même à ses habitants et aux étrangers.

On distingue traditionnellement la signalisation horizontale, qui regroupe tous les **marquages** sur chaussée, et la **signalisation verticale** comprenant tous les panneaux, bornes, balises (et également les feux en zones urbaines).

Si la signalisation verticale, éventuellement minimale, est presque toujours obligatoire sur une route, même non revêtue, la décision concernant la réalisation d'un marquage doit être prise en tenant compte des remarques ci-dessous :

- aucun marquage n'est réalisé sur les routes non revêtues ;
- la réalisation du marquage nécessite des machines d'application d'un coût d'autant plus fort que les longueurs à traiter sont importantes et que la qualité imposée est soignée ;

- son prix de revient est élevé, surtout s'il n'existe pas dans le pays de machine d'application ni d'équipe formée à son utilisation ;
  - les lignes ne sont efficaces que dans la mesure où elles sont visibles : le maintien de cette visibilité nécessite des régénérations fréquentes, surtout sur un revêtement gravillonné. Ainsi lorsque des lignes sont peintes sur une route neuve, il peut être nécessaire de refaire un passage six mois après réalisation et de prévoir un passage tous les ans par la suite.
- La réalisation de la signalisation horizontale sur une route implique donc la mise en place d'équipes d'entretien et de fonds pour l'achat des produits;
- sur une route avec peu de virages et peu circulée, la signalisation horizontale n'est pas indispensable pour la sécurité des usagers qui, d'ailleurs, ne la respecteront probablement pas ;
  - la peinture, qui est la solution la plus économique, est rapidement détériorée lorsqu'elle est appliquée sur un enduit superficiel.

### 9.2.1. La signalisation horizontale

#### 9.2.1.1. *Le choix des produits de marquage*

La réalisation des bandes, blanches pour la signalisation permanente, et colorées (jaunes en général) pour le marquage temporaire, fait appel à des produits variés, différenciés par leur présentation, leur mode d'application, leur résistance, leur coût.

Ces bandes ont pour but d'assurer le guidage des usagers ; pour être efficace, le marquage doit être visible de jour et de nuit. La visibilité de jour est d'autant meilleure que le produit est blanc, la visibilité de nuit est obtenue par l'adjonction de microbilles de verre qui renvoient vers le conducteur la lumière des feux de son véhicule.

Lorsque les surfaces localement traitées sont importantes (passages piétons), on tient compte de la glissance, surtout par temps de pluie, du produit appliqué.

Les facilités de mise en oeuvre sont également à considérer: par exemple lorsque l'application doit se faire sous circulation, le temps de séchage doit être court.

La réglementation française prévoit l'homologation des produits et l'agrément des fabricants ( Biblio 231) :

- le certificat d'homologation du produit est accompagné d'une fiche technique d'identification, valable 6 ans, sur laquelle figurent ses caractéristiques, les conditions d'application, sa durée de vie et les performances obtenues au cours des essais ;



- l'agrément du fabricant repose sur son engagement à assurer un auto-contrôle de la conformité de sa production. Cet engagement est vérifié par l'administration au cours d'une visite annuelle d'usine, complétée par des analyses chimiques effectuées sur des prélèvements pris au hasard.

Tous les produits sont constitués d'une partie minérale donnant la couleur, et d'une partie organique assurant la cohésion de l'ensemble.

On distingue actuellement quatre types de produits de marquage :

- les peintures, habituellement à un composant, appliquées à froid ;
- les enduits thermoplastiques à chaud ;
- les enduits à deux composants à froid ;
- les bandes préfabriquées collées.

#### a) Les peintures

Ce sont les produits les plus utilisés en raison de leur facilité d'application et de leur plus faible coût.

Elles s'appliquent en couches minces et se caractérisent par la présence d'un solvant qui s'évapore après application. Le solvant constitue donc une partie pondérale importante dont il faut tenir compte lorsque l'on définit le dosage d'application: seul doit être pris en compte le poids de l'extrait sec qui assure le marquage.

Le produit nécessite un temps de séchage qui varie avec la quantité de solvant, l'épaisseur appliquée, l'environnement (hygrométrie, température, vent). Un accroissement trop important du temps de séchage n'est pas acceptable, à cause de la gêne apportée aux usagers et du risque de détrempe du revêtement bitumineux qui dégrade la couleur blanche. Les dosages humides ne sont donc jamais supérieurs à 1 kg/m<sup>2</sup>: la durée de vie d'une bande peinte est donc relativement courte du fait de la limitation dans les dosages d'application.

Lorsque leur incorporation est prévue, les microbilles sont généralement saupoudrées sur la couche de peinture fraîche.

#### b) Les enduits thermoplastiques à chaud

Ces enduits sont appliqués en couches épaisses de 1 à 3 mm, à une température variant entre 150 et 200°. Ils sont circulables rapidement après application.

Ils sont appliqués soit par extrusion à partir d'un sabot en couches de 2 à 3 mm, soit par projection au pistolet en couches de 1 à 2 mm.

Leur durée de vie est bonne et directement proportionnelle à leur épaisseur. Des billes de verre sont éventuellement incorporées au produit lors de sa préparation.

L'application d'un enduit par extrusion sur un enduit superficiel nécessite un dosage très important, de l'ordre de 8 à 10 kg/m<sup>2</sup>, qui doit au minimum permettre l'arasement du produit au niveau des têtes de granulats.

#### c) Les enduits à froid

Ce sont habituellement des produits fluides à deux composants: une base et un durcisseur, qui durcissent par réaction chimique après mélange.

Le temps de séchage ne dépend que de la température et non du dosage, ce qui permet l'application de couches épaisses.

La quantité de produit restant sur la chaussée est pratiquement la même que celle appliquée.

La viscosité de ces enduits est trop élevée pour qu'ils puissent être appliqués avec les mêmes machines que celles utilisées pour les peintures: ils sont généralement mis en oeuvre par couches épaisses de 1 à 3 mm avec des machines spécialement mises au point ou à l'aide de sabots du type de ceux utilisés pour l'application des enduits à chaud, ou plus simplement à la spatule.

Des billes de verre sont éventuellement incorporées au produit lors de sa préparation.

Leur résistance à l'usure est supérieure à celle des peintures et des enduits à chaud. Toutefois la blancheur et la rétroflexion s'atténuent et deviennent insuffisantes avant usure complète.

#### d) Les bandes préfabriquées

Elles sont fabriquées en usine sous leur forme définitive, suffisamment souple pour leur mise en place sans dommage, et collées en place.

Elles sont utilisées essentiellement pour la réalisation de marquages localisés spéciaux comme les flèches de rabattement, les passages piétons, les lignés de stop.

Leur composition est très proche de celle des enduits à froid ou à chaud, et des billes de verre peuvent également y être incorporées.

Si la qualité de la pose est correcte, leur durée de vie peut être comparable à celle des enduits à froid. On doit signaler que certaines d'entre elles présentent un risque de glissance pour les véhicules.

**Les billes de verre** doivent également répondre à des caractéristiques bien précises, et, comme pour les autres produits, elles sont soumises à homologation.

Elles doivent en particulier être sphériques et avoir un indice de réfraction suffisant. Leur fuseau granulométrique est bien défini: elles ne doivent être ni trop grosses (l'élimination par les pneumatiques serait rapide), ni trop petites (le vent pourrait gêner l'application).

Elles peuvent être traitées pour améliorer l'adhérence entre le verre et la résine.

Le saupoudrage des billes de verre peut se faire par dépression ou par pression.

Il existe différents systèmes de distribution gravitaire des billes, dont certains donnent une bonne régularité de répandage. Mais les billes tombent par leur propre poids, ce qui ne les protège pas de l'action du vent.

Les systèmes par pression ou dépression ont l'avantage de projeter les billes. Ils nécessitent des machines équipées d'un compresseur.

#### *9.2.1.2. Application des produits de marquage*

Les performances à attendre dépendent des qualités intrinsèques du produit, mais également des modalités d'application, en particulier le respect du dosage et le respect des conditions d'application.

Le respect des conditions d'application nécessite la prise en compte des précautions spécifiques à chaque produit (viscosité, température, proportions des composants, malaxage). Il implique également la prise en considération des conditions atmosphériques (support humide, température, vent) et de la propreté du support.

Chaque grande famille de produit nécessite des machines de conception différente: peintures, enduits à chaud extrudés ou pistolés, enduits à froid.

On trouvera dans le Biblio 231 des renseignements sur ces machines, leurs avantages et inconvénients.

### 9.2.1.3. Les formes de la signalisation horizontale

La réglementation française comme la réglementation internationale distingue différents **types de marques**, dont les principales sont les suivantes:

a) Les lignes longitudinales :

- . continues infranchissables ;
- . discontinues axiales ou de délimitation des voies ;
- . discontinues d'annonce d'une ligne continue ou de dissuasion (dépassement dangereux) ;
- . discontinues de bord de chaussée.

b) Les lignes transversales continues (STOP) ou discontinues (CEDEZ LE PASSAGE).

c) Les autres marques :

- . pour passages de piétons ;
- . pour stationnement et autres.

d) Les flèches de rabattement ou les flèches directionnelles.

e) Les inscriptions BUS, STOP, etc.

**La largeur des lignes** est définie par rapport à une largeur unité "u" qui peut varier selon le type de route. On adopte en France les largeurs suivantes:

- u = 7,5 cm sur les autoroutes ou routes à quatre voies
- u = 6 cm sur les routes à grande circulation
- u = 5 cm sur les autres routes

La valeur de u doit rester homogène sur tout un itinéraire.

Dans les pays en développement, en dehors des zones urbaines ou autoroutières, on utilisera de préférence la largeur unité de 5 cm qui correspond au minimum ( $2u = 10$  cm) fixé par les règlements européens.

Pour chaque type de route, les largeurs sont au minimum de  $2u$  pour les lignes longitudinales et de 3 à 10 u pour les lignes transversales

**Les caractéristiques longitudinales des lignes discontinues** varient selon la fonction de la ligne.

Divers types de modulation sont retenus qui se différencient par le rapport des pleins aux vides. On verra dans Biblio 213 que ce rapport varie de 1/3 pour le

marquage longitudinal axial à 1 pour le marquage transversal et à 3 pour le marquage latéral axial.

Les règlements internationaux, européens et français donnent chacun les règles à suivre dans le choix des modulations et largeurs des lignes de marquage.

#### 9.2.1.4. *Le traitement des points où la visibilité est réduite*

Ce sont les points où, en raison de la présence d'un dos d'âne ou d'un virage, la distance de visibilité est réduite et constitue donc un danger pour le dépassement; on peut alors être amené à transformer la ligne discontinue en ligne continue.

Néanmoins tout abus dans l'emploi des lignes continues doit être évité car il peut conduire à leur dépréciation. En particulier :

- sur route à deux voies, ne pas placer de ligne continue lorsqu'il est impossible de la respecter en raison de la largeur insuffisante de la chaussée ;
- lorsque la visibilité est insuffisante, ne donner que la longueur indispensable à une ligne continue , sans toutefois descendre au-dessous de 50 m. ;
- ne pas tracer de lignes continues de plus d'un kilomètre sur une route à deux voies. Il est alors préférable d'utiliser les lignes de dissuasion.

La valeur minimale D, de la distance de visibilité à partir de laquelle le marquage doit être effectué, varie en fonction de la vitesse du véhicule dépassant mais également de celle du véhicule dépassé. Elle dépend également de la vitesse des véhicules arrivant en sens inverse.

Les règles française et européenne prévoient d'adopter comme valeur de D celle qui correspond à la vitesse qui n'est dépassée que par 15% des véhicules et qu'on appelle V85 (voir chapitre 4.3.3. du présent tome).

Les valeurs de D sont définies dans le tableau ci-après ; elles rentrent à l'intérieur des fourchettes définies par la Convention Internationale de Vienne:

V 85	km/h	40	60	80	100	120
D	m	40	90	160	250	360

## 9.2.2. La signalisation verticale par panneaux

### 9.2.2.1. Divers types de panneaux

Les panneaux sont classés en diverses catégories répondant à divers objectifs. Ce sont essentiellement les suivantes:

OBJET	FORME	DENOMINATION DU TYPE DANS LE REGLEMENT FRANCAIS
Panneaux de danger	Triangulaire	A
Panneaux d'intersection et de priorité	Triangulaire, carrée ou octogonale	AB
Panneaux de prescription	Circulaire	B
Panneaux d'indications utiles pour l'usager	Carrée ou rectangulaire	C et CE
Panneaux de direction	Rectangulaire avec ou sans pointe de flèche	D
Panneaux début et fin agglomération	Rectangulaire	EB

Un panneau peut être doublé d'un petit panneau de forme rectangulaire ou carrée, appelé panonceau (exemple : le panneau "dépassement interdit" accompagné d'un panonceau portant la mention "150 m" signifie que le dépassement sera interdit à une distance de 150 m).

### 9.2.2.2. Dimensions des panneaux

Les trois gammes de dimensions les plus courantes sont définies dans le tableau ci-dessous :

Dimensions en mm :

Gamme	Triangle Diamètre	Disque Largeur	Octogone Côté	Carré Côté
Grande	1250	1050	1000	900
Normale	1000	850	800	700
Petite	700	650	600	500

En règle générale on utilise les panneaux de la gamme normale. Les panneaux de la grande gamme sont utilisés sur les routes à plus de deux voies. Les panneaux de la petite gamme sont utilisés lorsqu'il y a des difficultés d'implantation.

### 9.2.2.3. Implantation des panneaux

Les panneaux sont en général implantés sur l'accotement, à une distance suffisante du bord de la chaussée pour qu'ils ne présentent pas de risque pour la circulation. Hors agglomération, les panneaux sont en principe placés à 1m au-dessus du sol, hauteur assurant la meilleure visibilité lorsqu'ils sont frappés par les feux des véhicules. En zones urbaines, ils sont placés à 2,30 m au-dessus du sol pour ne pas gêner la circulation des piétons et pour tenir compte des véhicules qui peuvent les masquer.

### 9.2.2.4. Fabrication des panneaux et supports

Les supports sont le plus souvent en acier galvanisé, de section fermée rectangulaire ou circulaire, ancrés dans un massif de béton. Lorsque les risques de vol existent, il peut être nécessaire de rendre indémontable la fixation du panneau sur son support.

Les panneaux peuvent être fabriqués localement en tôle d'acier renforcée par des profilés métalliques.

S'ils sont importés, ils peuvent être en aluminium, en acier, en polyester armé, peints, laqués au four, ou recouverts d'un film rétro réfléchissant.

Dans un certain nombre de pays en développement riches en bois on a utilisé des panneaux en bois ; leur dégradation est rapide et leur entretien correct difficile.

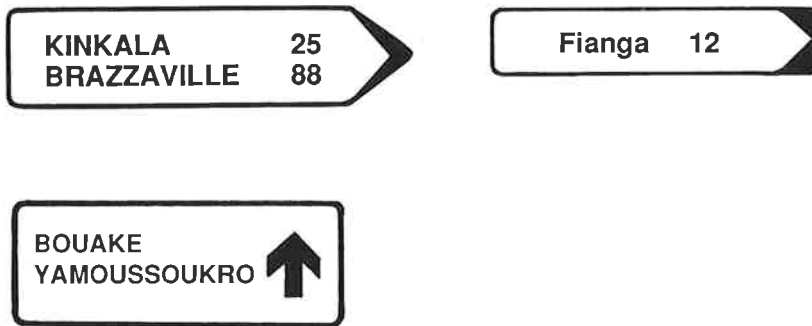


Fig. 2.9.1. Exemples de panneaux de direction

### 9.2.3. Les balises

On distinguera dans la suite trois types de balises ; les balises de virage et les balises d'obstacles qui améliorent la sécurité de la route, puis les balises de jalonnement qui sont utilisées sur les pistes en région désertiques.

#### 9.2.3.1. Les balises de virage

Elles ont pour objet de matérialiser le tracé extérieur des virages les plus dangereux.

Elles peuvent être en fibrociment, en tôle, en matière plastique éventuellement en bois. Dans tous les cas, leur constitution doit être telle qu'elles ne présentent qu'un faible danger en cas de choc. Elles sont à section circulaire, éventuellement carrée.

On peut les équiper d'un dispositif rétroréfléchissant blanc sous la forme d'une bande de hauteur 100 à 200 mm placée sous la tête ou d'un cataphote.

Les balises les plus utilisées en France sont les suivantes :

	Hauteur au-dessus de l'accotement	Diamètre (mm)	Côté carré (mm)
Type 1	1 300	200	160
Type 2	800	150	120

Ces balises sont peintes en blanc. Leur tête peut être peinte en rouge sur une hauteur de 250 mm. L'espacement des balises doit être suffisamment réduit pour que quatre balises au moins se trouvent dans le champ visuel. Deux ou trois balises doivent être implantées avant et après le début du virage.



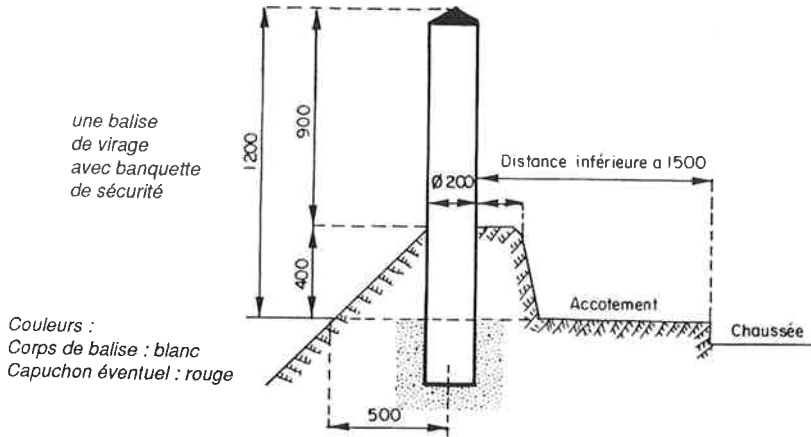


Fig. 2.9.2. Balise de virage avec banquette de sécurité

### 9.2.3.2. Les balises d'obstacle

Ce sont des balises destinées à renseigner l'automobiliste sur un obstacle à venir. Il est courant par exemple de placer une ou deux balises d'avertissement avant le panneau d'indication d'un passage à niveau non gardé ou d'une barrière de pluie.

Il est recommandé également de placer des balises de hauteur suffisante à la limite des radiers submersibles pour guider les automobilistes lors des crues du cours d'eau traversé.

Enfin les rétrécissements de largeur de chaussée ou d'accotement (qui devraient toujours être évités, mais existent encore sur un certain nombre de routes) doivent être soigneusement balisés par des panneaux rectangulaires à chevrons réfléchiorisés ou par d'autres types de balises signalant clairement la route à suivre.

### 9.2.3.3. Le balisage de jalonnement

Le balisage des pistes en région désertique pose des problèmes particuliers : visibilité, résistance au vandalisme et au vol, prix de revient.

Les "guemira" sont des pyramides de pierres de 3 à 5 m de haut, parfois peintes à la chaux, espacées de 5 à 10 km et disposées sur les points élevés, de façon que, de l'une, on voie la suivante. Elles conviennent pour les itinéraires directs (pistes chamelières). Elles sont recommandables dans les régions riches en pierres.

Le fût de 200 litres est une matière première abondante en Afrique, au Sud comme au Nord du Sahara, mais il n'est visible qu'en l'absence de végétation. Une balise est formée de deux ou trois fûts remplis de sable superposés, dont l'un est à moitié enterré.

Des balises à panneau monté à 2 m de hauteur sur un tube métallique enterré de 0,80 m ont été employées. Le panneau est peint en 2 couleurs (orange et blanc ou jaune et noir sont très visibles). Elles sont relativement bon marché et offrent peu de prise au vent.

On a essayé également des balises tronconiques de 2 m de haut en matière plastique. Emboîtables, elles sont faciles à transporter, mais chères. Elles sont également peintes en 2 couleurs.

#### **9.2.4. Le bornage**

Les bornes servent à la fois de repère pour les besoins des services d'entretien et d'indication pour les usagers.

Chaque pays a sa propre réglementation ou ses propres habitudes, qu'il convient en général de respecter pour les dimensions, les inscriptions, l'implantation.

Les bornes kilométriques doivent comporter au minimum un numéro indiquant la distance par rapport au point choisi comme origine de l'axe (ville ou carrefour).

Elles peuvent de plus indiquer le numéro de la route et les distances au centre ou à la ville les plus proches. Ces dernières indications, dans le cas où les distances entre villes sont importantes, peuvent n'être placées que tous les 5 ou 10 km.

Les bornes peuvent être réalisées localement en béton évidé. On évite le métal qui demande un certain entretien. Les inscriptions sont de préférence réalisées en creux et moulées au moment du coulage, puis peintes; la réalisation en est difficile mais l'entretien ultérieur en est largement facilité.

Elles peuvent être également fabriquées en usine en matériaux plastiques. Toutefois, en cas de détérioration, elles ne sont pas réparables et difficilement remplaçables.

Enfin pour certaines routes très modestes on a parfois réalisé un bornage à l'aide de simples poteaux en bois. Mais une telle solution exige un renouvellement périodique.

Les bornes doivent être implantées avec précision au moment de la construction de la route ou de sa réhabilitation, car elles servent de repère pour le suivi de l'évolution de la chaussée par référence au projet d'exécution. Le fait que l'on traverse une subdivision administrative n'est pas une raison valable pour qu'on modifie le kilométrage ; celui-ci doit être réalisé de façon homogène, par grands itinéraires et faire l'objet d'un plan d'ensemble.

### 9.3. DISPOSITIFS DE SECURITE

L'aménagement des routes peut nécessiter, pour des raisons de sécurité, la mise en oeuvre en certains points de dispositifs destinés à retenir les véhicules lors de sorties accidentelles de chaussée.

Mais ces équipements sont chers et ne peuvent se justifier que lorsque le trafic est important ou en des points bien particuliers lorsque les risques de sortie de route sont forts.

Il faut d'autre part prendre en compte le coût d'entretien, car ces dispositifs sont généralement endommagés à chaque choc.

Cette protection peut parfois être réalisée à moindre coût par une banquette en terre de 40 à 50 cm de hauteur.

Pour plus de détails sur les règlements français, on consultera la Biblio 209.

#### 9.3.1. Terminologie

Les dispositifs de retenue sont appelés **latéraux** lorsque les angles probables de heurt sont inférieurs à 45°. Ils sont appelés **frontaux** lorsque cet angle est compris entre 45 et 90°.

Ils sont qualifiés de **simples** lorsqu'ils ne sont efficaces que d'un seul côté (accotement), et de **doubles** lorsqu'ils peuvent être percutés des deux côtés (terre-plein central).

Ils sont **souples** lorsqu'ils se déforment sous le choc d'une voiture et conservent une déformation permanente. Ils sont **rigides** lorsqu'ils ne subissent ni déformation ni déplacement lors d'un choc d'une voiture. Dans ce dernier cas, aucune énergie n'étant absorbée par le dispositif, les décélérations subies par les occupants du véhicule peuvent être sévères et les risques de rebond sont augmentés.

Les essais réalisés sur les équipements permettent de déterminer deux classes de dispositifs de retenue:

- les **glissières de sécurité**, qui retiennent les voitures dans de bonnes conditions de sécurité, elles-mêmes classées en trois niveaux selon leurs performances (niveaux 1 à 3, la classe 1 étant la plus performante) ;
- les **barrières de sécurité**, capables de retenir des véhicules lourds, et qui sont elles-mêmes classées en barrières légères, barrières normales et barrières lourdes.

### 9.3.2. Glissières métalliques

On décrira ici les **glissières de sécurité de niveau 1** qui sont les plus employées.

Elles sont testées avec un véhicule de 1250 kg heurtant la glissière à 80 km/h sous un angle de 30° ou à 100 km/h sous un angle de 20°.

Les modèles agréés les plus courants en France sont les glissières métalliques de profil A et B (voir figure 2.9.3.).

Elles sont constituées d'éléments métalliques en acier galvanisé de 4 m de longueur utile, boulonnés entre eux, et fixés à des supports par l'intermédiaire d'un écarteur.

L'espacement des supports varie de 2 à 4 m, et ils sont réalisés en C ou U100, ou C125. La souplesse d'une glissière augmente avec l'espacement des supports.

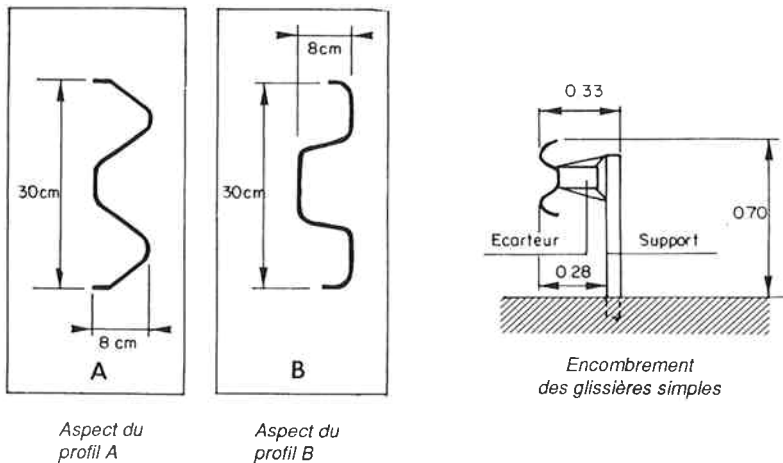


Fig. 2.9.3. Glissières simples

### 9.3.2.1. *Fonctionnement des glissières de sécurité métalliques*

Le bon fonctionnement d'une glissière métallique lors d'un choc ne peut être obtenu correctement que par :

- la continuité de résistance de la file d'éléments de la lisse sous les efforts longitudinaux de traction qui se développent lors d'un impact de véhicule léger ;
- la bonne hauteur de la lisse ;
- le bon ancrage des pieds de support, notamment ceux qui sont voisins des extrémités ;
- la présence d'une liaison "fusible" entre la lisse et le support (écarteur).

Au cours d'un choc, les supports se plient, la lisse se détache des supports, et la glissière forme une poche; le véhicule est alors dirigé par la lisse qui joue le rôle d'une courroie.

Après le choc, la glissière garde une flèche permanente.

### 9.3.2.2. Pose des glissières de sécurité métalliques

La distance entre la face avant de la glissière et l'obstacle à protéger ou la crête de talus dépend théoriquement de la rigidité de la glissière, qui dépend elle-même de l'espacement des supports. La distance minimum théorique peut varier entre 0,45 m et 1,25 m.

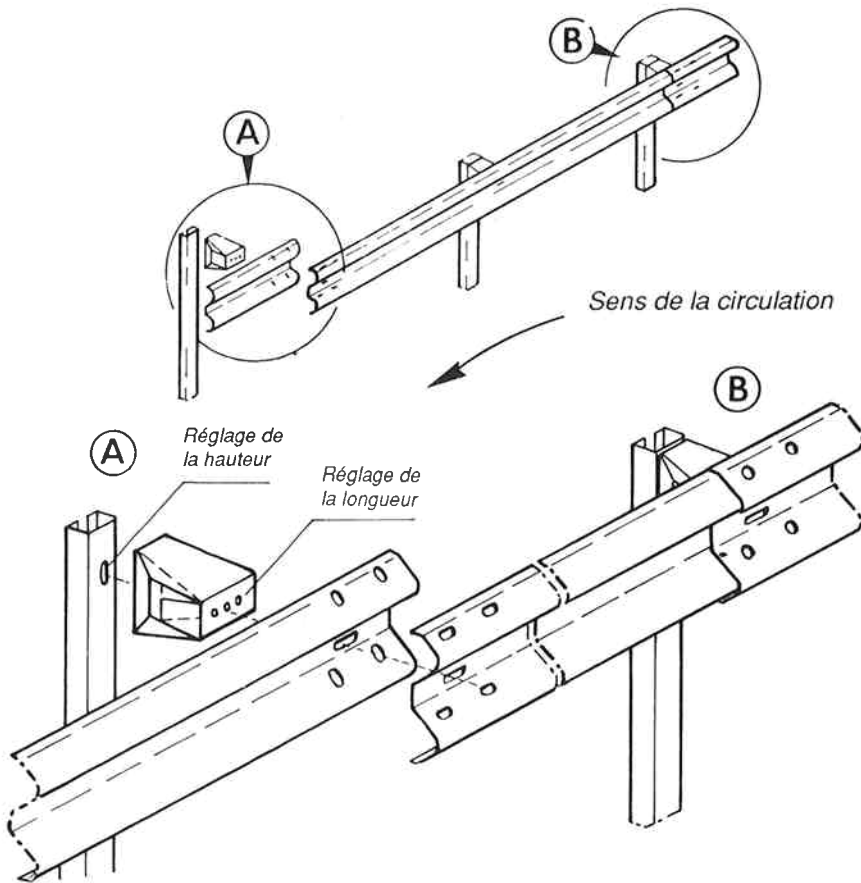


Fig. 2.9.4. Pose des glissières de sécurité

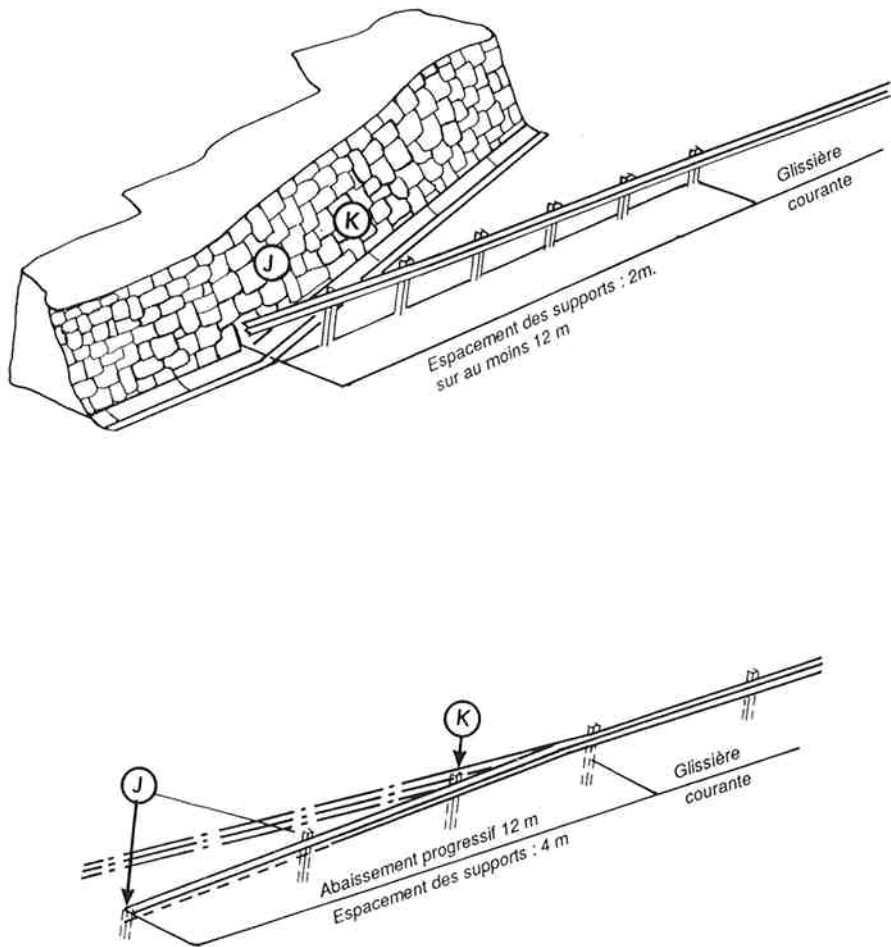


Fig. 2.9.5. Pose de glissières de sécurité (extrémités)

Elles ne doivent pas être implantées trop près du bord de chaussée pour ne pas gêner la circulation: en section courante, une distance de 70 cm est un minimum. D'autre part, il peut être nécessaire de laisser un passage suffisant pour les piétons sur le côté extérieur à la chaussée, ce qui peut amener à élargir l'accotement.

Le sol doit permettre l'ancrage des supports et pouvoir supporter les efforts transmis lors d'un choc.

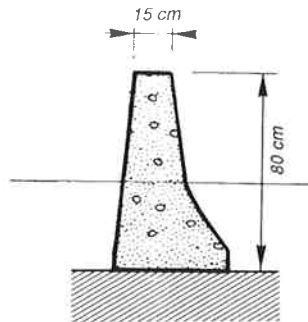
La longueur normale des supports est de 2 m, mais elle peut être réduite à 1,50 m si le sol est très ferme. Ces supports sont normalement battus.

Les lisses sont ensuite montées et boulonnées, le montage devant évidemment se faire dans le sens contraire à la circulation de façon à éviter l'embrochage des véhicules. Le percement oblong des trous sur le support permet le réglage final en hauteur.

Les extrémités doivent assurer l'ancrage longitudinal des files de glissières. Dans la mesure du possible, elles sont progressivement éloignées du bord de chaussée (déportées en trompette) de la plus grande valeur possible. La solution la meilleure est de noyer l'extrémité dans le flanc d'un talus. Lorsque cette solution est impossible, on abaisse progressivement l'extrémité vers le sol sur une longueur de 12 m (voir figure 2.9.5.).

### 9.3.3. Les séparateurs en béton

On appelle séparateurs en béton des murets continus en béton faiblement armé qui présentent un profil particulier sur le (ou les) côté(s) en regard de la circulation.



*Encombrement du séparateur GBA*

**Fig. 2.9.6.** Séparateur en béton

Ce sont des dispositifs de retenue rigides qui ne sont que rarement endommagés par les chocs. Ils ont permis lors des essais d'assurer la retenue d'engins de masse 12 t à une vitesse de 70 km/h et sous un angle de 20°.

Les séparateurs en béton sont coulés sur place avec coffrage glissant, ou, pour des chantiers plus modestes, préfabriqués. Ils sont agréés dans les classes de glissières de sécurité de niveau 1 et de barrières normales de sécurité.



#### 9.4. BARRIERES DE PLUIE

Ce sont des barrières gardiennées, disposées à intervalles réguliers sur les routes non revêtues, afin de les interdire à la circulation pendant et après les pluies.

Elles sont implantées à des distances variables de 10 à 50 km, aux extrémités des axes et aux carrefours principaux. Il est préférable de les placer dans les villages pour faciliter le gardiennage.

La barrière est en général à bascule et constituée d'un tube métallique avec contrepoids posé sur un support également métallique. Elle est équipée d'un cadenas. Elle est peinte en couleurs voyantes comme le rouge et blanc.

Il peut être nécessaire d'interdire son contournement à l'aide de plots en béton ou de tout autre obstacle plus sommaire.

## CHAPITRE 10

### LE CONTROLE DES TRAVAUX

#### 10.1. CONSIDERATIONS GENERALES SUR LE CONTROLE

Le contrôle des travaux est l'opération qui consiste à s'assurer que le projet est réalisé conformément aux plans et spécifications. Le contrôle représente donc, pour le maître de l'ouvrage, l'assurance d'avoir un ouvrage conforme au projet qui a été conçu, ou à l'objectif qui a été fixé. Le contrôle des travaux est une opération incontournable ; elle est nécessaire aussi bien pour les travaux exécutés en régie que pour les travaux à l'entreprise, dans les pays d'économie de marché que dans les pays d'économie socialiste. C'est une opération difficile car les éventuelles malfaçons sont souvent invisibles ou très lentes à se manifester.

Il faut bien souligner que le contrôle vise essentiellement à faire respecter un projet, contrairement à la pratique qui consisterait à l'amender au fur et à mesure de l'avancement des travaux. La qualité de l'ouvrage dépend donc étroitement de celle du projet. Ceci ne signifie pas qu'il ne soit jamais nécessaire de revoir partiellement un projet au moment des travaux mais simplement que ces interventions seront d'autant plus réduites que le projet aura été plus fouillé. Dans la plupart des cas, il est souhaitable que l'équipe de contrôle comprenne du personnel ayant participé à la conception du projet.

Enfin la qualité d'un ouvrage dépend du sérieux et de la compétence de l'entrepreneur car il est bien certain que projet et contrôle ne peuvent suppléer à la carence de ce dernier.

On peut donc dire qu'un bon ouvrage est le résultat d'un bon projet réalisé par un bon entrepreneur bien contrôlé.

Sans un bon contrôle, l'entrepreneur peut être tenté de faire des économies occultes qui pourraient entraîner ultérieurement pour le maître de l'ouvrage des dépenses importantes de remise en état et des charges supplémentaires d'entretien.

### 10.1.1. But et esprit du contrôle

Le contrôle est, au même titre que les études ou les travaux, une opération nécessaire pour passer d'un désir de réalisation à la réalisation elle-même. A ce titre il se doit d'être "constructif", c'est-à-dire d'apporter des éléments permettant de contribuer à la qualité de l'ouvrage ; il ne doit pas se borner à constater et sanctionner des imperfections.

Pour être satisfaisant le contrôle doit porter sur la qualité, la quantité et le déroulement des travaux ; il vise notamment à :

- obtenir que les matériaux aient les qualités désirées et qu'ils soient mis en œuvre dans les meilleures conditions ;
- percevoir au plus tôt les insuffisances éventuelles afin d'y porter remède avant qu'il ne soit trop tard ;
- obtenir les quantités requises ;
- noter en temps utile tous les incidents de chantiers, quantités contractuelles ou travaux extra-contractuels permettant d'éviter les litiges avec l'entrepreneur pour le règlement final du contrat ;
- rassembler les résultats du contrôle (rapports périodiques et rapport final), ce qui permet ensuite :
  - . aux services d'études de choisir plus judicieusement des spécifications à imposer pour d'autres travaux ou des solutions techniques plus adaptées ou moins coûteuses ;
  - . aux services d'entretien de suivre l'évolution du comportement des ouvrages dans le temps et de mieux organiser les opérations d'entretien.

Pour atteindre ces objectifs le contrôle doit œuvrer dans un esprit de coopération avec l'entrepreneur.

En règle générale, tout en étant d'une grande rigueur quant à l'observation des prescriptions techniques, le contrôle doit d'efforcer de faciliter la tâche de l'entrepreneur. Cette aide à l'entrepreneur pourra prendre de multiples formes (faciliter ses démarches avec les autres administrations : douanes, impôts, domaines, etc. ; planifier et programmer les travaux avec l'entrepreneur, ce qui permet aux deux parties de prendre en temps utile toute mesure nécessaire ; réduire le plus possible les délais d'approbation des plans de chantier ; établir avec diligence les décomptes de travaux et veiller à leur prompt règlement, etc.).

Un manque de coopération peut avoir une incidence importante sur le bilan financier de l'entreprise. Or une entreprise qui perd de l'argent, soit pour des raisons techniques (qui généralement auraient dû apparaître lors du choix de l'entreprise) soit tout simplement parce que le contrôle rend sa tâche difficile fera rarement un bon travail, ou en tout cas aura avec les services de contrôle des relations hostiles qui ne contribuent pas à l'exécution d'excellentes prestations.

La qualité est au premier chef le fait de l'entrepreneur qui doit avoir le souci de contrôler d'abord lui-même ses propres travaux et de ne présenter à l'organisme de contrôle que des ouvrages à l'abri de toute critique. Mais bien entendu la présence et le travail de l'organisme de contrôle du maître de l'ouvrage restent indispensables et fondamentaux.

### **10.1.2. Les systèmes de contrôle et leur évolution**

Le rythme de construction dans les chantiers modernes, et en particulier dans les grands chantiers, a soulevé des problèmes difficiles en matière de contrôle.

De tout temps le système des contrôles a oscillé entre les contrôles *avant* ou *pendant* les travaux ou contrôles de fabrication, et les contrôles après les travaux, ou vérification de la conformité du produit fini aux normes du cahier des charges.

Dans le cas d'une couche de base par exemple :

- le contrôle avant consiste à vérifier que les matériaux proposés par le projeteur (matériaux naturels liants hydrauliques et hydrocarbonés, etc.) existent en quantité suffisante et répondent aux spécifications du marché. Il consiste aussi à choisir parmi les matériaux proposés ceux qui ont les meilleures caractéristiques tout en tenant compte du facteur transport qui aura une incidence directe sur le coût de l'ouvrage.

Pour l'exemple choisi, le contrôle avant consiste aussi à faire faire des planches d'essais qui permettent de mettre au point les moyens et les procédés de mise en œuvre des matériaux ; si cette précaution a bien été prise, il est rare d'avoir ensuite des déboires importants.

- le contrôle pendant consiste à vérifier au fur et à mesure de l'avancement des travaux que les épaisseurs sont respectées, qu'il n'est pas introduit de matériaux différents de ceux qui étaient prévus ; un premier contrôle visuel permet déjà d'éliminer, avant toute mise en œuvre coûteuse, la plupart des matériaux pollués approvisionnés à la suite de l'exploitation peu soignée d'un gîte... Il consiste aussi à vérifier que les compacteurs travaillent aux cadences prescrites (ou

déterminées lors de l'exécution de la planche d'essai). Il consiste enfin à vérifier la compacité de la couche de base mis en place.

le contrôle après est très simplifié si tous les contrôles précédents ont été effectués. Au cas où ils n'ont pas été faits ou ont été exécutés de façon douteuse, le contrôle après consiste à vérifier par sondages et essais en place les épaisseurs et compacités, et le cas échéant à faire des essais défectométriques ou des essais de plaque.

En fait la plupart des cahiers des charges des travaux prévoient que le contrôle du maître d'ouvrage s'exerce avant, pendant et après la fin des travaux (mais avant la réception définitive).

On a observé cependant une évolution sensible des systèmes de contrôle depuis une cinquantaine d'années.

Il y a plus de cinquante ans, dans les chantiers anciens dont la vitesse de production était lente, l'organisme de contrôle avait en général le temps de redresser les défauts d'exécution avant qu'une quantité trop importante de travaux ait été exécutée. En outre les essais de laboratoire étant moins développés qu'aujourd'hui, une partie du contrôle se faisait à l'œil ou "à la satisfaction de l'ingénieur de contrôle".

Avec les moyens et l'organisation modernes des chantiers, la vitesse de production a considérablement augmenté, mais la vitesse d'obtention des résultats d'essais a peu évolué. Si le contrôle n'est exercé que par l'organisme du maître d'ouvrage, il ne peut suivre la cadence de l'entrepreneur.

Dans ce cas, ou bien les travaux se trouvent mal contrôlés, ou bien l'organisme de contrôle devient monstrueux.

On a donc eu tendance à laisser à l'entrepreneur toute la responsabilité des travaux et au maître d'œuvre le contrôle a posteriori sur le produit fini qui doit répondre à un certain nombre de normes précises ; c'est un contrôle de résultats.

On peut remarquer d'abord que cette solution ne peut s'appliquer intégralement (vérification des fonds de fouilles avant coulage des bétons de fondation, surveillance des battages de pieux, etc.).

Mais d'autre part et surtout, c'est une solution qui ne garantit pas toujours, l'expérience l'a montré, une qualité parfaite, et c'est une source indéfinie de discussions entre le maître d'œuvre et l'entrepreneur. La variance des résultats d'essais est en effet considérable par rapport à leur valeur moyenne, d'une part parce qu'un chantier de travaux publics est soumis à de multiples aléas, de climat, d'attente de mise en place, d'arrêt et reprise de travaux etc. et d'autre

part parce que les essais eux-mêmes présentent des incertitudes. Le produit "route" est très différent d'un produit d'usine et son contrôle en fin de chaîne de fabrication pose des problèmes difficiles.

Une évolution de l'esprit du contrôle des routes (et des travaux publics en général) s'est produite depuis les années 1970 ; à l'exemple des "cercles de qualité" des productions industrielles, on cherche à mobiliser toujours davantage et solidairement les divers intervenants dans l'art de construire et à toutes les étapes de la réalisation du projet.

Les enquêtes menées sur les conséquences financières de la "non-qualité" ont montré combien il est essentiel de rechercher la qualité le plus à l'amont possible pour éviter une cascade de gaspillages aboutissant à la dilapidation d'une partie non négligeable des ressources investies. En France, d'après le SETRA, un milliard de francs auraient été ainsi gâchés à pallier, par des entretiens anormaux et des réparations prématurées, les défauts de conception et de réalisation des chaussées construites entre 1974 et 1984. On ne compte plus, dans les pays en développement, les projets routiers qui, parfois même avant leur mise en service, ont présenté de graves désordres conduisant à des reconstructions coûteuses et donnant lieu à des contentieux.

En France, la gestion de la qualité domine l'organisation des contrôles des travaux routiers ; elle a fait l'objet de nombreux textes dont la formalisation est évolutive. Par exemple, l'ancienne norme AFNOR X 50.110 de janvier 1980 a été remplacée par la norme NF EN 29.000, X 50.121 de décembre 1988 adoptée par l'ISO (ISO 9000) et dite maintenant "norme pour la gestion de la qualité et l'assurance de la qualité".

La qualité elle-même, définie par le vocabulaire de la norme NX 50.120 de septembre 87 (ou ISO 8402) est "l'ensemble des propriétés et caractéristiques d'un produit ou service qui lui confèrent l'aptitude à satisfaire des besoins exprimés ou implicites". Obtenir la qualité sera, pour un ouvrage, avoir, sans surdimensionnement, une bonne garantie de performances et de durabilité face aux contraintes imposées par l'usage et l'environnement.

On peut noter d'ailleurs que la notion de qualité dépasse le seul contrôle et implique aussi la conception et le projet.

Le "plan d'organisation de la qualité" (POQ) appelé maintenant "plan d'assurance qualité" (PAQ) ou "plan qualité" permet d'approcher cet objectif. Il porte sur la conception des ouvrages, sur la convenance des matériaux, sur la réalisation et la réception des travaux et sur le suivi des produits livrés à l'utilisateur.

On parle maintenant plutôt de contrôle de fabrication que de contrôle avant et pendant les travaux, et de contrôle de réception ou de conformité plutôt que de contrôle a posteriori. Le premier est de plus en plus considéré comme du ressort de l'entrepreneur alors que le dernier reste du domaine du maître d'ouvrage mais la nécessité d'une synergie en vue de minimiser la "non qualité" s'impose de plus en plus.

L'augmentation des cadences et l'industrialisation des chantiers requièrent des contrôles le plus à l'amont possible des fournitures (matériaux) et le contrôle intégré des fabrications et des mises en œuvre (matériels) afin d'éviter si possible d'avoir à refuser des ouvrages construits.

On a l'habitude de distinguer trois catégories de contrôles :

- a) **le contrôle interne** réalisé par l'exécutant, au niveau des organes de production des travaux, concerne toutes les opérations qui permettent d'être alerté et d'agir en temps réel sur le processus de réalisation.

On pourra retenir, par exemple, en amont l'étalonnage et le réglage des machines et appareillages et à tout instant, au moment de la construction, le fonctionnement des appareillages, et le contrôle par sondage du produit fabriqué ;

- b) **le contrôle externe** est assuré par l'exécutant, mais en dehors de la chaîne de réalisation. Il a pour but essentiel de vérifier que le produit est conforme aux spécifications du contrat. Il peut être assuré par un service (laboratoire) de l'entreprise ou mieux par un ou des laboratoires indépendants ;
- c) **le contrôle extérieur** est assuré par le maître d'œuvre, à sa diligence. Il peut s'exercer sur tous les maillons de la chaîne de production. Il est exercé par le maître d'œuvre, et/ou par des bureaux d'études ou laboratoires extérieurs.

Les différents genres de contrôle peuvent être schématisés comme suit :

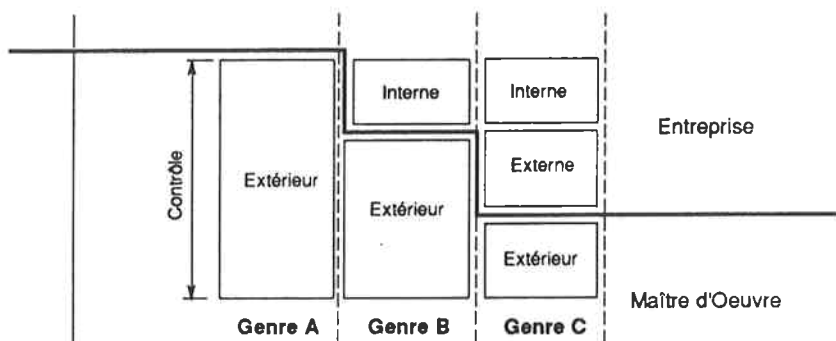


Fig. 2.10.1. Divers genres de contrôle

Le contrôle du genre A est peu recommandable car il ne permet pas à l'entrepreneur, notamment sur un chantier à cadence rapide de production, de redresser en temps utile les dérives qui pourraient intervenir.

Le contrôle du genre B est le plus couramment pratiqué sur les chantiers de travaux publics.

Le contrôle du genre C permet de transférer sur l'entrepreneur une partie des contrôles qui seraient autrement à la charge du maître d'œuvre.

Il est très souvent demandé aujourd'hui dans les appels d'offres en France, que les soumissionnaires présentent dans leur offre, leur Plan d'Assurance Qualité (PAQ). Ces PAQ doivent préciser les points suivants :

- organisation générale du chantier ;
- qualification à tous les niveaux, du personnel affecté au chantier ;
- moyens en matériel affecté au chantier ;
- définition des points clés aux différents stades de la réalisation ;
- détail des contrôles internes et externes prévus ;
- moyens envisagés pour pallier toute dérive au moment de la réalisation.

De plus en plus interviennent dans la sélection des entreprises la qualité des "manuels-qualité" qu'elles ont conçus à leur usage et les "plans d'assurance qualité" présentés dans leur soumission.

Il est à noter que, dans un appel d'offres, après choix de l'entrepreneur et pendant la période de préparation du chantier, une annexe du contrat, reprenant le PAQ de l'entrepreneur, mais le précisant autant que nécessaire et y introduisant les contrôles extérieurs qui seront exercés, est établi par le chef



du contrôle et l'entrepreneur ; c'est ce document qui forme la charte de contrôle.

Cette procédure a l'avantage :

- a) de faire réfléchir aussi bien l'entrepreneur que le représentant du maître d'ouvrage sur une organisation pratique complète et très fiable d'un contrôle de qualité bien adapté au chantier,
- b) de n'être pas obligé pour le maître d'ouvrage, de préjuger, lorsqu'il fait établir le modèle de contrat figurant dans le dossier d'appel d'offres, des moyens techniques et de contrôle dont disposera l'entrepreneur.

Dans ce contexte, le contrôle exercé par les maîtres d'œuvre ou leurs fondés de pouvoir comportent deux volets (en plus de leur participation à l'établissement du PAQ définitif) :

- a) la vérification que ce PAQ est convenablement suivi par l'entreprise. Cela requiert, outre la présence permanente ou des visites fréquentes des inspecteurs de contrôle sur les chantiers, leur libre accès aux laboratoires propres de l'entreprise et la communication à eux de tous les résultats des moyens mis en œuvre et des essais de contrôles obtenus par l'entrepreneur ;
- b) l'exécution du programme des contrôles extérieurs prévu au PAQ.

Dans les pays en développement, on a encore peu pratiqué le système de contrôle avec PAQ mais il a paru utile de donner les quelques renseignements précédents, car ce système pourrait peut-être s'y développer, au moins sur les plus gros chantiers.

Les procédures de contrôle des travaux suivies par les bailleurs de fonds et les administrations dans les pays en développement sont actuellement plutôt du genre B. En outre les maîtres d'ouvrages délèguent généralement la maîtrise d'œuvre et le contrôle des travaux réalisés par l'entreprise adjudicatrice :

- soit en totalité à un Consultant international spécialisé ;
- soit à un service administratif local qui agit seul ou avec l'aide et les conseils d'un Consultant international. Dans ce cas le Consultant agit à la fois comme conseil de l'administration et contrôleur de l'entreprise mais, à moyen terme et notamment pour les projets importants, l'entreprise pourrait voir ses responsabilités de contrôle s'accroître.

### 10.1.3. La structure du contrôle

Le contrôle met en présence d'un côté, le maître de l'ouvrage représenté par un certain nombre d'agents qui veillent à la bonne exécution des travaux et qui constituent l'équipe du Contrôle, et, de l'autre côté, l'entrepreneur qui dispose des moyens lui permettant de réaliser les travaux.

L'équipe de contrôle comprend généralement :

- l'ingénieur en chef du marché, qui représente le maître de l'ouvrage et qui a pouvoir de signature : ordres de service, décomptes et réception des travaux ;
- l'ingénieur chargé du contrôle, qui a la responsabilité effective du contrôle (généralement appelé dans les pays anglo-saxons Resident Engineer). L'ingénieur en chef du marché lui délègue tout, ou partie, de ses pouvoirs. Il n'y a pas de règles précises dans ce domaine et suivant la compétence de l'ingénieur chargé du contrôle, l'importance du marché et de nombreux autres facteurs, l'ingénieur en chef délègue, ou conserve, ses pouvoirs. Il est absolument nécessaire qu'à l'origine d'un contrôle l'ingénieur en chef précise clairement les attributions de l'ingénieur chargé du contrôle. Généralement, l'ingénieur en chef se réserve de prendre toutes les décisions qui entraînent des dépenses supplémentaires ; mais ceci n'a évidemment rien d'absolu ;
- . des inspecteurs de travaux responsables du contrôle d'un ou plusieurs échelons (terrassements, chaussées, ouvrages d'assainissement grands ouvrages etc.) mais qui n'ont généralement pas pouvoir de décision ;
- . des cellules de service : administrative, topographique et laboratoire.

La figure 2.10.2. donne un schéma de l'organisation type d'un contrôle de travaux routiers.

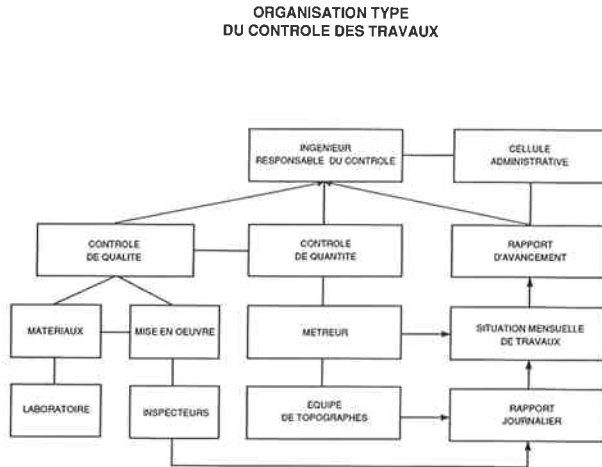


Fig. 2.10.2. Organisation type du contrôle des travaux

#### 10.1.4. Conditions requises pour l'exécution d'un bon contrôle

Le contrôle doit tout d'abord disposer des moyens nécessaires en personnel et en matériel. Ces moyens doivent être suffisants en quantité et en qualité. La valeur du contrôle dépend en effet, dans une large mesure, de la personnalité et de la compétence des divers responsables et en particulier de l'ingénieur chargé du contrôle. L'expérience montre que quel que soit le degré de perfection d'une étude, il se présente toujours lors de l'exécution des travaux des difficultés imprévues. Il appartient alors au contrôle d'apporter rapidement (tout ralentissement aura des répercussions financières) des solutions rationnelles sur le plan technique et acceptables sur le plan pécuniaire. Par ailleurs, le contrôle est souvent l'élément stabilisateur du chantier : il doit intervenir aussi bien pour ralentir une cadence trop rapide nuisible à la qualité de l'ouvrage, que pour stimuler un entrepreneur aux prises avec des difficultés inattendues.

L'ingénieur chargé du contrôle devra donc avoir de nombreuses qualités : bonne expérience technique, beaucoup de sens critique et surtout de bon sens, des qualités de jugement, une grande honnêteté intellectuelle, beaucoup de patience aussi.

En conclusion, il faut souligner que le rôle de l'ingénieur chargé du contrôle est déterminant dans l'exécution d'un chantier, que son influence peut, et doit, déborder le cadre strict d'une vérification formelle des clauses d'un contrat. Il doit exercer sur tous les exécutants une autorité très ferme, tout en maintenant un climat de confiance entre le contrôle et l'entrepreneur.

## 10.2. TECHNIQUES DU CONTROLE DES TRAVAUX ROUTIERS

On examine dans ce paragraphe les contrôles relatifs à l'implantation de la route, aux terrassements et aux chaussées. Le contrôle des ouvrages d'art sera examiné au paragraphe 10.3.

### 10.2.1. Contrôle d'implantation

Les travaux sont généralement lancés à partir d'un avant-projet détaillé ou à partir d'un projet d'exécution.

#### a) Cas d'un projet simplement borné <sup>(1)</sup>

Dans ce cas l'entrepreneur dispose de la polygonale qui a servi de base pour le levé de la bande d'étude (les sommets de cette polygonale sont implantés sur le terrain) et des données du calcul sur le terrain des points d'axe qui figurent dans l'avant-projet détaillé.

Le travail de l'entrepreneur consiste dans ce cas à :

- vérifier la polygonale ;
- border complètement la polygonale (si ce travail n'a pas été fait lors de l'étude) de telle manière qu'on soit assuré de sa conservation pendant, et même après les travaux. Lorsque des sommets de cette polygonale tombent dans l'emprise des travaux, l'entrepreneur doit les déporter, recalculer leurs coordonnées par rapport aux sommets adjacents, et les border comme précédemment ;
- implanter et lever l'axe du tracé et les profils en travers ;
- comparer les résultats obtenus avec ceux de l'avant-projet détaillé ;
- déporter éventuellement cet axe à l'extérieur de l'emprise des travaux s'il estime qu'il sera plus facile de le reconstituer ultérieurement à partir d'un déport qu'à partir de la polygonale de base (dans le cas d'un projet en cercle et droites, il suffit de déporter les points remarquables du tracé).

---

(1) . ou anciennement entièrement implanté mais dont le piquetage et même certaines bornes ont disparu.

Le rôle du contrôle consiste à :

- vérifier que l'ensemble des opérations décrites ci-dessus sont effectuées dans des conditions et avec la précision conformes aux spécifications. Sans refaire l'ensemble du travail, la cellule topographique peut s'assurer de la précision par "sondages" judicieusement placés. Il est particulièrement important de vérifier que les bornages et les déports proposés par l'entrepreneur permettront toujours de reconstituer l'axe du projet, avec toute la précision souhaitable ;
- prendre les mesures nécessaires s'il y a des différences importantes entre les résultats du levé et ceux de l'avant-projet détaillé. En cas d'erreurs de polygonation, le contrôle devra effectuer de nouveaux calculs d'implantation dans les meilleurs délais afin que l'entreprise ne soit pas retardée ; en cas d'erreurs altimétriques sur l'axe, il sera peut-être nécessaire de revoir la position de la cote du projet, et alors de refaire rapidement les calculs de profil en long et de cubatures, de déplacer des ouvrages d'assainissement, de revoir la position des fossés et des exutoires, etc. Toutes ces modifications, et il est exceptionnel qu'il n'y en ait pas, sont généralement peu importantes. Néanmoins elles ont toujours une incidence financière, faible si l'on considère leur coût propre, qui peut être importante si elles entraînent un ralentissement des travaux (immobilisations de matériel en particulier). Il est donc primordial de donner le plus rapidement possible à l'entrepreneur les instructions nécessaires.

b) Cas d'un projet entièrement implanté

L'entrepreneur dispose alors de l'axe du tracé implanté sur le terrain ; son travail se limite à :

- vérifier cet axe (planimétrie) ;
- en assurer la conservation en bornant à l'extérieur de l'emprise les points remarquables (si cela n'a pas été fait au moment de l'étude) ;
- le déporter éventuellement hors de l'emprise des travaux.

Le rôle du contrôle est le même que dans le premier cas.

### **10.2.2. Contrôle de la qualité des matériaux**

Le contrôle des matériaux doit commencer aussi loin que possible à l'amont de l'exécution des ouvrages. Il y a lieu de distinguer les contrôles avant et les contrôles pendant.

#### **10.2.2.1. Contrôles avant**

Ce sont les contrôles qui devraient en principe intervenir avant le démarrage du chantier. Ils sont du ressort de l'entreprise et consistent à vérifier que la qualité, l'homogénéité, et la quantité disponible, sont bien conformes à l'étude du projet et en concordance avec les spécifications du marché.

Ces opérations de vérification nécessitent :

- . une reconnaissance sur le terrain avec les moyens de sondage nécessaires (tarière, marteau-piqueur et explosifs, sondeuse, pelle mécanique, etc.) ;
- . l'exécution de prélèvements qui seront soumis aux essais de laboratoire appropriés.

L'ingénieur chargé du contrôle doit suivre très attentivement leur exécution car ces contrôles avant sont primordiaux pour le déroulement du chantier (le déplacement en cours de chantier d'un atelier de concassage, pour insuffisance en qualité ou en volume d'une carrière, peut avoir des conséquences financières catastrophiques).

En ce qui concerne les matériaux concassés ou semi-concassés, il est important de procéder dès que possible au réglage de la chaîne de concassage pour obtenir des granulats conformes aux spécifications (forme, courbe granulométrique). Cette opération peut en effet être assez longue car on procède en général par tâtonnements.

C'est à la suite de ces contrôles préliminaires que l'entreprise propose le choix définitif des carrières.

Il faut bien noter que ces études complémentaires permettent de corroborer le projet, éventuellement de l'améliorer, mais ne le remettent pas en cause.

Il est parfois nécessaire de contrôler que les matériels utilisés par l'entrepreneur correspondent bien, en nature et en quantité, aux objectifs du chantier.

### 10.2.2.2. Contrôles pendant - contrôles d'approvisionnement

Ces contrôles que l'on pourrait qualifier "de routine" s'exercent :

- au cours de l'extraction des matériaux naturels :

Le contrôleur doit surveiller l'exploitation des gîtes de graveleux latéritiques et de sables. Les découvertes doivent être éliminées ainsi que les blocs cuirassés ou cimentés. L'exploitation des couches utiles doit être arrêtée dès que les niveaux impropres sont atteints par les scrapers ou les pelles. La qualité et l'homogénéité de ces matériaux meubles sont testées sur des prélèvements globalement représentatifs des gîtes ou statistiquement lorsque c'est possible.

- au cours de la préparation des granulats :

Le contrôle des granulats commence au front de taille des carrières où on doit suivre l'exploitation des panneaux de façon à n'alimenter les concasseurs qu'avec des matières premières saines et à mettre en dépôts les stériles et les poches argilifiées ou altérées.

La chaîne de traitement doit être adaptée à la roche et aux classes granulométriques qu'on souhaite en tirer. Il faut donc vérifier les matériels, leur réglage, leur entretien, et assurer le remplacement des éléments usés.

Le suivi de la fabrication et de la production des granulats est effectué par des essais qui peuvent être exploités statistiquement car le matériau se prête à la multiplication des prélèvements ; 20 à 30 résultats par semaine sont alors nécessaires.

Il est ainsi possible de mettre en évidence les dérives en matière de propreté, de forme, de dureté ou de granulométrie. L'entrepreneur propose alors des modifications et les réglages qui lui paraissent nécessaires.

Il est évident que les contrôles doivent se faire le plus à l'amont, c'est-à-dire, dans la carrière elle-même, pour éviter d'avoir à refuser des matériaux qui auraient déjà été transportés.

Le stockage des classes granulométriques produites doit être approuvé ; il sert à équilibrer production et consommation ; il faut qu'il soit à l'abri des pollutions, de l'altérabilité, et, dans le cas de produits contenant des fines, des déflations éoliennes.

La mise en stock et le transport sont à réaliser sans ségrégation.

Les essais sur granulats sont effectués à des rythmes qui dépendent de l'exploitation et de la connaissance du gisement et qui peuvent être au départ de :

- analyses granulométriques
- propreté des gravillons 1 par 500 T
- propreté des sables (ES) 2 par 500 T
- forme des gravillons 1 par 5000 T
- essais mécaniques  
(LA, MDE, CPA) 1 par 2000 T

Tous ces résultats doivent être soigneusement analysés, répertoriés, exploités et comparés :

- aux prescriptions du cahier des charges ;
- aux résultats des contrôles préliminaires et des études de laboratoire.

Ils permettent au maître d'œuvre ou à l'entrepreneur d'intervenir efficacement à propos du réglage d'une machine, ou des insuffisances d'une méthode d'exploitation de gisement ou de carrière.

### **10.2.3. Contrôle des conditions de mise en œuvre**

#### **10.2.3.1. Contrôle des terrassements**

Il porte sur l'exécution du décapage et du déforestage (s'il y a lieu), des déblais et des remblais, du drainage pris au sens le plus large, y compris les ouvrages d'évacuation des eaux de ruissellement dans l'emprise des travaux (fossés bétonnés ou non, puisards, descentes d'eau sur talus de remblais et de déblais), les ouvrages (buses et dalots) permettant le passage des petits écoulements, les dispositifs de drainage des sources et des nappes éventuelles dans et aux abords de l'emprise des travaux, les ouvrages divers tels que fossés de crête, aménagements éventuels des cours d'eau aux abords du tracé, etc.

#### **a) Contrôles avant**

Les contrôles préliminaires concernent principalement la qualité des matériaux qui seront mis en remblais (qu'ils proviennent de déblais ou d'emprunts). Il est nécessaire, en particulier, de veiller à l'élimination de la terre végétale, des matériaux trop humides, des matériaux compressibles, des matériaux rocheux de calibre supérieur à celui qui est prévu, des débris végétaux ou divers, etc. Il est recommandé ensuite d'effectuer un essai Proctor, si la nature du matériau s'y prête, tous les 5.000 m<sup>3</sup>.



## b) Contrôles pendant

En cours de travaux, il faut principalement veiller au compactage des remblais :

- approvisionnement par couches d'épaisseur maximale compatible avec les engins de compactage disponibles sur le chantier ;
- organisation des rotations des engins de terrassement (auto-compactage) ;
- contrôle de la compacité du corps de remblais par des mesures de densités en place ; en général une mesure tous les 250 m<sup>3</sup> ;
- contrôle de l'homogénéité et de l'humidification des matériaux suivant les prescriptions, en général une teneur en eau tous les 250 m<sup>3</sup>.

En fin de travaux, il est nécessaire de contrôler la cote, la largeur, la position par rapport à l'axe et la forme des terrassements aussi bien en remblais qu'en déblais. On note aussi les données nécessaires au calcul des distances de transport. Dans le cas de remblais sur sols compressibles, on note les hauteurs de tassement

## c) Contrôles après

Il s'agit d'abord ici de la bonne conservation des terrassements pendant la période qui s'écoule entre leur réception et la mise en œuvre des couches de chaussée.

Certains matériaux (sables par exemple) risquent de se décompacter sous circulation ; la solution la plus sûre consiste à interdire la circulation sur ce type de terrassement. D'autres matériaux au contraire voient leur compacité augmenter sous circulation.

Lorsque la circulation doit obligatoirement emprunter les terrassements, il convient, si c'est possible, qu'ils soient régulièrement humidifiés (opération impossible ou du moins très coûteuse en zone désertique) et recompressés. En bref, lorsque la circulation ne peut être déviée, il y a intérêt à réduire au strict minimum cette période d'attente. C'est un problème de **planning** qui doit être examiné **avant le début des travaux**.

Une autres solution consiste à réaliser une surépaisseur qu'on élimine, juste avant de terrasser la couche supérieure.

Le contrôle des terrassements comporte la vérification de la compacité (si elle n'a pas été opérée auparavant) et celle du nivellement (tolérance de 3 cm en général). La réception des terrassements doit être faite avant toute mise en place des couches de chaussée.

#### 10.2.3.2. *Contrôle des chaussées*

La mise en œuvre comprend : le répandage des matériaux, éventuellement un traitement et un malaxage "in situ", puis le compactage.

##### a) Contrôle avant, planches d'essais

Pour se rendre compte des conditions et des difficultés éventuelles de mise en œuvre des matériaux, compte tenu de leur nature et du matériel utilisé, il est recommandé de procéder au préalable, et pour chaque nature d'ouvrage, à des essais de mise en œuvre en vraie grandeur sur des planches expérimentales. Le contrôle des caractéristiques des matériaux en place à l'issue de ces essais est particulièrement important.

##### i) pour le répandage, les contrôles portent :

- sur l'homogénéité des matériaux après répandage (ségrégation granulométrique notamment) ;
- sur la teneur en eau au moment du compactage ;
- sur les températures de répandage.

##### ii) lorsque la mise en œuvre comporte un traitement ou un malaxage "in situ", les contrôles doivent vérifier :

- tous les points précédemment cités ;
- les teneurs moyennes en stabilisant, et autant que possible, leur dispersion en plan et dans l'épaisseur de la couche traitée.

##### iii) en ce qui concerne le compactage, les contrôles consistent surtout à comparer la compacité obtenue à une densité de référence pour un engin de compactage choisi et pour différentes énergies.

Ces essais et contrôles préliminaires permettent donc de définir d'une manière précise les conditions de mise en œuvre, de déterminer les caractéristiques réelles des matériaux en place et de vérifier leur concordance avec les spécifications du cahier des charges.

##### b) Contrôle pendant des couches de chaussées

En règle générale, chaque couche fait l'objet de contrôles globaux visant à vérifier que les exigences en matière de nivellement, d'épaisseur, de déformabilité et de compactage sont bien satisfaites avant la mise en place de la couche sous-jacente.

Les tolérances de nivellement sont les suivantes :

- sur couche de fondation de chaussée souple : - 2 à + 1 cm
- sur couche de fondation de chaussée en béton : - 2 à + 0,5 cm
- sur couche de base de chaussée souple : - 1 à 0,5 cm
- sur couche de liaison : ± 0,5 cm
- sur couche de roulement : exigences d'uni et de glissance

Les contrôles d'épaisseur sont effectués selon les matériaux par divers moyens : pige, épaisseur, carottage, nivellement, appareils à courants de FOUCAULT, radar impulsif ou laserographique.

La déformabilité peut être testée en déflexion, aux essais de plaque, à la poutre BENKELMAN, au déflectographe ou au curviamètre ; un ordre de grandeur des déflexions maximales admissibles à la surface des couches est le suivant en millimètres :

- couche de forme pour couche de fondation 200/100
- terrassement pour couche de fondation 300/100
- couche de fondation non traitée pour couche de base 100/100
- couche de fondation en graveleux ou en sable traités (4 jours après mise en œuvre) 40/100.

La procédure de compactage est déterminée grâce aux résultats de la planche d'essai. Le nombre de passes des engins, dont l'atelier est défini au marché de travaux, est contrôlé, ainsi que la teneur en eau du matériau.

La teneur en eau doit être ajustée avant le compactage ; si elle est trop faible, celui-ci sera très difficile ; si elle est trop forte, du retrait se produira ultérieurement.

Plusieurs techniques sont disponibles pour la mesure de la teneur en eau : poêle à frire, speedy à acétylène, four à micro-ondes de chantier, étuves, alcool à brûler, panneaux radiants et tubes et minitubes infra-rouges, pycnomètre, sonde neutronique.

Le compactage est contrôlé par des mesures de densité en place au moyen desquelles on détermine la compacité (voir annexe géotechnique).

La masse volumique apparente se mesure par des méthodes destructives (densitomètre au sable, densitomètre à membrane) ou non destructives (appareils nucléaires à effet de diffusion ou d'absorption).

Un appareil fabriqué aux USA, travaillant en diffusion sur 4 à 6 cm ou en absorption sur 20 ou 30 cm, est très utilisé sur les chantiers africains (TROXLER ou CAMPBELL).

Les matériels nucléaires doivent être fréquemment étalonnés, leurs données dépendant de la nature minéralogique des matériaux testés.

On effectue dans les chantiers difficiles :

- une mesure au gammadensimètre
  - . tous les 100 ml sur la couche de base
  - . tous les 100 ml sur la couche de roulement
  
- un essai de plaque sur la couche de fondation tous les 600 m<sup>2</sup>.

Pour les terrains faciles et homogènes les fréquences peuvent être largement plus faibles.

Quand on dispose d'un déflectographe ou d'un curviamètre, on le fait passer sur chaque couche afin de tester son homogénéité et mettre ses éventuels défauts en évidence.

c) Contrôle pendant des matériaux traités au ciment, à la chaux ou autres

Les matériaux traités au ciment in situ après régilage ou en centrale font l'objet de contrôles à plusieurs niveaux. On n'admet, pour le traitement, que ceux qui possèdent à l'état naturel des caractéristiques suffisantes : il convient donc d'effectuer des essais de teneur en eau, d'identification et de portance sur des échantillons ou des mélanges représentatifs des gîtes. Des matériaux trop médiocres conduisent à des surdosages en ciment ou à des déboires à la mise en œuvre.

Le contrôle s'assure que l'approvisionnement en ciment est suffisant pour éviter l'arrêt de la fabrication du mélange.

Pour les malaxages "in situ", le matériel de malaxage doit être approuvé ; il faut vérifier qu'il produit une dispersion convenable du liant dans la masse et sur toute la hauteur de la couche prévue au projet. Dans le cas de malaxage en centrale, la production de boules simplement revêtues d'un enduit blanc doit évidemment être évitée. Le dosage en ciment est vérifié régulièrement. La teneur en eau des mélanges a besoin d'être contrôlée ; les bandes transporteuses et le chargement des camions doivent être à l'abri du vent qui disperserait une partie du liant et des fines.

Il faut que le temps de transport, de régilage et de compactage du mélange soit inférieur au temps de prise du ciment.

Le contrôleur prélève des éprouvettes du mélange sur lesquelles il fera procéder à des essais CBR ou de résistance mécanique après la cure réglementaire.

d) Contrôle pendant des matériaux traités aux liants hydrocarbonés

La qualité des granulats et du liant est contrôlée avant leur transport à la centrale de fabrication des enrobés. La constance des paramètres amont conditionne en grande partie la qualité du produit fini.

Les centrales sont du type continu ou discontinu. Leur état de fonctionnement et la conformité de leur installation font l'objet d'un agrément préalable, après quoi on procède au réglage des divers éléments en fonction des dosages retenus par l'étude : importance des stocks de granulats et des liants, disponibilité en dopes, débit des trémies, débit des débitmètres, efficacité du malaxage, température du sécheur.

Les débits des agrégats et des liants des centrales continues volumétriques sont réglés en établissant la relation entre l'ampérage des cadrans et la vitesse des tapis pour les granulats et la vitesse de la vis ou du tapis pour le liant, et on ajuste l'ouverture des trémies.

Dans les centrales continues volumétriques à contrôle pondéral, celui-ci est effectué à partir d'un tapis peseur dont le peson déclenche un signal en cas d'écart notable par rapport aux quantités prévues.

Les fuseaux de régularité sont établis sur la base de 20 à 30 résultats par semaine (mise en évidence des dérives).

On effectue pour les gros chantiers :

- 2 à 3 essais de granulométrie, propreté, pourcentage de concassé pour les semi-concassés, par jour
- 1 essai de forme par jour
- 5 essais d'équivalent de sable et de granulométrie simplifiée par jour
- 2 à 3 essais de teneur en bitume par jour
- 1 essai de coefficient de polissage accéléré (CPA) par semaine.

On vérifie la composition du mélange et ses caractéristiques mécaniques sur des prélèvements effectués à la sortie de la trémie d'approvisionnement des camions. On procède aux ajustements nécessaires avant de mettre en route la fabrication du produit qui sera transporté sous camions bâchés au finisseur.

La régularité du mélange est contrôlée périodiquement par des essais d'extraction. On apprécie ainsi la qualité de la centrale.

La régularité du fonctionnement est vérifiée de temps en temps ou peut l'être en permanence sur les installations comportant des systèmes d'auto-contrôle intégrés et automatisés qui réajustent automatiquement les dosages.

La flotte de camions transportant le mélange doit être approuvée par le contrôleur qui vérifie si leur nombre est suffisant pour assurer sans interruption le répandage.

L'état du finisseur est également suivi ainsi que la température du mélange aux répandage et compactage.

La planche d'essais, ou planche de référence, fixe le "ballet des compacteurs" dont l'état et la composition de l'atelier ont été préalablement agréés.

On règle les charges totales et/ou par roue de compacteurs, les gonflages de pneus, leur vitesse et la fréquence des vibrants.

L'accroissement des compacités est étudié en fonction du nombre de passes des compacteurs jusqu'à obtention du taux de compactage voulu.

Le contrôleur doit estimer si les conditions météorologiques permettent la mise en œuvre.

e) Contrôle pendant des enduits superficiels

Le contrôle consiste à s'assurer que les conditions de mise en œuvre déterminées lors de la planche d'essai sont parfaitement respectées : qualité des gravillons et des liants, propreté et humidité de la couche de base, dosages de la couche d'imprégnation, des couches de liant et des agrégats.

Une attention particulière doit être portée :

- a) au bon fonctionnement de la rampe de la répandeuse de liant : (hauteur de la rampe au-dessus de la chaussée, non bouchage de certains orifices de répandage) ;
- b) à la température du liant ;
- c) à l'humidité et à la propreté des gravillons ;
- d) au répandage régulier des gravillons ;

- e) à l'interdiction de circulation des camions ou voitures sur l'enduit pendant son compactage et son séchage, car il y a alors des risques d'arrachement de l'enduit, très difficiles à reprendre par la suite.

#### **10.2.4. Réception des travaux**

Les réceptions partielles de travaux par l'ingénieur chargé du contrôle se font par section et par nature de travaux. La couche de base d'une section donnée ne peut être mise en place que lorsque la couche de fondation sur la même section a elle-même déjà fait l'objet d'une réception.

A l'issue de toutes ces réceptions partielles, il est fait une réception officielle d'ensemble par section de route terminée. Cette réception s'appuie sur les résultats du contrôle "avant" et "pendant", et ne constitue parfois qu'une formalité lorsque ces résultats ont été satisfaisants. C'est cette réception officielle, dite réception provisoire, qui constitue le point de départ du délai de garantie s'écoulant jusqu'à la réception définitive.

#### **10.2.5. Documents de fin de chantier**

##### **10.2.5.1. Plan de récolement des travaux (1)**

Il est indispensable que le plan précis des ouvrages, tels qu'ils ont été réellement exécutés, et des résultats géotechniques principaux obtenus lors des études et des travaux, fassent l'objet d'un document de synthèse final. Ce document matricule, le plan de récolement des travaux, permettra en particulier, par la suite, de faciliter à l'entretien ou le renforcement éventuel de la route.

C'est normalement à l'entrepreneur d'établir cette matricule. Cette tâche est très généralement prévue dans le marché des travaux et il importe que le contrôle soit très strict pour obtenir de l'entrepreneur les documents correspondants.

Pour être complète cette matricule doit :

- a) situer le contexte sous la forme, par exemple, d'une carte comportant le tracé de l'itinéraire, l'hydrographie, l'indication des villes et villages avec en fond de carte, la géologie. Un profil en long très schématique de l'ensemble de la route fournit également un complément très utile d'information ;

---

(1) On dit en anglais "as built drawings"

b) donner par section :

- la coupe des chaussées effectivement réalisées ainsi que la provenance et les caractéristiques des matériaux constitutifs des différentes assises ;
- tous les résultats des contrôles effectués (depuis les terrassements jusqu'aux revêtements en passant par les ouvrages de franchissement et de drainage) ;
- les caractéristiques géométriques de l'ouvrage : profils en travers types en déblai et en remblai, pentes maximales du profil en long, dimensions principales des ouvrages, nature des fossés, position et dimension des buses sous chaussée, situation des exutoires, des fossés, etc.

On trouve à l'annexe 2 du tome 3 un exemple de plan de récolement de route en Afrique et le chapitre 10.3.6. définit la consistance des plans de récolement des ouvrages d'art.

#### 10.2.5.2. Rapport de fin de travaux

Il est par ailleurs fondamental que l'organisme chargé du contrôle établisse un rapport précis sur l'installation du chantier et le déroulement des travaux ; c'est le rapport de fin de travaux , qui est produit entre la réception provisoire et la réception définitive des travaux, pendant que la mémoire des chantiers est encore vivante.

Ce rapport a pour objet de permettre d'une part un bon suivi et un bon entretien des ouvrages et d'améliorer, d'autre part, l'organisation ou la technique des travaux futurs dans la même région ou le même pays. Il comporte :

a) un bilan administratif et financier

Un premier chapitre d'introduction de ce bilan traite de la terminologie des intervenants, de la description de l'ouvrage, de la consistance des travaux réalisés, des marchés de travaux et de maîtrise d'œuvre.

- **Terminologie des intervenants** : il s'agit de présenter le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre, les laboratoires ou sous-traitants et l'entrepreneur de travaux chargés des opérations de construction de l'ouvrage.



- **Description de l'ouvrage** : il s'agit de situer l'ouvrage et de décrire ses caractéristiques géométriques et techniques.
- **Consistance des travaux réalisés** : il s'agit pour un ouvrage unique ou un ensemble de lots, de caractériser l'importance des travaux. Ce paragraphe donne uniquement des quantités globales pour chaque corps d'ouvrages ou par tâches.
- **Marchés de travaux** : un préalable historique rappelle les origines du contrat en précisant les dates marquantes de lancement de l'appel d'offres d'attribution des travaux à l'entreprise et de démarrage du chantier.  
  
Il donne la liste récapitulative des pièces constituant le marché et les divers avenants, la date des réceptions de travaux, les délais de garantie.
- **Marchés de maîtrise d'œuvre** : c'est un rappel des principaux accords et des montants des différents marchés et avenants, ainsi qu'une description des structures de contrôle.

Un second chapitre traite du bilan financier, c'est-à-dire des dépenses sur marchés de travaux, des dépenses sur marchés de contrôles et éventuellement d'études.

Ce chapitre assure la reconstitution exacte des dépenses réellement faites pour les travaux et pour la maîtrise d'œuvre. Une description financière des marchés permet d'aborder ainsi les dépenses en tenant compte des prix unitaires initiaux en faisant ressortir les incidences imputables à des augmentations de quantité, à de nouveaux prix, à des révisions de prix, à des indemnités diverses, à des réclamations, etc.

Un échéancier des dépenses ainsi qu'un décompte définitif apporte la conclusion du chapitre financier.

Un troisième chapitre est consacré au déroulement administratif des travaux, c'est-à-dire à une description des points concernant les délais d'exécution, l'avancement des chantiers, les éventuels changements de clauses contractuelles, les moyens en personnel et en matériel et toutes les observations jugées utiles par le rédacteur pour une meilleure compréhension des problèmes du chantier ou pour une amélioration des marchés futurs.

#### b) Un bilan technique

Le bilan technique comporte l'analyse des techniques et des méthodes utilisées pour réaliser l'ensemble de l'ouvrage. Il fait également le point des coûts unitaires et des quantités exécutées.

Il définit et commente les problèmes techniques, s'il y en a eu, soulevés par l'exécution des travaux.

Un chapitre est consacré au rôle et à l'organisation du contrôle et récapitule les tâches réalisées dans le cadre des prestations courantes et de celles qui le sont moins, en l'occurrence des études de modification de projet.

Un autre chapitre est consacré aux réclamations de l'entreprise et à la façon dont elles ont été réglées.

Le bilan final et la conclusion dégagent les enseignements qu'il faut tirer de l'expérience du chantier.

Conçus tels que préconisés ci-dessus, les rapports finaux archivés, constituent en liaison avec les plans de récolement une banque de données relativement importante et facilement consultable dans la recherche statistique ou dans l'élaboration de bilans comparatifs.

### **10.3. TECHNIQUES DU CONTROLE DES TRAVAUX D'OUVRAGES D'ART**

#### **10.3.1. Implantation**

##### **10.3.1.1. Principes**

L'implantation a pour but de matérialiser sur le terrain la position exacte des divers éléments de l'ouvrage à construire. Elle comporte d'une part le piquetage général qui fixe définitivement la position de l'ouvrage et l'altimétrie et d'autre part, le piquetage complémentaire qui matérialise les emplacements des divers éléments.

Le piquetage général est assuré soit par le maître d'œuvre à partir des bornes du projet d'exécution soit par l'entrepreneur ; dans ce cas il requiert l'agrément du maître d'œuvre. Le piquetage complémentaire est effectué par l'entrepreneur, le rôle de l'ingénieur de contrôle se limitant à en vérifier la bonne exécution.

Lorsque des câbles, des canalisations ou des ouvrages souterrains traversent la zone où doivent être réalisées les fouilles, il y a lieu de procéder à un piquetage de ces ouvrages pour en signaler la présence. Ce piquetage, dit piquetage spécial, doit être fait en présence du propriétaire de l'ouvrage à protéger.

Il doit être contradictoire entre l'ingénieur et l'entrepreneur en raison de ses possibilités d'incidence sur le règlement des travaux.

#### **10.3.1.2. Piquetage général**

Le piquetage général consiste à matérialiser sur le terrain l'altimétrie, l'axe longitudinal de l'ouvrage à réaliser (axe de la voie portée) et à fixer sur cet axe la position de l'ouvrage en plaçant un repère correspondant à un point particulier (en général, intersection de l'une des lignes d'appui de l'ouvrage avec l'axe longitudinal).

La matérialisation de l'axe longitudinal se fait d'après le piquetage de la route lorsque l'ouvrage est à réaliser sur un tronçon de route neuve.

Dans le cas contraire, elle s'effectue soit d'après le plan d'implantation, c'est-à-dire le plan indiquant l'emplacement de cet axe par rapport à des repères fixes placés au moment de l'étude, soit d'après les indications portées sur les plans topographiques s'il n'y a pas eu de plan d'implantation.

La matérialisation du point particulier complétant le positionnement de l'ouvrage s'effectue soit d'après le plan d'implantation, soit, s'il n'y en a pas, d'après les plans topographiques.

Dans tous les cas, l'ingénieur doit s'assurer que l'implantation ainsi définie correspond aux hypothèses du projet, et notamment que le terrain naturel est au niveau prévu, que la voie franchie ou la rivière a le biais prévu, que le recul des appuis par rapport aux berges a les valeurs prévues.

Toute anomalie doit conduire l'ingénieur à une vérification particulièrement attentive des données et des calculs qui ont servi à cette implantation.

#### **10.3.1.3. Piquetage spécial**

Le piquetage spécial est fait d'après les indications du propriétaire de l'ouvrage à protéger. Il est souvent nécessaire de vérifier par des fouilles l'emplacement exact de cet ouvrage. Ces fouilles doivent évidemment être faites avec le plus grand soin.

#### **10.3.1.4. Piquetage complémentaire**

Le rôle de l'ingénieur est de s'assurer que le piquetage complémentaire mis en place par l'entrepreneur est suffisant pour permettre de réaliser les ouvrages avec la précision topographique requise. Les axes longitudinaux et transversaux des appuis et le contour de leurs fondations doivent, notamment, être piquetés.

Il est normal que l'ingénieur vérifie l'exactitude de ce piquetage mais la responsabilité de l'entrepreneur reste de toute façon totale en cas d'erreur.

### 10.3.1.5. Mode d'exécution de l'implantation

Le piquetage général doit être matérialisé par des repères qui devront subsister pendant toute la durée du chantier. Ces repères doivent donc être placés hors de la zone où le sol est susceptible d'être remué en cours de travaux. L'exécution du piquetage général comprend donc d'une part, la mise en place de piquets à l'emplacement des points que l'on désire matérialiser et d'autre part, la pose de bornes bien enracinées dans le sol et très visibles qui permettront en cas de besoin de remettre les piquets en place par des méthodes simples (intersection de droites).

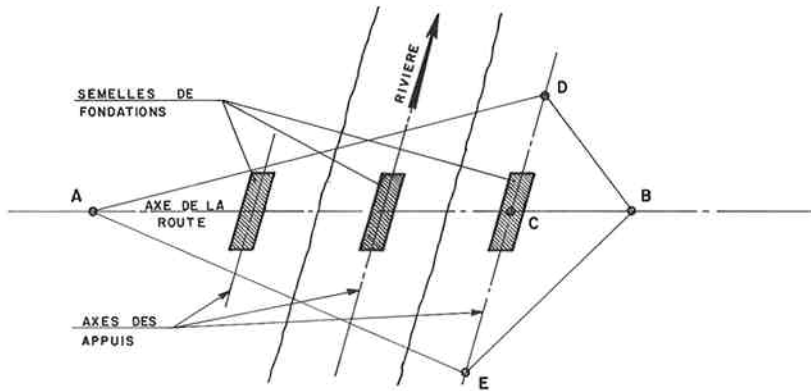


Fig. 2.10.3. Piquetage général d'un pont

L'ensemble de ces opérations doit être décrit dans le procès-verbal de piquetage. Celui-ci, établi contradictoirement entre l'ingénieur et l'entrepreneur, doit comporter :

- un croquis des repères posés (piquets et bornes) avec indication de leur nature et s'il y a lieu des inscriptions qu'ils portent ;
- l'indication sur ce croquis des distances et des angles entre les différents repères et s'il y a lieu, leur rattachement à un système de repérage plus général ;
- les calculs de vérification de la cohérence des différentes données entre elles.

Le piquetage spécial et le piquetage complémentaire doivent également être rattachés à des repères fixes extérieurs à la zone des travaux. On peut cependant admettre que seuls les piquets les plus importants soient déduits des repères fixes par des méthodes simples. Ce sera le cas par exemple, pour les piquets matérialisant l'axe d'une pile (voir figure 2.10.3).

- . les piquets A - B - D - E doivent être situés hors de la zone des travaux et doivent être rattachés en nivellement ;
- . les piquets A et B matérialisent l'axe de la future route ;
- . le piquet C matérialise le centre du premier appui de rive ;
- . Les piquets D et E, implantés à partir du piquet C, matérialisent l'axe du premier appui de rive et permettent la réimplantation du piquet C et le rattachement du piquet A aux piquets B - C - D - E.

Les piquets A - B - C - D - E étant implantés, il faut mesurer tous les angles et distances possibles et vérifier la compatibilité des mesures en calculant tous les triangles élémentaires.

### **10.3.2. Fondations**

#### **10.3.2.1. Généralités**

L'étude géotechnique faite au stade du projet ne permet de définir les différentes couches du sol que par interpolation entre les sondages, et elle laisse donc subsister quelque incertitude.

C'est pourquoi, lors de l'exécution des travaux de fondations, l'ingénieur de contrôle doit s'efforcer de compléter sa connaissance du sol d'après les résultats du chantier, et son rôle n'est plus alors seulement de contrôler mais également de prendre des décisions tenant compte de ce complément d'informations.

Quel que soit le système de fondation adopté, un recueil systématique de toutes les constatations et observations faites sur le chantier est indispensable. Ces constatations et observations peuvent en effet jouer un rôle essentiel dans la recherche des causes d'un incident de chantier ou dans l'appréciation de la conformité du terrain rencontré avec le terrain prévu. L'ingénieur doit donc s'assurer que l'entrepreneur procède régulièrement à toutes les mesures nécessaires à la vérification de la bonne exécution de la fondation.

Les techniques de fondations étant très nombreuses, il arrivera fréquemment que l'ingénieur de contrôle ne dispose pas de documentation précise sur la technique dont il doit assurer le contrôle. Il doit dans ce cas, avant tout début d'exécution, demander au bureau d'études auteur du projet, ou au maître d'ouvrage de lui fournir toutes précisions sur le système adopté, et sur les contrôles à exécuter. Compte tenu de ces éléments et après concertation avec l'entrepreneur, il doit définir, si cela n'a pas été prévu au C.C.T.P., les mesures qu'il y aura lieu de faire et la cadence à laquelle celles-ci seront faites.

A titre d'exemple, dans le cas de caissons havés, l'ingénieur doit exiger que les mouvements du caisson soient enregistrés plusieurs fois par jour par rapport à des repères fixes. Les mesures doivent porter sur au moins trois points du caisson pour que l'on connaisse les mouvements dans toutes les directions.

#### **10.3.2.2. Fondations sur semelles**

Dans le cas de fondations sur semelles, c'est à l'ingénieur de contrôle qu'il appartient de fixer la cote à laquelle doit être arrêtée une fouille, et de prononcer la réception du fond de celle-ci. Il doit pouvoir prendre cette décision en toute connaissance de cause, et avoir bien assimilé la note de calcul des fondations de l'ouvrage.

Au cours de l'exécution de la fouille, il doit prendre en attachement, s'il y a lieu, les diverses natures de sols rencontrées (déblais meubles, déblais rocheux). Il doit également s'assurer que les conditions normales de sécurité sont bien respectées et exiger, s'il y a lieu, la mise en place d'étaisements ou leur renforcement.

Si l'exécution de la fouille nécessite des épaissements et si ceux-ci ne font pas l'objet d'une rémunération forfaitaire, l'ingénieur doit prendre en attachement toutes les opérations de pompage exécutées sur le chantier et en noter les circonstances. Cette prise en attachement ne signifie pas la reconnaissance d'un droit précis de l'entrepreneur à rémunération ; elle a seulement pour but l'enregistrement contradictoire des faits survenus sur le chantier et susceptibles d'intervenir dans le règlement financier des épaissements.

Le pompage peut avoir pour effet de décompresser le sol de fondation, en particulier dans le cas de fouilles de grande surface. L'ingénieur doit s'en préoccuper et en cas de besoin exiger que l'entrepreneur prenne des précautions permettant d'éviter ce phénomène (fouilles sans épaissement, fouilles par compartiments).

### 10.3.2.3. Fondations sur pieux

#### a) Pieux battus

Dans le cas de fondations sur pieux battus, l'observation directe du terrain de fondation n'est pas possible. L'appréciation de la conformité du sol rencontré avec les prévisions fournies par l'étude géotechnique ne peut se faire qu'en rassemblant le maximum d'informations lors de l'exécution du battage. Le rôle de l'ingénieur est de s'assurer que toutes ces observations sont bien effectuées et d'en interpréter les résultats afin de décider notamment si la cote choisie pour l'arrêt des pieux peut être maintenue ou s'il y a lieu de la modifier.

Les principaux renseignements à recueillir sur le chantier sont :

- la mesure du refus total et du refus élastique. Cette mesure qui peut s'effectuer très facilement en déplaçant la mine du crayon au contact d'un papier collé au pieu (voir figure ) est indispensable pour l'évaluation de la force portante par la formule de Grandall. Mais même si la force portante finale n'est pas liée au résultat de cette formule (cas de pieu tube battu ouvert puis rempli de béton) elle donne des renseignements utiles sur la consistance des terrains traversés.

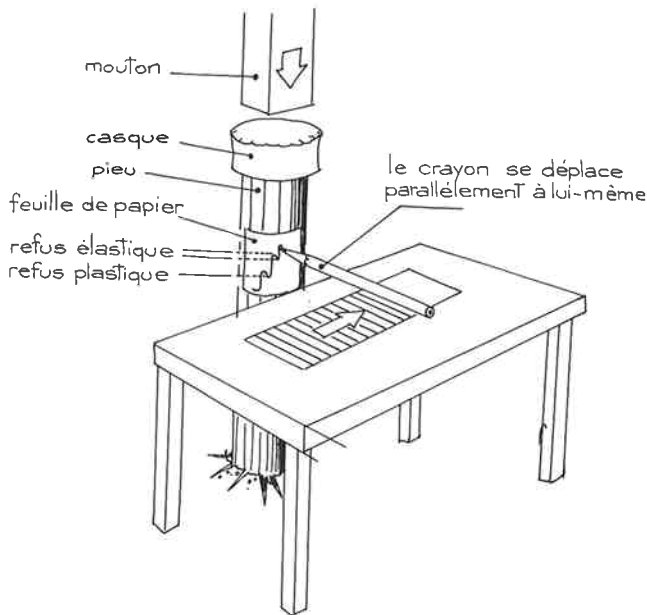


Fig. 2.10.4. Mesure pratique du refus

Entreprise

Chantier :

Ouvrage :

	Date et heure	Hauteur de chute	Pénétration cumulée (1) (m)	Nombre de coups	Pénétration pour 10 coups (mm)	Refus élastique
<b>Caractéristiques</b>  Type Section Inclinaison Longueur Poids total						
<b>Fabrication</b>  (pieux en BA seulement)  N° de fabrication Date de coulage de reprise au stock de mise en fiche						
<b>Battage</b>  Cote du sol au droit du pieu Cote de recepage						
<b>Ecart d'implantation et d'inclinaison</b>  Après mise en fiche à la profondeur m à la profondeur m en fin de battage						
<b>Observations et Incidents de battage</b>						

(1) par rapport à la cote du sol au droit du pieu

Tableau 2.10.5. Exemple de fiche de battage de pieu



- la mesure du niveau du sol et du niveau de l'eau à l'intérieur des pieux tubes ouverts. Lors du battage des pieux tubes ouverts, certains sols remontent facilement (faibles angles de frottement) ; d'autres au contraire, constituent un bouchon à la base du pieu, et dans ce cas le sol ne remonte pas dans le tube. Si un tel bouchon se forme, sa compacité le rend imperméable de sorte que l'eau de la nappe phréatique ne peut remonter.

Des mesures de la remontée du sol et de l'eau à l'intérieur du tube peuvent, donc donner d'intéressantes indications sur les matériaux traversés ;

- la vérification de la verticalité ou de l'inclinaison des pieux en cours de battage. Celle-ci peut permettre de détecter les anomalies telles qu'un ripage du pied consécutif à la rencontre d'un obstacle ou à une déchirure du tube.

Il convient de veiller à ce que toutes ces mesures soient accompagnées de l'indication de la fiche du pieu atteinte au moment où elles ont été faites.

L'ingénieur doit également veiller au respect des règles de l'art. Il doit notamment exiger dans le cas d'un groupe de pieux, la fourniture d'un plan de pilotage, c'est-à-dire d'un plan indiquant dans quel ordre seront battus les pieux. Il doit s'assurer, lorsque le vidage d'un pieu tube est nécessaire, que ce pieu est maintenu plein d'eau pendant cette opération pour éviter la décompression du sol situé sous base.

Après achèvement du battage et dans la mesure où les observations de chantier ne conduisent pas à des conclusions pouvant faire craindre une force portante insuffisante, l'ingénieur donne l'ordre de *recépage* après avoir vérifié la verticalité ou l'inclinaison des pieux et leur position exacte.

Si celles-ci diffèrent des positions et des inclinaisons requises tout en restant à l'intérieur des tolérances admises, l'ingénieur doit exiger de l'entrepreneur une étude complémentaire de stabilité et la modification du projet de façon à tenir compte des écarts observés.

#### b) Pieux forés

L'ingénieur doit procéder aux contrôles suivants :

##### **Contrôle d'exécution du forage** qui comprend :

- la vérification de l'implantation des pieux ;
- la vérification de la verticalité ou de l'inclinaison des pieux ;
- le prélèvement d'échantillons représentatifs des couches géologiques traversées avec au moins un prélèvement tous les 3 mètres. Bien que les matériaux retirés soient très remaniés, ce qui interdit tout essai, les indications visuelles qu'il est possible d'en retirer peuvent être utiles. En

particulier les indications obtenues lors du forage des premiers pieux donneront de précieux renseignements sur l'exécution des forages des pieux suivantes ;

- le contrôle du diamètre du forage à l'aide d'un diamètreur ;
- le contrôle de la qualité de base de forage ;
- la vérification d'un fichage suffisant dans le substratum ;
- le contrôle de la propreté du fond de forage qui conditionne la qualité du contact sol-béton du pieu. Dans le cas le plus fréquent, où il n'est pas possible de voir depuis la surface le fond de fouille, ce contrôle consiste à des mesures de profondeur à la plombette.

**Contrôle de bétonnage** et en particulier contrôle :

- de la qualité du béton ;
- de la préparation du matériel de bétonnage ;
- de l'amorçage du tube plongeur ;
- du bon comportement des cages d'armatures et de ce qu'elles ne remontent pas ;
- de la purge du béton par débordement ;
- du comportement du béton en cours d'extraction du tube de travail.

**Contrôle des pieux finis :**

L'organisation du contrôle des pieux finis est déterminée dans le C.C.T.P. Le nombre ou le pourcentage de pieux à ausculter dépendent de l'importance de l'ouvrage, du procédé d'exécution des pieux, du mode de fonctionnement des pieux, de leur nombre par appui et de leur nombre total.

### **10.3.3. Bétons**

#### **10.3.3.1. Introduction**

Lorsque l'ingénieur chargé du contrôle d'un chantier estime que le béton réalisé par un entrepreneur n'a pas les qualités de résistance requises, il n'a d'autre solution que de le faire démolir ou de procéder à une étude du renforcement de l'ouvrage si cela est possible. En effet, un béton de mauvaise qualité ne peut être amélioré.

Ce sont les essais de contrôle qui permettent à l'ingénieur de contrôle de constater la bonne ou mauvaise qualité d'un béton, mais comme ceux-ci ne sont vraiment significatifs que s'ils sont réalisés 28 jours <sup>(1)</sup> après la mise en œuvre, la décision de démolition ne peut être prise qu'à l'issue de ce délai et

---

(1) Bien que le Cahier des charges prévoie aujourd'hui le contrôle à 7 jours

beaucoup de mauvais bétons risquent d'avoir été coulés entre-temps. L'importance du travail de démolition rend alors souvent la décision très douloureuse.

C'est pourquoi le contrôle de l'exécution des bétons ne peut se limiter à la vérification, a posteriori, du respect des résistances requises, mais doit comporter une surveillance étroite des conditions dans lesquelles le béton est fabriqué et mis en œuvre.

L'ingénieur doit donc :

- veiller à ce que l'entrepreneur fasse ses études de béton en temps voulu pour que, même si un complément s'avère nécessaire, le démarrage des travaux de bétonnage ne soit par retardé ;
- s'assurer que les résultats obtenus sont compatibles avec le respect des résistances requises ;
- contrôler au cours de l'exécution la conformité des ciments, de l'eau et des agrégats et vérifier que la composition étudiée en laboratoire est bien respectée et que la mise en œuvre et la cure sont effectuées suivant les règles de l'Art.

Sa vigilance peut avoir une influence très sensible sur la qualité du béton réalisé.

#### 10.3.3.2. *Essais*

##### a) Généralités

Les qualités demandées au béton sont d'être résistant mécaniquement, aussi imperméable que possible, indécomposable et maniable.

Pour arriver à ce résultat, il est absolument indispensable de suivre la procédure figurant au au fascicule 65 du CCTP, c'est-à-dire de réaliser successivement :

- l'épreuve d'étude ;
- l'épreuve de convenance ;
- les essais de contrôle ;
- les essais d'information.

Le schéma de la figure 2.10.6. rappelle comment doivent se placer ces essais dans le programme d'exécution des travaux de bétonnage.

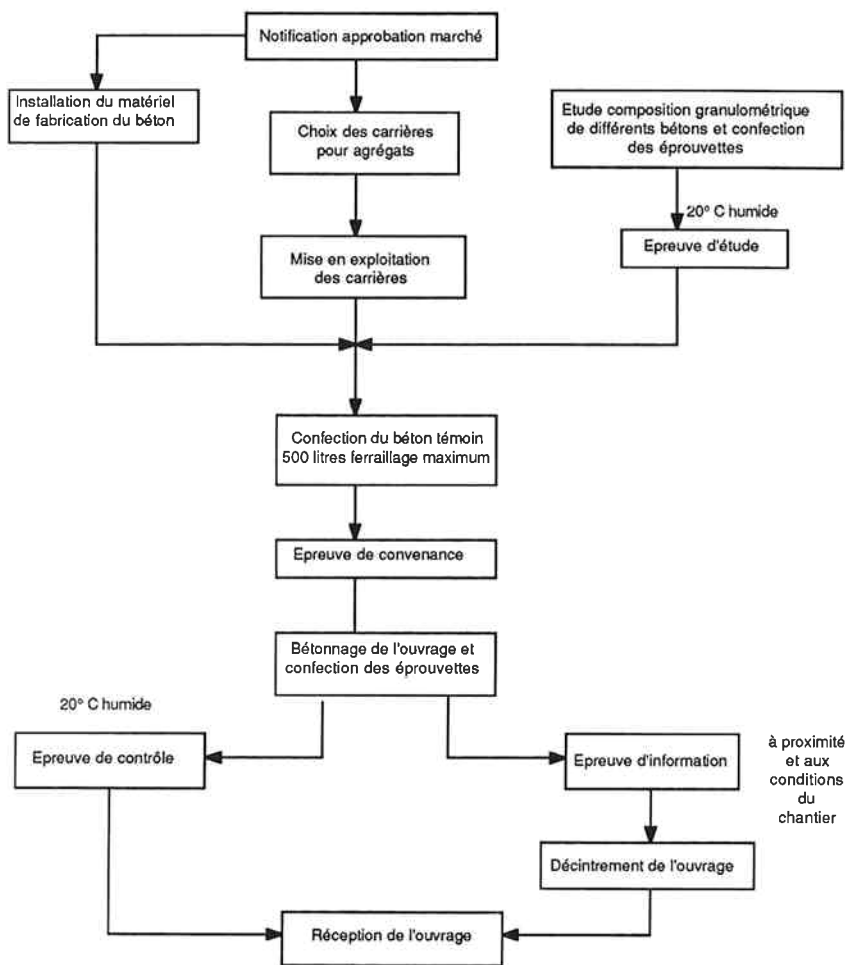


Fig. 2.10.6. Enchainements des essais

### b) Epreuve d'étude

Elle a pour but de vérifier que la formule nominale de composition du béton satisfait les spécifications du C.C.T.P. même en cas de variations limitées des constituants.

La formule de béton recherchée doit permettre d'obtenir un béton résistant mécaniquement, aussi imperméable que possible (recherche d'une forte densité) et indécomposable (choix des ciments).

L'épreuve d'étude est réputée concluante si tous les résultats de consistance sont dans la fourchette requise par le C.C.T.P.,

c) Epreuve de convenance

L'épreuve de convenance a pour but de vérifier que la composition granulométrique telle qu'obtenue lors de l'étude, et le matériel de mise en oeuvre, permettent bien d'obtenir un béton possédant les caractéristiques mécaniques recherchées. De plus, par la confection d'un **béton témoin** d'un volume de 500 litres, ferrailé suivant un pourcentage identique aux parties les plus ferrillées de l'ouvrage, elle permet de s'assurer de la maniabilité de ce béton. Il a été maintes fois prouvé que l'omission du béton témoin était à l'origine de bétonnages défectueux.

Il doit ressortir de l'épreuve de convenance que les résistances requises par le C.C.T.P. peuvent être effectivement atteintes sur le chantier. S'il en était autrement, les qualités des matériaux ou les conditions de fabrication (ou les unes et les autres) devraient être améliorées et l'épreuve de convenance recommencée dans les conditions nouvelles.

d) Epreuve de contrôle

Cette épreuve a pour objet de contrôler, a posteriori, la conformité du béton sorti de la bétonnière par rapport au C.C.T.P.

Chaque prélèvement est issu d'une seule gâchée. A partir de chaque prélèvement sont réalisés :

- trois éprouvettes pour la détermination de la résistance à la compression à 28 jours, le résultat étant constitué par la moyenne des mesures effectuées sur ces trois éprouvettes ;
- une mesure de consistance au cône d'Abrams ;
- s'il y a lieu, des essais complémentaires fixés par le C.C.T.P., par exemple détermination de la résistance à la compression à 7 jours.

L'ingénieur doit particulièrement veiller au respect des conditions de conservation (20°C atmosphère humide puis immersion) car des éprouvettes placées dans des conditions différentes ne donneront pas de résultats significatifs.

e) Essais d'information

Ils permettent de suivre l'évolution dans le temps de la résistance du béton de l'ouvrage, compte tenu par exemple des variations de la température ambiante,

de s'assurer qu'elle est compatible avec les phases d'exécution et de déterminer à partir de quelle date l'ouvrage peut être mis en service.

La conservation des éprouvettes doit se faire dans des conditions comparables à celles des parties d'ouvrages qu'elles sont censées représenter. Mais il ne faut pas oublier que le béton en grande masse se refroidit lentement et se dessèche peu.

Les éprouvettes relatives aux piles et culées seront donc placées au pied de ces parties d'ouvrages dans un tas de sable humide.

Les éprouvettes relatives au tablier seront placées sur celui-ci, sous une caisse renversée.

f) Variation de la résistance à la compression en fonction de la forme de l'éprouvette

A titre indicatif, le tableau 2.10.7. permet d'avoir une appréciation de la valeur du coefficient de minoration ou de majoration de la résistance à la compression d'une éprouvette de forme donnée par rapport à la résistance d'un bloc de béton de grande dimension.

Nature de l'éprouvette supposée à faces rectifiées	Dimensions	Coefficient de forme	
		Limite de variation	Valeur moyenne admissible
Cylindre (diamètre x hauteur)	15 x 30	-	1.00
	10 x 20	0.94 à 1.00	0.97
	25 x 30	1.00 à 1.00	1.05
Cube	10	0.70 à 0.90	0.80
	15	0.70 à 0.90	0.80
	20	0.75 à 0.95	0.83
	30	0.80 à 1.00	0.90
Prisme	15 x 15 x 45	0.90 à 1.20	1.05
	20 x 20 x 60	0.90 à 1.20	1.05

Tableau 2.10.7. Valeurs du coefficient de forme

#### 10.3.3.3. *Granulats, ciment, adjuvants et eau de gâchage*

Dans ce domaine, les interventions de l'ingénieur de contrôle comprennent d'une part des décisions : agrément des carrières, du ciment, des adjuvants, de l'eau de gâchage, et d'autre part des contrôles : vérification de qualité, de granularité et de propreté.

L'agrément définitif des carrières, du ciment, des adjuvants et de l'eau ne peut être donné qu'après l'épreuve d'étude, mais l'ingénieur doit indiquer, dès que l'entrepreneur le consulte, s'il a d'autres motifs qu'un échec lors de l'épreuve d'étude pour refuser la carrière, ou les constituants. Il doit exiger dans ce but que l'entrepreneur lui fournisse les résultats d'analyse chimique de l'eau et des agrégats, et ceux des essais de réception du ciment employé.

Après agrément des carrières, du ciment, des adjuvants et de l'eau, l'ingénieur doit s'assurer que les qualités des divers constituants destinés à la fabrication du béton restent bien constantes et identiques à celles des constituants du béton de l'épreuve d'étude.

Les vérifications doivent être systématiques, et porter sur :

- le choix des veines d'où sont extraits les granulats ;
- la propreté des sables (mesures de l'équivalent de sable) ;
- la granularité et la forme des granulats ;
- l'homogénéité et la bonne conservation des lots de ciment.

Les adjuvants (plastifiants, fluidifiants, entraîneurs d'air) doivent figurer sur des listes d'agrément et faire l'objet de procédures d'homologation (épreuve de convenance) dans les conditions du chantier.

#### 10.3.3.4. *Coffrages, échafaudages et cintres*

Le rôle de l'ingénieur de contrôle dans ce domaine est principalement de s'assurer que l'entrepreneur a pris toutes précautions pour que les coffrages, qui donneront à l'ouvrage sa forme définitive, soient mis exactement à l'emplacement où ils doivent être, et ne se déforment pas jusqu'à ce que le béton ait fait prise. Il doit également s'assurer qu'ils donneront un bon aspect aux parements, qu'ils n'absorberont pas l'eau de gâchage et ne laisseront pas passer la laitance.

La stabilité des coffrages est liée à celle des échafaudages et des cintres qui les supportent. Lorsque ceux-ci ont des dimensions exceptionnelles, il est normal que l'ingénieur s'en fasse remettre la note de calculs et vérifie que les déformations sous charges resteront négligeables (moins de 2 cm) ou compatibles avec les stipulations du CCTP. Par contre, pour les échafaudages

courants, les dispositions adoptées sont en général assez empiriques. L'ingénieur doit alors seulement s'assurer qu'il n'y a pas de fautes grossières, et que le taux de travail imposé au sol reste raisonnable.

Lorsque les échafaudages ou cintres prennent appui sur des parties d'ouvrages déjà construites, l'ingénieur doit exiger de l'entrepreneur la vérification de l'aptitude de ces parties d'ouvrages, à supporter sans dommage les charges qui leur seront transmises.

Enfin, si un gabarit doit être maintenu sous l'ouvrage pendant les travaux, l'ingénieur doit s'assurer qu'il est bien respecté.

Par contre, son intervention en ce qui concerne les aptitudes de l'échafaudage à résister à des crues exceptionnelles ne peut avoir qu'un caractère de conseil (sauf si la destruction de l'ouvrage en construction par une crue risque de mettre en péril des vies humaines). Il y a donc lieu d'avertir l'entrepreneur du risque qu'il prend, mais, à moins que le CCTP donne des précisions à ce sujet, il est difficile de lui imposer la prise en compte d'efforts qui restent aléatoires sans s'exposer à des demandes d'indemnités.

Lorsque le béton est vibré, la pression sur les parois des moules est très fortement augmentée. A titre indicatif on donne au tableau 2.10.8. les chiffres couramment retenus pour la prévision des pressions à attendre.

Pression (kg/m <sup>2</sup> )	h (m)
250	0,10
675	0,25
1,250	0,50
2,600	1,00
2,775	1,50
2,950	2,00
3,125	2,50
3,300	3,00
3,475	3,50

**Tableau 2.10.8.** Pression sur le coffrage en fonction de la hauteur



### 10.3.3.5. Mise en œuvre

#### a) Vérification des dosages

Pour être sûr d'obtenir un béton dont les caractéristiques mécaniques soient conformes au béton d'étude et au béton de convenance, l'ingénieur doit s'assurer que l'entrepreneur prend toutes précautions pour que les proportions des divers éléments soient strictement respectées (en poids sec).

A défaut d'indication dans le marché, les tolérances suivantes sont généralement admises :

- pour chaque catégorie de granulat	3 %
- pour l'ensemble des granulats	2 %
- pour l'eau (y compris l'eau incluse dans les agrégats)	2 %
- pour le liant	2 %

La pesée des divers éléments ne pose pas de problèmes à condition que la bascule ait été tarée.

La mesure des éléments au volume ne peut être admise pour des bétons de qualité car elle est trop peu précise.

La mesure de la teneur en eau des granulats (fins, petits et gros) doit être faite par dessiccation à l'alcool ou à la poêle à frire avec pesée de l'échantillon avant et après dessiccation. Ces méthodes sont les plus simples à employer et permettent également de mesurer la teneur en eau totale du béton frais.

Il y a souvent conflit sur les chantiers entre la nécessité de respecter le dosage en eau prévu et celle de réaliser un béton qui se mette facilement en place.

L'ingénieur peut alors être amené à hésiter entre une baisse de résistance modérée due à un excès d'eau et un risque de baisse de résistance brutale ou de rupture de l'adhérence des armatures dû à une mauvaise mise en œuvre. Pour éviter ces difficultés, l'ingénieur doit, d'une part, veiller à ce que l'entrepreneur fasse des essais d'affaissement lors de ses études de béton et ne propose pas des compositions trop raides, et d'autre part, suivre très attentivement l'exécution du béton témoin lors de l'épreuve de convenance et s'assurer qu'il est bien représentatif du béton à réaliser

#### b) Vibration

Le but de la vibration est de réduire les vides du béton frais et faciliter ainsi sa mise en place dans le coffrage. Le serrage obtenu se traduit par une augmentation de densité du béton, qui améliore considérablement ses caractéristiques finales. La vibration est obligatoire pour tous les bétons de

qualité et les bétons exceptionnels ; l'entrepreneur doit indiquer dans son programme de bétonnage comment sera effectuée la vibration.

Avant de donner son visa au programme de bétonnage, l'ingénieur doit s'assurer :

- de l'adaptation du matériel de vibration aux dimensions de l'ouvrage à réaliser ;
- de la présence de cheminées de bétonnage suffisantes pour le matériel de vibration prévu ;
- de la compatibilité de l'épaisseur des couches à vibrer et du matériel de vibration prévu.

Les rayons d'action (voir définition sur la figure 2.10.10.) et la manipulation des différents diamètres de vibreur de 20 000 cycles par minute sont donnés ci-dessous à titre indicatif :

Diamètre du vibreur	Rayon d'action	Manipulation
31 mm	0.10 m	1 homme
54 mm	0.25 m	1 homme
75 mm	0.40 m	1 homme
100 mm	0.50 m	1 homme
140 mm	0.85 m	2 hommes

**Tableau 2.10.9.** Rayon d'action et manipulation des vibreurs

L'attention des exécutants doit être attirée sur le fait que le diamètre du vibreur doit être inférieur de 1 cm au moins à celui de la cheminée de bétonnage pour tenir compte des imperfections de mise en place des armatures.

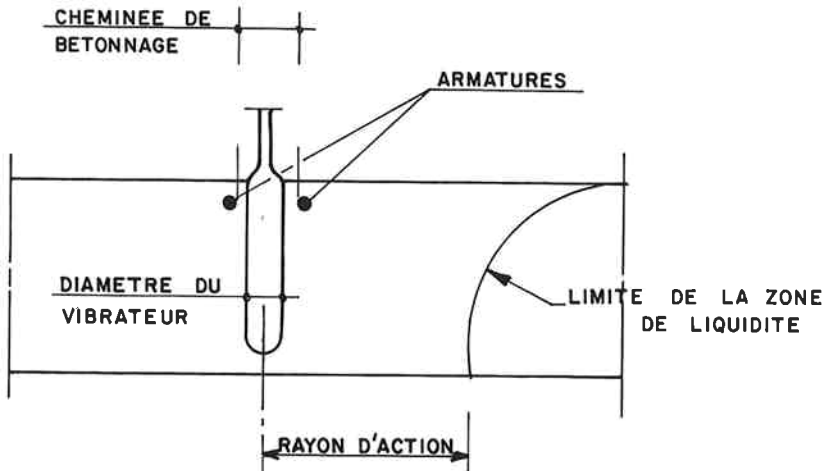


Figure 2.10 10. Définition des rayons d'action

### c) Reprises de bétonnage

Les reprises de bétonnage sont à l'origine d'inconvénients tels que l'apparition de points faibles nuisibles à la résistance mécanique, de zones favorables à des infiltrations d'eau et d'air, et à des réactions physico-chimiques destructives du béton et des aciers.

On serait donc tenté de les interdire, mais l'entrepreneur a plutôt tendance à en augmenter le nombre pour s'éviter d'avoir recours à des moyens d'exécution importants.

Ces raisons font qu'il est absolument indispensable que les reprises de bétonnage soient prévues **sur les plans d'exécution**, d'autant plus que les calculs justificatifs montrent que, très souvent, il est nécessaire de rajouter des fers supplémentaires, dits de "couture", pour que les efforts puissent se transmettre correctement de part et d'autre de la reprise.

C'est à ce titre par exemple que le hourdis des tabliers de pont à poutres sous chaussée, ne comportant pas de fers transversaux (étriers verticaux), doit absolument être coulé sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

Les reprises de bétonnage sont l'affaire du projeteur et ne doivent pas être improvisées sur le chantier au moment du bétonnage.

Avant le début du bétonnage, il faut s'assurer qu'il n'y aura pas d'interruption inopinée : rupture de stock, matériel en panne, etc.

Le contrôleur doit vérifier avant toute reprise de bétonnage que la surface du béton déjà coulé a été bûchée pour en enlever les agrégats, nettoyée pour en enlever toute trace d'argile ou de graisse, et arrosée pour éviter toute absorption ultérieure de l'eau du béton frais placé au contact de la reprise.

#### d) Durée maximale admissible d'utilisation du béton

C'est la durée entre la fin du malaxage et la fin de sa mise en place. Pour un béton de ciment Portland sans retardateur de prise, elle varie fortement avec la température extérieure. Elle est de 2 heures à 20°C, 1 heure à 30°C et 0,5 heure à 40°C.

L'ingénieur devra donc veiller à ce que les moyens de bétonnage soient suffisamment puissants pour que les parties d'ouvrage devant être bétonnées sans reprise de bétonnage, tels que les hourdis par exemple, puissent l'être compte tenu de la température ambiante.

Parmi les moyens envisageables pour réduire l'influence des températures élevées, on peut citer :

- l'arrêt du bétonnage pendant les heures les plus chaudes : cela conduit malheureusement à des reprises ;
- l'exécution du travail la nuit : cela nécessite de puissants moyens d'éclairage ;
- l'utilisation d'eau froide pour le gâchage ;
- le stockage des granulats à l'abri du soleil et leur arrosage ;
- une interdiction plus stricte d'utiliser des ciments chauds ;
- l'arrosage des surfaces extérieures des coffrages avant et après bétonnage, voire des armatures par très fort ensoleillement ;
- la mise en œuvre du béton dans les délais les plus rapides après malaxage ;
- une cure par humidification immédiate, en protégeant le béton par un enduit temporaire jusqu'à ce qu'il ait suffisamment fait prise pour qu'il n'y ait plus de risque d'érosion ;
- exceptionnellement, un adjuvant retardateur de prise.

Lorsque le béton est réalisé en climat sec, s'ajoute, à l'accélération de la prise due à la chaleur, la dessiccation du béton par évaporation qui provoque une baisse de résistance et un accroissement de la fissuration par suite de l'augmentation du retrait. Il importe donc dans ce cas de veiller particulièrement à ce que la cure soit faite avec le plus grand soin.

#### e) La cure

La cure a pour but de maintenir une humidité suffisante à l'intérieur du béton pour qu'il puisse faire prise et poursuivre son durcissement.

Il existe deux types de cures : la cure par humidification et la cure par enduit temporaire imperméable.

- i) La cure par humidification est le procédé le plus efficace, mais elle nécessite beaucoup de vigilance car la surface du béton doit être maintenue dans un état d'humidité permanente (et non intermittente).
- ii) La cure par enduit temporaire imperméable demande surtout du soin au moment de la mise en oeuvre de l'enduit.

L'ingénieur doit donner son accord sur le choix du produit à utiliser et sur les quantités à répandre. Les produits de cure doivent être colorés afin qu'il soit possible de s'assurer de leur continuité.

#### **10.3.4. Armatures et câbles**

L'entrepreneur doit fournir, façonner et mettre en place les armatures et les câbles prévus au projet d'exécution.

L'ingénieur doit vérifier que cette exécution est conforme aux plans.

##### **10.3.4.1. Armatures**

###### **a) Fournitures**

Les aciers proviennent en général d'usines agréées par l'administration de leur pays d'origine. L'ingénieur de contrôle doit donc s'assurer d'une part que les caractéristiques indiquées par cette usine sont bien conformes à celles prescrites par le CCTP, d'autre part que l'acier livré provient bien de l'usine en question.

L'entrepreneur doit lui fournir toutes justifications en ce domaine, et, s'il ne peut le faire, des essais contradictoires doivent être effectués.

###### **b) Façonnage**

L'ingénieur doit veiller très attentivement au respect de toutes les recommandations des fiches d'identification ou des documents analogues établis dans les pays d'origine des aciers. A ce titre, il doit notamment s'assurer que les aciers à haute adhérence n'ont été, ni ne seront soumis, ni volontairement ni accidentellement, à des pliages non définitifs.

Tout manquement à ces règles risque d'amorcer des fissures dans les aciers, entraînant des risques de rupture brutale sous l'effet des contraintes de service.

### c) Mise en place

Lors de la réception des ferrillages, l'ingénieur devra notamment s'assurer que les armatures sont bien à l'emplacement prévu par les plans et qu'elles ne sont pas susceptibles de se déplacer lors de la mise en place du béton.

Les cales en béton ou en plastique peuvent être acceptées le cas échéant ; par contre, les cales en bois, en métal ou en plâtre doivent être éliminées par l'ingénieur de contrôle.

L'ingénieur de contrôle vérifiera le respect des tolérances suivantes :

- sur l'enrobage minimal réglementaire "c" :
  - c = 1 cm : tolérance = 0
  - c > 1 cm : tolérance sur fond de coffrage (horizontal ou incliné) = 0.2 c
  - c > 1 cm : tolérance sur les autres surfaces coffrées ou non = 0,3 c
- sur la position des armatures :
  - 2 cm de tolérance dans toutes les directions

sauf :

- . si l'écart de position diminue la résistance : la tolérance sera prise égale à  $h/50$  avec un minimum de 5 mm, h étant la dimension de la pièce dans la direction considérée.
- . pour des armatures parallèles espacées au plus de 10 cm : la tolérance sur l'espacement sera limitée à 1 cm

### 10.3.4.2. Câbles de précontrainte

#### a) Fournitures

Les indications données au paragraphe 10.3.4.1. a) sont valables. En outre, en raison de l'accroissement de fragilité que peut causer l'oxydation, l'ingénieur doit être très exigeant sur la bonne conservation des câbles.

#### b) Façonnage

L'ingénieur doit particulièrement veiller à ce que :

- la longueur des câbles soit respectée à 1 cm près ;
- les gaines soient mises en place en réglant leur tracé suivant le tracé théorique, en les fixant de façon à éviter tout déplacement lors du bétonnage et en respectant les courbures pour éviter toute perte de tension parasite.

c) Mise en tension

- i) Avant le début de l'opération, l'ingénieur doit exiger la remise du programme de mise en tension, qui définit dans quel ordre est effectuée la mise en tension des câbles et quel est l'allongement prévu pour chacun d'entre eux.

Il doit en outre veiller à ce que tous les manomètres disponibles (il doit y avoir beaucoup plus de manomètres que de vérins) soient étalonnés par comparaison avec un dynamomètre ou une balance à poids. Cette opération de contrôle doit être répétée fréquemment, car les manomètres de dérèglent souvent mais doivent fournir des résultats exacts à moins de 5 % près.

- ii) En cours d'opération, l'ingénieur doit suivre l'évolution des allongements en fonction des pressions. Le tracé du graphe correspondant permet d'obtenir l'allongement réel A qui doit être comparé à celui annoncé par le programme de mise en tension (voir figure 2.10.11.).

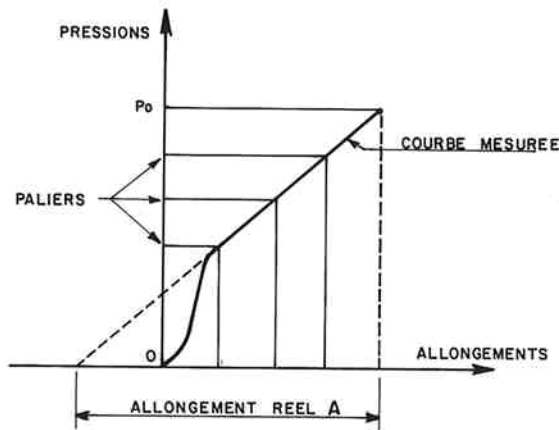


Fig. 2.10.11. Courbe d'allongement d'un câble

Sur cette figure,  $P_0$  est la pression à obtenir en fin de mise en tension.

En appelant  $A_0$  cet allongement calculé et annoncé dans le programme de mise en tension, on doit vérifier que  $A$  et  $A_0$  sont très voisins.

Si  $A < 0,95 A_0$  lorsque  $P_0$  est atteint, ou si

$P \leq P_0$  lorsque  $A > 1,10 A_0$ ,

il faut rechercher les causes de ces anomalies et prendre les décisions en conséquence. Ces décisions sont de la responsabilité d'un spécialiste du béton précontraint.

Au cours de la mise en tension, l'ingénieur de contrôle doit également vérifier :

- que l'ouvrage se décolle du cintre ;
- qu'il n'apparaît ni fissures, ni éclatement localisé ;
- que les pièces d'ouvrage ne s'enfoncent pas dans le béton ;
- qu'il n'y a pas de baisses brutales de tension laissant prévoir des ruptures de fils.

La mise en tension doit être interrompue en cas d'apparition de ces anomalies jusqu'à ce que les causes aient pu être trouvées et des remèdes apportés.

iii) Après mise en tension, on procède à l'injection des câbles. L'ingénieur doit particulièrement veiller à ce que l'entrepreneur :

- insuffle de l'air comprimé plusieurs fois par jour dans les gaines des câbles déjà tendus et non injectés, pour en chasser l'humidité ;
- mesure la quantité injectée dans chaque gaine jusqu'à remplissage complet pour comparer avec le volume théorique et détecter des fuites éventuelles dans d'autres gaines ou dans des cavernes du béton ;
- fasse déborder suffisamment le coulis d'injection après le remplissage pour que l'on soit sûr qu'il ne reste pas d'air emprisonné dans la gaine.

Les constituants d'un coulis d'injection sont les suivants :

- ciment Portland tamisé (CPA 45 ou 55)
- eau
- adjuvant bénéficiant d'un agrément dans la catégorie "adjuvant pour coulis d'injection", de type plastifiant ou réducteur d'eau.

Le coulis doit être préparé dans un malaxeur à haute turbulence (agitateur électrique à hélice tournant à 4 000 tours/mn).

Le problème de l'injection est délicat et il faut le traiter avec soin : un coulis trop épais peut être difficilement injectable, surtout si les câbles ont une certaine longueur ; trop liquide, il donne lieu à des décantations et des retraits importants.



### **10.3.5. Vérification après exécution**

#### **10.3.5.1. *Epreuves des ouvrages***

##### **a) Généralités**

En plus du soin avec lequel il a surveillé l'exécution des travaux, l'ingénieur de contrôle doit s'assurer que les ouvrages construits peuvent effectivement remplir le rôle qui leur est attribué : assurer la circulation des véhicules en toute sécurité.

L'ingénieur doit donc contrôler le comportement global des ouvrages en leur faisant subir des surcharges qui simuleront la circulation ultérieure des véhicules.

##### **b) Organisation des épreuves**

Les épreuves comprennent :

- l'épreuve statique, qui consiste à appliquer sur l'ouvrage un poids mort voisin de la charge maximale de calcul et à faire les mesures de flèches et, dans le cas de grands ouvrages, les mesures de rotation sur appui ;
- l'épreuve dynamique, qui consiste à étudier le comportement de l'ouvrage (enregistrement des variations de la flèche) au passage d'une surcharge roulante.

Il est recommandé de soumettre tous les ouvrages à l'épreuve statique. Par contre l'épreuve dynamique n'est à effectuer que dans le cas d'ouvrages exceptionnels ou pour tester quelques ponts d'un lot important.

Dans les marchés auxquels le fascicule 61 du CCTG français est applicable, c'est l'ingénieur qui fixe la date et le programme des épreuves, et, s'il n'y a pas de clause contraire au CCTP, c'est le maître de l'ouvrage qui a la plupart des frais à sa charge, l'entrepreneur n'ayant à la sienne que les frais de main-d'œuvre et d'échafaudages.

Le programme des épreuves doit tenir compte des moyens disponibles et des possibilités de pesage des camions et engins destinés à constituer la surcharge.

Il est rappelé que le béton des éléments faisant partie de la structure porteuse doit avoir atteint l'âge minimal de 90 jours au moment des épreuves.

A la suite de chaque épreuve, l'ingénieur doit dresser un procès-verbal détaillé des essais effectués dans lequel sont consignées toutes les constatations énumérées au CCTP.

### 10.3.5.2. Essais non destructifs des bétons

#### a) Scléromètre

Le scléromètre est un appareil portatif, d'un emploi très simple qui permet d'estimer l'homogénéité et d'évaluer la qualité d'un béton sans le détruire, par l'établissement d'une relation entre sa dureté superficielle, mesurée par le scléromètre, et la résistance du béton à la compression. Toutefois la relation entre dureté superficielle et résistance à la compression est sujette à caution en raison des difficultés d'étalonnage. Le scléromètre peut être d'une grande utilité pour compléter les renseignements fournis par les épreuves de contrôle et d'information, et peut le cas échéant, être utilisé comme expédient lorsque ces épreuves, mal exécutées, donnent des résultats inutilisables.

Les résultats fournis par cet appareil dépendent de multiples facteurs parmi lesquels :

- l'état de dessiccation de la surface ;
- l'état du moule ;
- la nature du ciment ;
- la nature des granulats ;
- la taille et la proportion des gros granulats ;
- l'état de carbonatation de la surface.

Pour que les résultats soient valables, il faut donc respecter certains principes d'utilisation parmi lesquels :

- étalonner au préalable l'appareil sur des éprouvettes qui seront ultérieurement soumises à écrasement. Cet étalonnage doit être fait de préférence en plaçant l'éprouvette sur la presse à béton et en la maintenant en appliquant une pression de 35 kg/cm<sup>2</sup>. Il doit être fait sur des faces moulées ;
- n'opérer que sur des surfaces moulées (les surfaces lissées à la truelle donnent un coefficient de rebondissement plus élevé et une plus grande dispersion). Il faut également multiplier les essais (15 mesures voisines les unes des autres pour avoir le résultat en un point) et éviter de faire plusieurs mesures au même emplacement, car l'écrasement localisé du béton dû à la première mesure peut fausser les mesures suivantes.

#### b) Autres essais non destructifs

Il existe des essais non destructifs autres que les essais au scléromètre, mais ils nécessitent l'emploi d'un matériel plus compliqué et l'intervention de spécialistes. Parmi ceux-ci on peut citer :

- les essais par résonance, basés sur la relation qui existe entre la fréquence de résonance de l'échantillon et le module d'élasticité du béton ;
- les essais par impulsion, basés sur la relation entre la vitesse de propagation des impulsions et le module d'élasticité du béton.

#### c) Mesures de déformation

Les mesures de déformation jouent un rôle important dans les épreuves des ouvrages, car elles permettent de détecter les anomalies du fonctionnement mécanique pouvant indiquer un défaut de réalisation.

Pour les petits ouvrages (ponts de moins de 15 m, dont les flèches restent inférieures à un centimètre), il y a lieu de faire les mesures au comparateur après avoir placé sous la travée un échafaudage constituant un repère fixe.

Pour les ouvrages plus importants, dont les flèches sont au moins de l'ordre de grandeur du centimètre, les mesures peuvent se faire au niveau en comparant des points sur bordure de trottoir, par exemple, et des repères suffisamment éloignés pour ne pas être influencés par la présence des véhicules de chargement.

Dans le cas des épreuves dynamiques, il est intéressant d'utiliser un fleximètre enregistreur pour avoir une vue complète du phénomène de mise en charge de la travée.

### 10.3.6. Plans de récolement des ouvrages d'art

A la réception provisoire et au plus tard à la réception définitive des ouvrages, l'entrepreneur doit remettre trois collections complètes, dont une sur contrecalque, des dessins des ouvrages conformes à l'exécution, c'est-à-dire les dessins "bon pour exécution", remaniés en tenant compte de toutes les modifications apportées en cours de travaux.

Ils doivent, en particulier, porter la mention des cotes exactes des fondations et l'indication de la nature des terrains rencontrés au cours de leur exécution.

L'ingénieur de contrôle doit veiller à ce que ces plans soient effectivement remis. Il doit les vérifier et les authentifier par l'apposition de son visa. Pour éviter toute confusion avec les autres plans établis lors des travaux, ils doivent porter la mention bien apparente "plan conforme à l'exécution".

Ces plans doivent être conservés précieusement par le maître d'ouvrage. Les renseignements qu'ils contiennent peuvent être utilisés pour suivre l'évolution ultérieure de l'ouvrage, en particulier si celui-ci se comporte d'une façon anormale, ou pour vérifier la capacité portante de l'ouvrage dans le cas de surcharges routières imprévues ou de son élargissement.

Il faut joindre à ces plans un dossier technique récapitulant les notes de calcul, les principales observations et mesures faites au cours des travaux telles les résultats d'essais de béton, les mesures de flèches, les résultats obtenus au battage (fiches de battage) et un album rassemblant toutes les photographies prises au cours du chantier.

## **10.4. LES DOCUMENTS DU CONTROLE**

### **10.4.1. Introduction**

La comptabilité générale des services administratifs a pour objet de contrôler la gestion de ces services, d'établir et d'acheminer vers les organismes payeurs les propositions de paiement.

En matière de travaux à l'entreprise, à la base de cette comptabilité, se trouvent les attachements. On appelle attachements les constatations établies contradictoirement par les agents du maître d'œuvre et de l'entreprise. Ces documents doivent donc être présentés de manière à pouvoir être lus et vérifiés par une personne autre que leur rédacteur.

Les règles énoncées ci-après n'ont rien d'absolu ; il serait toutefois souhaitable que leur emploi soit généralisé lors des contrôles de travaux.

### **10.4.2. Différentes sortes d'attachements**

#### **10.4.2.1. Attachements de simple constatation**

A la demande de l'entrepreneur ou de l'administration, certains faits ou circonstances, ou certaines quantités qui n'ont pas de conséquences immédiates, mais qui sont susceptibles d'avoir par la suite une incidence financière, peuvent être pris en attachements.

Aucune des parties ne peut refuser la prise de ces attachements. Leur établissement ne préjuge pas, même en principe, de l'acceptation des réclamations de l'entreprise.

#### **10.4.2.2. Attachements de quantités**

Ils ont pour but de déterminer les quantités des diverses natures d'ouvrages pour chaque élément du bordereau des prix.

#### **10.4.2.3. Attachements évaluatifs**

Ils déterminent les sommes dues par l'Administration, par application des prix unitaires du marché aux quantités de travaux exécutés. Le calcul de ces quantités peut figurer sur le document ou bien être extrait des attachements de quantités. Il doit alors y être fait référence dans l'attachement évaluatif.

#### **10.4.2.4. Décomptes provisoires**

Ils ne portent pas le nom d'attachement, mais sont inscrits dans le journal répertoire des attachements. Ils sont établis à partir des pièces précédentes et constituent l'une des pièces justificatives pour le règlement.

### **10.4.3. Prise des attachements dans le système français**

Pour les travaux exécutés suivant la pratique du Génie Civil, c'est au maître d'œuvre, et non à l'entreprise, qu'il appartient de procéder aux constatations et de rédiger les attachements. L'entrepreneur est tenu de provoquer en temps utile la prise des attachements, et peut dans certains cas participer à leur établissement. Néanmoins la pratique inverse s'est largement développée, au moins pour les situations mensuelles de travaux. Celles-ci sont souvent établies par l'entrepreneur, puis vérifiées et corrigées par le maître d'œuvre.

#### **10.4.3.1. Attachements auxiliaires**

Les attachements auxiliaires sont établis pour chaque tâche distincte par l'agent qui en assure le contrôle au premier degré. Ces attachements sont généralement rédigés sur un carnet du genre manifold afin qu'un exemplaire puisse être détaché et adressé à l'Ingénieur Chef du Contrôle qui établit les attachements généraux (voir paragraphe suivant). Les attachements auxiliaires doivent être datés, signés et présentés à la signature de l'entrepreneur pour acceptation avant que la vérification des constatations ne devienne impossible.

#### **10.4.3.2. Attachements principaux**

En principe, chaque fin de mois, le responsable du contrôle vérifie les attachements auxiliaires et établit les situations mensuelles qui permettent l'établissement des décomptes. Ces situations comportent le rappel des numéros des attachements auxiliaires qui ont servi à leur établissement. Ils sont eux aussi présentés à l'acceptation de l'entrepreneur.

Quand les attachements auxiliaires sont établis sur manifold, ce qui est le plus courant, ils sont joints à l'attachement évaluatif.

Dans tous les cas, le responsable du contrôle porte sur chaque situation une mention de vérification, indique le numéro de l'attachement principal reprenant l'attachement auxiliaire et le signe.

Les attachements doivent porter la mention «travaux terminés» lorsque les quantités ont pu être métrées définitivement après exécution de l'ouvrage ou d'une partie d'ouvrage. Dans le cas contraire, ces quantités concernent des travaux non terminés. Les situations de travaux non terminés doivent être établies pour chaque décompte pour l'ensemble des travaux non terminés. Ceux-ci ne peuvent se cumuler. Il en est de même des situations d'approvisionnements lorsque le marchés en prévoit.

Quand un entrepreneur signe un attachement avec réserves, il doit les expliciter dans un délai fixé au marché et qui est généralement de 10 jours après la présentation de ces pièces. Passé ce délai, les attachements sont supposés être acceptés. S'il refuse de signer, il en est dressé procès-verbal. L'acceptation des attachements par l'entrepreneur concerne d'une part les quantités et d'autre part les prix. La définition du prix auquel s'applique chaque quantité doit donc être clairement précisée.

#### **10.4.3.3. Décomptes provisoires**

Ils sont établis à partir des décomptes précédents et des situation de travaux et constituent la proposition de paiement. En principe, ils ne sont pas signés par l'entrepreneur.

#### **10.4.4. Journal répertoire des attachements et autres documents de chantier dans le système français**

Tous les attachements, y compris les décomptes provisoires, sont inscrits au journal répertoire des attachements et insérés dans le classeur des pièces justificatives.

##### **10.4.4.1. Journal répertoire des attachements**

Il s'agit d'un registre dont chaque page est numérotée au composteur, la première étant signée. Tous les attachements, sauf les attachements auxiliaires, y sont enregistrés chronologiquement, tandis qu'ils sont insérés dans le classeur. Ce numéro d'enregistrement est reporté sur la pièce classée.

#### 10.4.4.2. Classeur des pièces justificatives

Comme indiqué ci-dessus, tous les attachements sont insérés dans le classeur des pièces justificatives.

Toutefois pour des raisons de volume, les plans figurant au marché, ainsi que les plans et métrés de très grandes surfaces établis au cours des travaux et auxquels se réfèrent les attachements, ne sont pas incorporés au classeur. Ces documents font éventuellement l'objet d'un classeur annexe.

#### 10.4.4.3. Journal de chantier

Bien que cela ne soit en rien obligatoire, il est recommandé de tenir un journal de chantier sur lequel sont reportées *pour chaque journée de travail* les informations indiquant :

- les conditions climatiques ;
- le personnel de l'entreprise ayant effectivement travaillé (Cadres, Maîtrise, Conducteurs d'engins, Ouvriers et Manœuvres) ;
- le matériel en service ;
- les travaux réalisés ;
- les incidents de chantier importants et d'une manière générale tous les éléments susceptibles d'apporter, avec un certain recul, des éclaircissements sur le déroulement du chantier.

Ce journal se présente en général sous la forme de tableaux établis une fois pour toutes en fonction des travaux à réaliser et des moyens mis en œuvre par l'entreprise et qu'il suffit de remplir jour après jour.

L'Entrepreneur accepte généralement de contresigner chaque page du journal, ce qui présente un grand intérêt en cas de contestations en fin de travaux.

Le journal de chantier tient une place importante dans les Plans d'Assurance Qualité, car c'est dans ce document qu'on rappelle jour par jour les essais de contrôle effectués et leurs résultats.

#### 10.4.5. Les documents du chantier et les attachements dans les marchés internationaux

Le système décrit dans les chapitres précédents est le système français, qu'on retrouve généralement utilisé dans les pays francophones d'Afrique.

Les systèmes utilisés dans les autres P.E.D. varient selon les pays ; ils ne sont pas totalement différents du système français ; mais on a pensé utile de décrire celui qui est en général utilisé dans les contrats internationaux et se rapproche plus du système anglais (Biblio 171).

La gestion efficace du contrôle des travaux exige l'existence d'un système d'enregistrement des documents et le suivi de toutes les composantes du chantier ("recording and reporting system"). La création d'un système où les documents sont bien codés, classés et groupés permet de vérifier à chaque moment les données et les événements du chantier tels que par exemple quantité de couche de base mise en œuvre avant telle date ou nombre de camions impliqués dans les travaux de terrassements à une date précise.

Le système ci-dessus représente pour l'Ingénieur Résident la banque de données, indispensable pour la gestion du chantier.

Les documents ayant trait aux travaux se composent en principe des quatre groupes suivants,;

- a) documents administratifs
- b) documents relatifs au contrôle de quantité
- c) documents relatifs au contrôle de qualité
- d) rapports, classés par ordre chronologique.

On peut aussi mentionner sur la liste des documents la documentation du projet d'exécution qu'on garde au bureau de l'Ingénieur Résident et où l'on ajoute au fur et à mesure toutes les modifications durant les travaux.

a) Documents administratifs

Ce sont les documents à caractère général et contractuel, qui comportent :

- correspondance avec l'entreprise,
- correspondance avec les fournisseurs,
- correspondance avec les sous-traitants,
- correspondance avec le maître d'œuvre.

b) Documents relatifs au contrôle de quantité

L'importance des documents relatifs au contrôle de quantité est primordiale, car tous les paiements sont basés sur et correspondent directement aux quantités mesurées sur le chantier et certifiées ensuite par l'Ingénieur Résident.

La cellule du contrôle de quantité détermine et vérifie les quantités pour chaque élément du devis estimatif ("bill of quantities"). Afin d'être payé pour les quantités qui dépassent le projet d'exécution (et listées dans le devis estimatif), l'entreprise doit présenter avec son attachement mensuel, la notification de l'ordre de travail supplémentaire, signé par l'Ingénieur Résident ("extra work order"), ou l'attachement de quantité imprévue ("change order").



La liste des documents relatifs au contrôle de quantité comporte :

- attachements de quantités (mesurées régulièrement par l'équipe topographique sur le chantier) ;
- attachements mensuels établis par l'entreprise ("monthly statements") ;
- attachements de quantités imprévues ;
- notifications d'ordres de travail supplémentaire ;
- attachements évaluatifs et estimations provisoires des quantités (faites sur la demande du Maître d'œuvre) ;
- décomptes provisoires.

c) Documents relatifs au contrôle de qualité

Le dossier du contrôle de qualité contient les documents suivants :

- résultats des essais de chantier ("in situ") ;
- résultats des essais au laboratoire ;
- certificats de qualité donnés par les fournisseurs et fabricants des matériaux de construction ou produits.

d) Rapports

Les rapports sont une partie importante des documents du chantier parce que, en cas de contentieux, ils sont considérés par la commission d'arbitrage comme un témoignage irrécusable.

Les rapports du chantier contiennent :

- rapports journaliers des surveillants (selon un format standardisé) spécifiant par exemple :
  - . date et heure d'inspection,
  - . référence du site,
  - . piquetage,
  - . observations, par exemple :  
"terrassements entre PK 1 520 et 2 050, deux compacteurs, une répandeuse, six camions, épaisseur excessive des couches ; vérifier compactage"
  - . nom et signature ;
- journal de chantier ("log-book", "diary") de l'Ingénieur Résident ;
- journaux de chantier des ingénieurs du contrôle ;
- rapports du chef de brigade topographique ;
- rapports du chef du laboratoire ;
- rapports mensuels préparés par l'Ingénieur Résident pour le maître d'ouvrage ;
- rapport final, préparé à l'achèvement des travaux ;
- rapports météorologiques.

Les rapports météorologiques, qui se trouvent ici, sont particulièrement importants dans les pays où l'existence de typhons ou de pluies très abondantes peut arrêter le chantier, nécessitant alors la prolongation des travaux ("extension order").

## **10.5. MOYENS NECESSAIRES AU CONTROLE**

### **10.5.1. Généralités**

Le contrôle peut être assuré directement par le maître d'œuvre ou faire l'objet d'un contrat de maître d'œuvre délégué, passé avec un bureau d'études compétent pour assurer ce travail.

Il est bien évident que l'effectif de l'organe de contrôle dépend de l'importance des travaux, mais également de la cadence d'exécution du chantier.

Pour de faibles cadences de travaux, le délai est long, les effectifs sont plus réduits mais, compte tenu des dépenses fixes, le coût du contrôle rapporté au prix des travaux est plus important.

Pour les délais d'exécution courts exigeant des cadences d'exécution rapide, l'effectif nécessaire au contrôle est plus important mais finalement le pourcentage de son coût par rapport à celui des travaux est plus faible.

### **10.5.2. Organisation du contrôle et personnel nécessaire**

De toutes manières, les moyens de contrôle doivent être adaptés au programme d'exécution. Il est notamment fréquent de constater à certaines époques (saison des pluies), un ralentissement des activités sur chantier correspondant à un allègement du contrôle et une diminution des effectifs. Des renforts en personnel sont par contre souvent nécessaires au moment de certaines pointes d'activité.

Tout organisme de contrôle doit comprendre :

- des inspecteurs de chantier (qualification adjoint technique) ;
- une cellule administrative ;
- une cellule topographique ;
- une cellule laboratoire (de chantier) pour les essais courants

Ces inspecteurs et cellules sont placés sous les ordres de l'ingénieur chargé du contrôle (voir chapitre 10.1.3.) .

Généralement les essais spéciaux sont confiés à un laboratoire national ou privé extérieur au chantier.

Dans le cas d'un chantier important, les différentes cellules doivent disposer des moyens suivants :

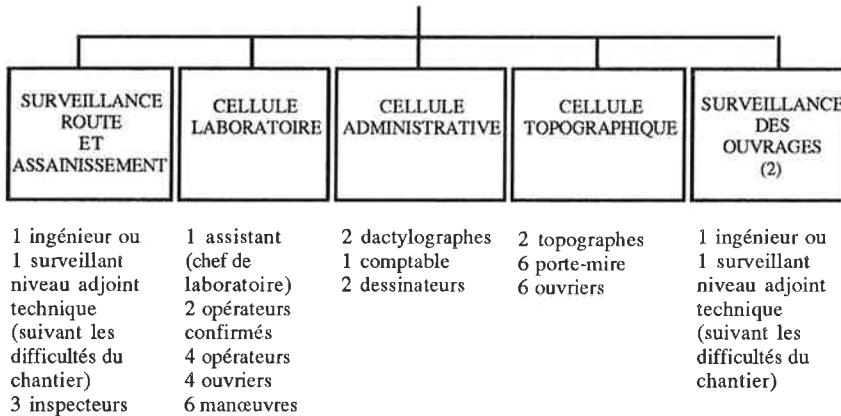
- cellule administrative : un ou plusieurs dactylographes, un comptable, des dessinateurs ;
- cellule topographique : un ou plusieurs topographes et leurs porte-mire ;
- cellule laboratoire : un chef de laboratoire et des préparateurs confirmés responsables de petites équipes travaillant :
  - . soit au laboratoire (équipes chargées des identifications, des essais Proctor et C.B.R., des essais sur les produits noirs) ;
  - . soit sur chantier (contrôle des compactages de terrassement ou des assises de chaussées).

On donne sur la figure 2.10.12. un schéma-type de l'organisation d'un contrôle de chantier routier de 100 à 150 kilomètres étalé sur une période de 30 mois. L'effectif indiqué est un effectif «moyen» pour toute la durée du chantier.

En ce qui concerne les moyens en matériel, on insiste sur le fait que pour être efficace, un contrôle doit pouvoir intervenir rapidement en toutes circonstances, ce qui suppose des moyens de transport largement prévus.

## RESPONSABLE DU CONTROLE (1)

un ingénieur



- (1) Il est recommandé que le responsable du contrôle bénéficie de l'assistance d'un ingénieur géotechnicien qui assure des missions périodiques et se charge du contrôle technique du laboratoire du chantier.
- (2) Personnel en place seulement pendant la réalisation des ouvrages

Fig. 2.10.12. Exemple d'organisation d'un contrôle de chantier de route neuve de 100 à 150 km durant 30 mois

### 10.5.3. Laboratoire

#### 10.5.3.1. Généralités

Les contrats de travaux prévoient de plus en plus que le laboratoire de chantier en état de marche est fourni par l'entreprise et mis à la disposition du contrôle pour effectuer les essais courants.

Il arrive également, et malheureusement trop souvent, que les laboratoires fournis par les entreprises ne donnent pas entière satisfaction (personnel insuffisamment formé, matériel pas toujours suffisant en qualité et quantité).

Dans ce domaine, la solution la plus sûre pour le maître d'œuvre consiste à prévoir les charges de laboratoire sur les crédits de contrôle et à faire appel à des organismes spécialisés.

Les essais spéciaux sont également confiés à un laboratoire spécialisé. Ce laboratoire de chantier comprend le personnel suivant :

- i) *Chef du laboratoire routier*  
Ce responsable doit être au moins du niveau adjoint technique, être spécialiste des questions de laboratoire et avoir une certaine expérience des chantiers. Il veille au bon fonctionnement du laboratoire et organise le travail des différents personnels. Il fournit à l'ingénieur du contrôle les résultats d'essais de contrôle et l'assiste dans les décisions à prendre. Il fait des visites de chantier et tient à jour les fiches pour l'établissement de la matricule routière au fur et à mesure de l'avancement des travaux.
- ii) *Des opérateurs confirmés*  
Ils sont responsables d'une petite équipe chargée plus spécialement de l'exécution de certains essais (vérification du compactage sur chantier, ou bien essais Proctor, C.B.R. au laboratoire du chantier). Ils centralisent les résultats et veillent au bon fonctionnement du matériel.

Le matériel doit permettre la réalisation des essais suivants, à choisir en fonction des matériaux et des spécifications :

- i) *Essais sur les sols :*
  - analyse granulométrique ;
  - limites d'Atterberg ;
  - dosage en matières organiques ;
  - équivalent de sable ;
  - essais Proctor ;
  - teneur en eau (à l'étuve et au Speedy) ;
  - densité sèche ;
  - essai à la plaque (éventuellement) ;
  - essai C.B.R. avec mesure du gonflement.
- ii) *Essais sur les sols traités au ciment et à la chaux (éventuellement) :*
  - dosage en ciment ou en chaux ;
  - essai de compression simple ;
  - essai de traction Brésilien.
- iii) *Essais sur les pierres et sables (éventuellement) :*
  - granulométrie ;
  - limites d'Atterberg ;
  - équivalent de sable ;
  - forme ;
  - propreté ;
  - dosage en matières organiques.

iv) *Essais sur béton :*

- teneur en eau des agrégats ;
- poids spécifiques des agrégats ;
- analyse de béton frais ;
- essais d'ouvrabilité ;
- essais de compression et de traction par flexion sur éprouvettes.

v) *Essais sur liants bitumineux :*

- essais sur les liants :
  - . viscosité,
  - . adhésivité,
  - . température ;
- essais sur les émulsions :
  - . teneur en bitume résiduelle,
  - . stabilité, viscosité,
  - . finesse de dispersion ;
- essais sur les enrobés et bétons bitumineux :
  - . extraction (teneur en liant, granulométrie, pourcentage de filler),
  - . stabilité Marshall,
  - . compression - immersion Duriez,
  - . compacité sur éprouvettes ou sur carottes,
  - . épaisseur de la couche (mesure sur les carottes) ;
- essais pour les imprégnations et revêtements superficiels :
  - . contrôle de répandage de liant,
  - . contrôle de répandage de gravillons.

Suivant l'importance du laboratoire et suivant également la diversité des techniques utilisées sur le chantier, le coût hors-douane du matériel nécessaire à un laboratoire de chantier varie de 5 à 12 millions de francs CFA (valeurs 1990)

### **10.5.3.2. Laboratoire spécialisé**

Les essais de contrôle avant sont généralement confiés à un laboratoire spécialisé extérieur au chantier. Ce sont le plus souvent les essais suivants :

- essais de dureté ou de résistance à l'attrition sur les pierres et sables ;
- essais de réception des liants hydrauliques et bitumineux.

On s'adresse également à un laboratoire spécialisé (ou au laboratoire national central du pays) lorsqu'il y a doute ou discussion entre le maître d'œuvre et l'entrepreneur sur les résultats de certains essais.



## CHAPITRE 11

### COUT DES INVESTISSEMENTS ET MODE DE REGLEMENT

Les coûts des investissements routiers se décomposent en trois parties:

- . Coût des études ;
- . Coût des travaux ;
- . Coût du contrôle des travaux ;

qui seront successivement examinées ci-après.

Ces coûts ont été actualisés au début de l'année 1990. Ils sont exprimés, en général, en francs CFA, car de nombreux cas étudiés proviennent de travaux exécutés dans des pays d'Afrique francophone; les autres, dont la monnaie est plus reliée au dollar US qu'au franc français, sont exprimés en dollars US.

#### 11.1. REGLEMENT ET COUT DES ETUDES

##### 11.1.1. Mode de règlement des études

Une étude de projet routier peut être :

- soit réalisée par le **maître d'œuvre** lui-même, en utilisant les moyens qui lui sont propres; dans ce cas, il assure tous les paiements directs des dépenses occasionnées par l'exécution de l'étude: salaires, fonctionnement des véhicules et des matériels techniques utilisés, achats divers, etc.
- soit confiée, par contrat, à une **société privée** pour la réalisation de tout ou partie de l'étude.

On examinera, dans le présent paragraphe, le mode de règlement des études confiées à une société ou à un bureau d'études.

Pour ce type de prestations, le maître d'ouvrage constitue un dossier technique et administratif d'appel à la concurrence définissant l'objet et le



programme des études, la nature et l'étendue des services à assurer, les documents à fournir à la fin de l'étude.

Généralement, le maître d'ouvrage, avant mise en compétition, sélectionne un certain nombre de bureaux d'études qui sont consultés pour présenter leur candidature au programme d'études proposé. Ces candidatures sont examinées et une liste définitive des bureaux d'études à consulter est retenue. Le dossier d'appel d'offres leur est alors envoyé pour qu'ils fassent leur proposition chiffrée.

Le bureau d'études présente une soumission indiquant le coût des études et établie en conformité avec le mode de rémunération prévu au dossier technique.

Les modes de rémunération des études habituellement pratiqués sont:

- la rémunération au forfait ;
- la rémunération sur prix unitaires.

#### *11.1.1.1. Rémunération des études sur prix forfaitaires*

Un prix forfaitaire, pour un marché d'études, peut couvrir la totalité ou simplement une phase de ces études. Le bureau d'études candidat est, en règle générale, invité à fournir une décomposition du prix forfaitaire suivant les éléments les plus caractéristiques définis par le maître d'ouvrage.

Cette décomposition du prix sert d'information pour mieux apprécier les offres présentées et les éléments partiels ne doivent pas être rendus contractuels ; pour le règlement de ces prestations, il est fait application du forfait et de ses conditions de paiement, sans que le titulaire du marché soit tenu de rendre compte de ses dépenses réelles à partir des éléments partiels fournis antérieurement.

Lorsque les études peuvent être bien définies, la rémunération au forfait est conseillée pour les études.

#### *11.1.1.2. Rémunération par application de prix unitaires*

Les prix unitaires appliqués à un marché d'études peuvent être de types fort différents :

- les honoraires de mise à disposition des experts intervenant sur l'étude, comprenant les salaires, les charges sociales et les assurances individuelles;
- les prix de travaux topographiques de lever et de report, qui sont en rapport direct avec la nature et la longueur du projet ;

- les prix des études géotechniques et de reconnaissance des fondations d'ouvrages, qui sont liées aux caractéristiques géologiques et hydrographiques de la zone traversée et à la nature du projet routier ;
- les frais de logistique, comportant le logement du personnel, les locaux d'administration et de gestion des différents ateliers de l'étude ;
- les frais de fonctionnement des véhicules pour le personnel de l'étude ;
- les frais de fonctionnement des bureaux ;
- les frais de transports d'amenée et de repli du personnel et du matériel ;
- les prix d'interventions pour les calculs relatifs au projet, soit sur le site, soit au siège du bureau d'études ;
- ainsi que tous les prix concernant la rédaction et l'édition des documents d'études.

a) Choix des prix unitaires

Un prix unitaire, dans le cadre d'une étude, doit s'appliquer à une nature de prestation qui soit facilement identifiable et mesurable: levés topographiques sur le terrain à l'hectare, honoraires au mois de présence sur place des experts, essais de laboratoire à l'unité comportant personnel et matériel d'exécution, etc.

b) Détermination des bases unitaires de la rémunération

Les unités les plus courantes utilisées pour les prix unitaires d'études sont:

<b>Définition des prix</b>	<b>Unités</b>
<b>- Mise en place de la mission d'étude</b>	
Installation et repli de la mission	forfait
<b>- Prestations d'experts</b>	
Honoraires pour des missions :	
. de moyenne durée	mois ou semaine calendaire
. de courte durée	jour ouvrable
Logement ou hébergement sur site :	
. de moyenne durée	mois ou semaine calendaire
. de courte durée	jour ouvrable
Subsistance ou per diem	jour ouvrable
Voyages et fret	sur justification

## - Interventions techniques

Lever topographique suivant échelle avec remise des documents dessinés

- . pour les plan et profil en long d'une route      km de lever ou ha de bande d'étude
- . pour les ouvrages      ha de lever de surface
- . pour les profils en travers      unité
- . pour le bornage      unité de borne

Etude géotechnique avec remise des documents de terrain

- . pour la plate-forme      km
- . pour la chaussée      par gisement étudié
- . pour les fondations d'ouvrage ou de forage      par ml de sondage ou de forage

Etudes des matériaux en laboratoire y compris prélèvements

- . pour les essais sur matériaux      par unité ou par série complète d'essais
- . pour les formulations (béton, enrobés, etc )      par unité de formulation

Etudes des sites d'ouvrages      forfait par ouvrage

## - Etablissement du projet

- Calculs d'un projet routier      km
- Calculs d'ouvrages d'art :
  - . superstructure      ml d'ouvrage ou par ouvrage
  - . appuis      unité d'appui ou par ouvrage
- Rédaction des pièces écrites      forfait par projet
- Edition du dossier      par exemplaire
- Frais de transport des dossiers      sur justification

## - Logistique de l'étude

- Achat des véhicules      sur justification
- Fonctionnement des véhicules      forfait au mois
- Fonctionnement des bureaux y compris personnel, énergie, eau et téléphone      forfait au mois

### **11.1.1.3. *Autres formules de rémunération des études***

Dans certains cas, et pour des interventions d'études de courtes durées, on utilise le marché de clientèle, qui s'apparente beaucoup au marché à commande ( voir chapitre 11.2.1.5. ci-après )

Le marché de clientèle comporte une définition générale des prestations d'ingénierie que la société d'études est susceptible d'entreprendre, les conditions d'exécution des prestations, et un bordereau des prix correspondant aux diverses gammes d'experts et de frais pouvant être engagés pour les types de missions prévues.

Les prix sont révisables annuellement et la validité du marché peut aller de 1 à 4 ans.

Des commandes sont passées au fur et à mesure des besoins par le maître d'œuvre et font l'objet d'une facturation, soit unique à la fin des prestations d'une durée de moins d'un mois, soit mensuelle pour des durées supérieures à un mois.

### **11.1.1.4. *Actualisation et révision des prix***

Si les prix doivent être actualisés ou révisés, on utilise les mêmes règles que pour les travaux ( voir chapitre. 11.2.1.5. ci-après ).

Les indices couramment utilisés sont ceux de l'ingénierie pour les honoraires des experts, ceux des salaires locaux pour le personnel local et ceux du carburant pour la révision des prix de fonctionnement des véhicules.

## **11.1.2. Coût d'exécution des études**

Il est extrêmement difficile d'indiquer a priori des coûts moyens d'études car de très nombreux facteurs entrent en jeu. L'incidence des principaux d'entre eux est examinée dans les paragraphes qui suivent.

Le coût des études peut varier en fonction d'un certain nombre de facteurs qui influent soit sur l'ensemble de l'étude, soit sur certaines parties de l'étude.

### **11.1.2.1. *Facteurs intervenant sur l'ensemble de l'étude***

Le principal des facteurs intervenant sur l'ensemble du coût d'une étude est la nature de l'étude : étude préliminaire, avant-projet sommaire, avant-projet détaillé ou dossier de consultation des entreprises (voir chapitre 5 du tome 2).

La consistance de l'étude peut agir sur la masse globale de travail à entreprendre en fonction des options prises:

- degré de précision du projet: avant-projet détaillé avec des plans au 1/1 000 ou au 1/ 2000 ;
- détails de l'étude : densité de points à l'hectare pour un levé topographique de surface, nombre de profils en travers au kilomètre, nombre de sondages de reconnaissance des sols, ouvrages d'assainissement avec utilisation d'ouvrages types ou dossier d'exécution pour chaque ouvrage, etc.;
- précision dans l'étude des variantes : en bureau à partir des documents existants ( photos aériennes, plans réguliers ) ou à la suite de reconnaissances sur le terrain ;
- niveau de service de la route : piste sommaire, route en terre ou en graveleux ou route revêtue ;
- contraintes de l'environnement : étude du comportement du milieu naturel : hydrologie, faune, forêt, érosion, sites protégés, parcs naturels.

D'autres facteurs ne jouent pas sur la masse de travail à fournir mais peuvent intervenir sur le coût même du travail à réaliser :

- qualification de la main-d'œuvre locale : main-d'œuvre qualifiée et petites ou moyennes entreprises pouvant être utilisées dans les études ( travaux topographiques, dessins, comptages, prospection géotechnique, etc.), ou obligation de mettre en place du personnel étranger de coût notablement plus élevé ;
- éloignement et isolement du site de l'étude : coût élevé de la mise en place et de la subsistance du personnel étranger, du transport du matériel technique et de la logistique de la mission d'étude ;
- prestations prises en charge par le maître d'œuvre : mise à disposition de personnel, de véhicules, de locaux, exécution des sondages et d'essais de laboratoire, etc.

Il convient donc, si l'on veut comparer ou adapter des prix d'études, de s'assurer que les prestations sont bien équivalentes et de tenir compte, s'il y a lieu, du montant des services fournis ou non par l'administration.

#### **11.1.2.2. Facteurs intervenant sur une partie de l'étude**

Ces facteurs particuliers viennent s'ajouter aux facteurs précédents, en fonction des termes de référence de l'étude.

##### **a) Etudes topographiques.**

Le coût des travaux topographiques peut varier dans des proportions importantes suivant le nombre de séquences de l'étude. Si l'étude est divisée en deux phases, l'une comportant un levé de bande d'étude pour un A P S,

l'autre, une implantation du projet pour un A.P.D., le coût de cette implantation du projet sera moins élevé qu'une implantation directe réalisée en une seule phase.

Le facteur "nature du terrain" agit, également, sur le coût des prestations topographiques:

- levé avec implantation directe, réalisable relativement facilement en région plate et dégagée, ou plus difficile, voire impossible, en forêt, en montagne ou en zone urbaine ;
- méthode de levé de surface par semis de points, obligatoire dans une zone à forte couverture végétale ;
- méthode de restitution photogrammétrique, moins coûteuse que les levés traditionnels, si le terrain est accidenté mais bien dégagé. Si les photos aériennes ne sont pas disponibles, son coût peut cependant devenir prohibitif (amenée et repli du matériel de transport aérien et de la caméra de prises de vues).

#### b) Etudes géotechniques

Le coût des études géotechniques est très variable en fonction des facteurs suivants:

- niveau de l'étude : inventaire global des ressources en matériaux routiers pour un APS ou localisation et étude en détail des gîtes de matériaux pour un APD ;
- existence de documentation: géologique, pédologique, répertoire des gîte de matériaux ;
- absence de matériaux naturels utilisables: prospection sur une zone plus étendue, étude de mélanges ou de traitements des matériaux disponibles, etc.;
- accès difficile sur le site de l'étude: coût de transport élevé du matériel d'investigation et de sondage, de l'installation d'un laboratoire et de l'acheminement des échantillons.

#### c) Etudes du drainage et de l'assainissement

Le coût kilométrique des études du drainage et des ouvrages d'assainissement peut représenter une masse de travail extrêmement variable en fonction notamment :

- du niveau de l'étude : avant-projet sommaire avec étude des zones d'érosion et d'écoulements, ou projet d'exécution, avec résolution des problèmes techniques d'érosion, d'imbibition des sols de plate-forme, de protection des talus, etc.;

- du relief et de la qualité des sols: route dans une région légèrement vallonnée ou en montagne ou en zone marécageuse, sol résistant à l'érosion ou sable non cohésif ;

#### d) Etude des ouvrages d'art

Il s'agit ici des ouvrages hydrauliques et non des ouvrages de drainage de la route qui ont été traités ci-dessus.

Le coût des études d'ouvrages d'art ramené au kilomètre de route n'est pas significatif car le nombre et l'importance des problèmes dépendent de nombreux facteurs :

- orographie et hydrologie de la région traversée : nombre et taille très variables des ouvrages ;
- nature des fondations: ouvrage sur pieux ou fondations sur sol sain ;
- standardisation des types d'ouvrages: projets-types pour les tabliers, les piles et les culées adaptables à chaque ouvrage.

Le coût des études d'ouvrages exceptionnels est souvent très élevé et peut représenter une part importante du coût total de l'étude routière.

Dans certains cas, il est possible de mettre au concours l'étude et la réalisation de tels ouvrages. L'étude correspondante est alors rémunérée, au titre des travaux, à l'entreprise adjudicataire.

#### e) Etude de la signalisation et des équipements de la route

Le coût de l'étude de la signalisation et des équipements est fonction:

- de la nature du projet: plus le projet est détaillé, plus le coût de l'étude est élevé ;
- du type de route: une route non revêtue ne demande qu'une étude simple, une route urbaine, une étude complète avec spécifications particulières et règles de sécurité contraignantes.

#### f) Etablissement du dossier

La masse de travail que représente l'établissement du dossier proprement dit (avant-métré, estimation des coûts, établissement des plans et des pièces écrites) n'est pratiquement affectée, que par les éléments qui influencent toute l'étude, décrits en 11.1.2.1.

Les études et les calculs du projet géométrique peuvent être très variables en fonction du relief : en terrain accidenté par exemple, la recherche du tracé optimal exige l'étude de multiples variantes pour la route et les ouvrages.

Avec une pluviométrie élevée, les calculs des ouvrages d'assainissement doivent tenir compte des capacités de débit du réseau ; en cas de pluies exceptionnelles, des solutions techniques( déversoirs de crues, exutoires de trop-plein...) peuvent être envisagées.

Enfin, l'étude de tracé en milieu urbain ou avec une occupation importante des sols ( bâti dense, expropriation, réseaux à déplacer, etc. ) est généralement très délicate et le coût du dossier s'en ressent.

L'établissement d'un dossier d'impact sur l'environnement peut augmenter considérablement les délais et le coût d'une étude routière ; il est conseillé de traiter l'étude d'impact de la route dès le premier stade d'étude afin de disposer d'un tracé bien défini, évitant des remises en cause fort onéreuses au moment de l'étude du projet routier .

### **11.1.3 Quelques ordres de grandeur**

Compte tenu de la multiplicité des facteurs pouvant intervenir dans la détermination du coût des études, il est normal de constater de grandes variations d'une étude à l'autre.

Dans un même pays, ces variations peuvent cependant être relativement limitées pour les raisons suivantes :

- les termes de référence ou les cahiers des charges des études varient généralement peu d'une étude à l'autre pour un même type de route ;
- les méthodes employées pour la topographie sont assez proches d'une étude à l'autre ; en particulier, si dans le pays, il existe des équipements pour exécuter des prises de vue aériennes, on peut proposer cette méthode de lever qui est déjà connue du maître d'œuvre et qui aura sa faveur ;
- les études hydrologiques et hydrauliques utilisent souvent les mêmes méthodes de calcul et les données de base sont les mêmes ou varient peu ;
- les possibilités d'utilisation de la main-d'œuvre nationale sont identiques ou très voisines d'une étude à l'autre ;
- l'administration prend généralement à sa charge les mêmes prestations.

Il a été observé que le coût des études routières est souvent moins élevé aujourd'hui qu'il y a vingt ans; cette baisse des coûts a entraîné une baisse de qualité qui peut avoir des conséquences fâcheuses sur le prix des travaux et celui du contrôle.

Les ordres de grandeur indiqués ci-après sont des coûts moyens relatifs à des études de projets en pays tropicaux.



### 11.1.3.1 Coûts des études de factibilité

Au Tome 1 de ce Manuel, il a été expliqué comment on calculait le coût de l'étude **économique** d'une factibilité.

**La partie technique** d'une telle étude, comportant une phase de reconnaissance géométrique, hydrologique et géotechnique et de choix des tracés, suivie d'un avant-projet sommaire au 1/5 000 coûte de 80 000 à 200 000 F CFA au kilomètre de route étudiée.

Parmi les références à notre disposition, il a été noté les coûts kilométriques suivants (base Janv. 1990) :

- . en Guinée, pour des études de factibilité de pistes rurales: 62 000 F CFA ;
- . au Sénégal, pour l'étude de factibilité d'une réhabilitation de route bitumée : 150 000 F CFA ;
- . en République Centrafricaine, pour une étude d'APS, en vue d'une factibilité de route en terre : 225 000 F CFA.

Le coût de la partie technique d'une étude de factibilité représente généralement de 1 à 3 % du coût total d'exécution des travaux.

Il faut souligner le caractère indicatif de ces chiffres et leur grande dispersion. Il est possible par exemple, dans certains cas, de réduire notablement les valeurs indiquées en regroupant un plus grand nombre de routes dans un même projet.

### 11.1.3.2. Coûts des projets d'exécution

Un projet d'exécution, y compris l'établissement des dossiers d'appel d'offres, peut valoir, par kilomètre ( base Janv. 1990 ) de 700.000 à 3.000.000 F CFA. La fourchette indiquée ici représente des valeurs moyennes hors études préalables telles que reconnaissance sommaire, APS ou factibilité (voir annexe 10).

Les principales valeurs recueillies lors de l'analyse de certains projets routiers sont les suivantes:

- . au Niger et au Burkina Faso: de 1,9 à 2,7 MFCFA/km pour l'étude du projet d'exécution y compris le DCE de routes bitumées ;
- . au Congo: 2,9 MFCFA/km pour l'étude du DCE d'une route bitumée ;
- . au Tchad: 3,7 MFCFA/km pour l'étude d'APS et d'APD et du DCE pour une réhabilitation de route bitumée et 0,7 MFCFA/km pour une route en grave ;
- . au Philippines: 1,4 MFCFA/km pour l'étude de réhabilitation de routes revêtues.

Le pourcentage du coût des études de projet d'exécution, y compris DCE, par rapport au coût des travaux, varie de 3 à 5% suivant les régions climatiques et le type de travaux. On a trouvé les chiffres suivants :

- dans le Sahel, route revêtue, 3 à 4,5 % du coût final des travaux ;
- en forêt tropicale, route revêtue, 2 à 3% du coût final des travaux ;
- réhabilitation et amélioration de route revêtue, 2 à 5% du coût final des travaux.

Cette comparaison a été faite à partir de coûts actualisés à la même date.

Dans les études, la part de la topographie peut représenter de 30 à 40 % du coût total de l'étude et la géotechnique, suivant le contexte géologique, de 25 à 35% du coût total de l'étude.

Pour les ouvrages d'art, compte tenu de la disparité de leur densité, de leurs longueurs et des difficultés des sols de fondation , il est prudent pour déterminer le prix de l'étude, de procéder à un inventaire des franchissements et d'examiner le cas des ouvrages exceptionnels dont l'étude peut être extrêmement onéreuse par rapport à celle de la route proprement dite.

Il est recommandé de séparer le coût propre de l'étude des ouvrages d'art du coût kilométrique d'étude de la route proprement dite.

## 11.2 . REGLEMENT ET COUT DES TRAVAUX

### 11.2.1 Mode de règlement des travaux

Un projet routier peut être confié :

- . soit à une **régie administrative**, en utilisant les moyens humains, matériels et de gestion d'un organisme administratif ou d'économie mixte; dans ce cas, le maître d'ouvrage assure le paiement direct de toutes les dépenses occasionnées par l'exécution des travaux ( main-d'œuvre , matériel, matériaux, etc.) ;
- . soit à une **entreprise**, à travers un marché définissant ses prestations ; le maître d'ouvrage rémunère l'entreprise en fonction des quantités de travaux réellement exécutés.

On examinera dans ce chapitre uniquement le mode de règlement des travaux réalisés à l'entreprise.

Pour les travaux à l'entreprise, le maître d'œuvre rédige un dossier technique et administratif définissant l'ouvrage à réaliser et le mode de règlement des travaux. L'entrepreneur détermine, préalablement à l'exécution des travaux et

en conformité avec ce dossier, une proposition de coût des travaux. Ce coût est une estimation ; le coût réel ne peut être considéré comme définitif qu'à la réalisation complète de l'ouvrage après établissement du décompte définitif.

Un choix correct des règles régissant la rémunération des travaux est essentiel pour :

- inciter l'entreprise à réduire ses prix ;
- répartir équitablement les conséquences des aléas entre le maître d'ouvrage et l'entrepreneur par une bonne définition des responsabilités de chacun ;
- assurer la bonne marche ultérieure du chantier.

La répartition des aléas d'ordre économique doit être considérée comme normalement réglée par le jeu des modalités contractuelles de révision des prix.

Les principaux modes de règlement des travaux aux entreprises comprennent :

- les rémunérations sur prix forfaitaires,
- les rémunérations sur prix unitaires,
- les règlements sur dépenses contrôlées,
- les autres formules de rémunération,
- les révisions ou actualisations des prix.

#### *11.2.1.1. Rémunération des travaux sur prix forfaitaires*

Un prix est "forfaitaire" lorsqu'il rémunère l'entrepreneur pour un ouvrage, une partie d'ouvrage ou un ensemble déterminé de prestations définies par le marché. Un prix global forfaitaire regroupe la totalité des natures de travaux qui interviennent dans l'ouvrage représentant le forfait.

Le marché avec rémunération au forfait est celui qui incite le plus l'entrepreneur à réduire ses coûts. En contrepartie, il laisse à la charge de l'entreprise le maximum d'aléas techniques ; cela conduit l'entreprise à majorer éventuellement ses prix et peut devenir source de litiges.

Ce mode de rémunération ne peut être conseillé qu'en respectant certaines conditions :

##### a) Choix des travaux à forfaitiser

Les travaux susceptibles d'être forfaitisés sont ceux dont les caractéristiques fonctionnelles et techniques peuvent être définies d'une façon précise, pour représenter un ensemble cohérent et indépendant.

Les travaux de constructions routières ne peuvent être généralement traités à un prix global et forfaitaire à cause de la difficulté de l'évaluation précise des quantités finales à mettre en œuvre ; ces quantités dépendent d'un grand nombre de facteurs dont l'incidence est impossible à déterminer au moment de l'établissement de l'avant-métré.

Par contre les travaux de superstructures d'ouvrages d'art, d'autant plus que ceux-ci sont répétitifs, peuvent être forfaitisés.

Pour les fondations d'ouvrages, le forfait n'est généralement applicable que jusqu'à une certaine cote; le règlement forfaitaire de la totalité des fondations n'est conseillé que si l'exécution ne pose pas de problèmes techniques: les quantités à mettre en œuvre doivent être calculées et acceptées par l'entrepreneur avant la remise de son prix.

#### b) Degré d'élaboration du dossier technique

Si les spécifications techniques et les caractéristiques sont déjà établies avec précision, on peut, avec le minimum de risques, demander à l'entrepreneur :

- soit de proposer un prix forfaitaire basé sur une décomposition des coûts par postes de travaux à partir du métré précis des travaux qu'il aura établi ;
- soit de proposer un prix forfaitaire à partir des quantités et de la définition des prix établies par le maître d'œuvre , qu'il complétera, s'il l'estime utile.

Si les travaux sont définis par une étude d'avant-projet sommaire, la rémunération des travaux à un prix forfaitaire suppose que l'entrepreneur réalise pratiquement un avant-projet détaillé. Dans ce cas, le forfait est déconseillé, compte tenu des aléas, et il vaut mieux choisir un autre mode de rémunération ( prix unitaires par exemple ).

#### c) Forfaitisation en cours de travaux

Il est de pratique courante, à partir d'un marché passé avec bordereau de prix et détail estimatif, de forfaitiser certaines parties d'ouvrage en cours de travaux.

Ces forfaits sont calculés à partir des prix unitaires établis à la remise des offres et appliqués aux quantités nécessaires pour réaliser une unité complète d'ouvrage. Par exemple, la rémunération de la construction des têtes d'un ouvrage busé, conforme à un plan-type, peut être forfaitisée en englobant tous les postes (fouille , béton, coffrages, acier..) et les quantités respectives entrant dans la réalisation complète de cet ouvrage.

Cette méthode a l'avantage de faciliter l'établissement des décomptes mais oblige à réaliser des projets d'exécution précis. La prise en compte de certains

travaux, non compris dans l'estimatif ayant servi à l'établissement du forfait (déblais rocheux, enlèvement et remplacement des terres de mauvaise tenue, fouilles sous l'eau, etc.) sont alors réglés au métré. Les pièces contractuelles doivent l'expliciter.

#### 11.2.1.2. Rémunération sur prix unitaires

Un prix unitaire est un prix qui s'applique à une nature d'ouvrage dont les quantités ne sont indiquées dans le marché qu'à titre prévisionnel.

Le dossier d'appel d'offres contient, outre les spécifications techniques et administratives, un bordereau des prix et un détail estimatif des quantités à réaliser. Avec sa soumission, l'entrepreneur remet le bordereau et le détail estimatif complétés par ses soins. L'entrepreneur est rémunéré, au moment des travaux, en appliquant les prix unitaires proposés aux quantités réellement exécutées.

Ce mode de règlement est le plus utilisé pour les travaux routiers mais il exige, lors de la préparation des appels d'offres, le respect de quelques principes.

##### a) Choix des prix unitaires

La réalisation de travaux routiers nécessite l'exécution d'un certain nombre de tâches élémentaires pour exécuter une nature d'ouvrage déterminée. Par exemple, pour exécuter un remblai d'emprunt, il faut entreprendre les tâches élémentaires suivantes:

- la préparation de l'emprunt ( débroussaillage, décapage ) ;
- le gerbage des matériaux et leur chargement ;
- le transport jusqu'au lieu d'emploi et le déchargement ;
- le régalage des tas sur une épaisseur régulière ;
- l'humidification des matériaux et le compactage ;
- la mise en forme définitive ;
- les contrôles de mise en œuvre .

Pour des raisons pratiques, on regroupe ces diverses tâches élémentaires en un ensemble homogène utilisable pour chaque même nature d'ouvrage et durant toute la durée du marché; c'est ce que l'on appelle un " prix unitaire " qui est défini par un numéro et par un libellé.

Dans l'exemple choisi, ce prix unitaire doit définir les conditions de son applicabilité :

- l'épaisseur maximale de décapage de l'emprunt pris en charge dans ce prix, au delà, il est appliqué un prix de décapage séparé ;
- les distances moyennes de transport du matériau et de l'eau comprises dans le prix; au delà, il est appliqué une plus-value de transport pour chacun de ces produits.

Un regroupement plus important des tâches élémentaires diminue le nombre de prix unitaires mais exige une définition plus complexe de chacun des prix. Par contre, une décomposition plus fine en prix unitaires a l'avantage de permettre l'adaptation du bordereau des prix à des circonstances plus variées.

Le regroupement des tâches élémentaires en prix unitaires peut ne pas être identique d'un projet à un autre et doit faire l'objet d'une attention particulière au moment de l'établissement d'un projet routier.

#### b) Choix des unités de mesure

Avec ce mode de rémunération, l'entrepreneur est payé en appliquant les prix unitaires aux quantités réellement exécutées.

L'unité choisie doit permettre un mesurage aisé et incontestable sur le chantier et être en rapport avec le travail effectué par l'entreprise de façon que la rémunération soit proportionnelle à la quantité exécutée. Par exemple, il n'est pas réaliste de prévoir un décapage au m<sup>2</sup> lorsqu'il n'est pas indiqué l'épaisseur prise en compte: pour l'entrepreneur, le coût du décapage est proportionnel au volume enlevé par ses engins. Il doit, en principe, être rémunéré au m<sup>3</sup> et le prix unitaire doit être établi en conséquence.

Les unités les plus couramment utilisées pour travaux routiers sont données ci-après :

#### Définition des prix

#### Unités

##### - Mise en place du chantier:

Installation du chantier .....montant forfaitaire  
Amenée et repli du matériel .....montant forfaitaire

**- Préparation et terrassements :**

Débroussaillage.....	m <sup>2</sup>
Abattage d'arbres de diamètre compris entre x et y mètres.....	Unité
Décapage emprunts, emprises et carrières .....	m <sup>3</sup>
Terrassements avec xxx m de transport .....	m <sup>3</sup>
Plus-value de transport de terrassement au delà de xxx m .....	m <sup>3</sup> /hm ou m <sup>3</sup> /km
Finition de plate-forme.....	m <sup>2</sup>
Fossés, exutoires et divergents si section bien définie.....	ml
si section non définie .....	m <sup>3</sup>

**- Chaussée :**

Couches de chaussée en matériaux naturels ou concassés.....	m <sup>3</sup>
Couches de chaussées en matériaux naturels traités au ciment ou au bitume à x% .....	m <sup>3</sup> ou tonne
Plus ou moins valeur pour modification du dosage de ciment ou bitume .....	hg/m <sup>3</sup>
Plus-value de transport des matériaux chaussée.....	m <sup>3</sup> /km

**- Revêtement:**

Revêtement, imprégnation, accrochage, bicouche, tricouche avec fourniture et mise en œuvre .....	m <sup>2</sup>
ou dans certain cas :	
Revêtement, imprégnation, accrochage, bicouche ou tricouche, avec mise en œuvre seule.....	m <sup>2</sup>
Fourniture bitume pour imprégnation, accrochage bicouche ou tricouche.....	T
Fourniture gravillons pour bicouche ou tricouche .....	m <sup>3</sup>
Béton bitumineux : fourniture, fabrication et mise en œuvre .....	m <sup>3</sup>
ou dans certains cas :	
béton bitumineux : fabrication et mise en œuvre .....	T
fourniture bitume .....	T
fourniture gravillons .....	m <sup>3</sup>

**- Assainissement, drainage et ouvrages d'art:**

Petits ouvrages : béton y compris coffrage et aciers.....	m <sup>3</sup>
Ouvrages plus importants : béton non compris coffrage et acier .....	m <sup>3</sup>
Coffrage .....	m <sup>2</sup>

Acier pour béton armé .....	kg
Fouille à sec .....	m <sup>3</sup>
Plus-value pour fouille sous l'eau .....	m <sup>3</sup>
Plus-value pour explosif.....	m <sup>3</sup>
Buse suivant diamètre .....	ml
Tête de buse en béton ou maçonnerie dans certains cas.....	m <sup>3</sup>
Tête de buse suivant diamètre .....	U
Descente d'eau selon le type.....	ml
Regards selon le type .....	U
Parement de protection des ouvrages ; perrés .....	m <sup>2</sup>
Tranchée ou couche drainante au volume de matériaux mis en œuvre .....	m <sup>3</sup>
Ecran drainant selon tranche de profondeur.....	ml
Puisards et puits drainant selon diamètre .....	ml

#### - Signalisation et équipements

Panneau signalisation y compris potelet et mise en place.....	U
Peinture pour signalisation horizontale.....	m <sup>2</sup>
dans d'autres cas bien définis :	
Peinture signalisation par type de ligne.....	ml

#### - Services annexes :

Piste d'accès aux carrières .....	km
Aménagement d'aires de stockage.....	m <sup>2</sup>
Logement pour le contrôle .....	mois

#### c) Définition du contenu des prix unitaires

Toutes les tâches composant chaque prix unitaire doivent être parfaitement définies. Il est important, par exemple, de préciser si les fournitures sont incluses ou non dans les prix.

Pour les installations de chantier, il importe de bien définir ce que comportent ces installations : pour l'entreprise, bureaux, ateliers, magasins et villages pour les ouvriers ; et pour le contrôle et l'administration, bâtiments, véhicules et outils à mettre à disposition par l'entreprise.

Le terme "toutes sujétions comprises" fréquemment utilisé, doit faire l'objet d'une énumération dans les clauses contractuelles afin que l'entrepreneur ait le moins de mal possible à deviner la pensée du rédacteur.



La définition des prix doit comporter la manière dont s'effectuent les mesures de quantités (unité, méthode de mesure) ; par exemple, le mètre cube de béton peut être mesuré: soit sur plan, après avoir vérifié la conformité des dimensions du coffrage, soit sur chantier, en fonction du nombre de gâchées utilisées. Ces deux prix diffèrent évidemment du fait que l'un inclut les pertes et l'autre pas.

#### d) Estimation des quantités

Les quantités doivent faire l'objet d'un avant-métré précis au moment de la constitution du dossier d'appel d'offres puis du marché. Une erreur dans l'estimation peut entraîner une remise en cause par l'entrepreneur des prix unitaires et créer une contestation ultérieurement.

Il est conseillé de fournir au moment de l'appel d'offres les documents du calcul des terrassements, les mouvements des terres et les divers avant-métrés ayant servi à déterminer les quantités du détail estimatif; l'entrepreneur peut ainsi apprécier les éventuels risques qu'il court.

#### 11.2.1.3. Rémunération sur dépenses contrôlées

La rémunération sur dépenses contrôlées doit rester un cas exceptionnel et à éviter, en raison de l'absence de toute incitation à la réduction des coûts et du risque de transférer au maître de l'ouvrage des responsabilités qui incombent normalement à l'entrepreneur.

Ce mode de règlement consiste à rembourser l'entrepreneur de toutes ses dépenses de main-d'œuvre, de matériels, de matériaux, de services, etc...telles qu'elles se présentent pour lui.

Toutefois, ce mode de règlement pourrait conduire le service de contrôle à demander communication de la comptabilité de l'entreprise, pour la vérifier, ce qui constituerait une très lourde tâche. Aussi se borne-t-on à constater avec l'entrepreneur certains éléments de dépenses tels que la durée de travail de la main-d'œuvre et de certains agents, les durées d'immobilisation et de fonctionnement des matériels, les quantités de matériaux, matières... sur chantier, et d'en déduire ce que l'on appelle les "**déboursés**" ou "**dépenses sèches**".

Les éléments à constater, les modalités de constatation, les coûts à prendre en compte (références à des barèmes de salaires, à des taux de charges sociales, à des barèmes de location de matériel, à des bulletins officiels ou à des factures) doivent être minutieusement décrits au Cahier des charges.

Ces coûts doivent être du type "coût réel avec honoraires" (traduction du "cost + fee" anglo saxon dans lequel le "fee" n'est pas toujours proportionnel au "cost").

Les frais de chantier et d'agence locale par exemple peuvent être rémunérés :

- soit en les incorporant dans les dépenses sèches ( salaires et charges du personnel d'encadrement affectés uniquement au chantier ) ;
- soit faire l'objet d'un forfait mensuel de direction technique (fee) s'il existe par exemple une direction locale commune à plusieurs chantiers ;
- soit en combinant les deux systèmes précédents.

Par contre les frais généraux de siège et les marges bénéficiaires sont rémunérés sur honoraire, global ou mensuel.

La constatation et le contrôle des quantités imposent, par ailleurs, une masse de travail importante de pointage des heures de travail des engins et du personnel, des matériaux utilisés et, bien entendu, la vérification de la qualité des travaux exécutés. Un échelon de contrôle bien organisé doit être affecté à ce type de chantier.

Les marchés sur dépenses contrôlées sont parfois utilisés lorsque les conditions de travail sont très mal connues (marchés nouveaux dans un pays où il n'y avait pas de précédent), ou lorsque le projet est très mal défini (travaux d'urgence après catastrophes naturelles ou après la rupture d'un pont).

Ce mode de rémunération est à employer avec beaucoup de prudence pour tous les travaux importants; pour de tels travaux, une bonne organisation du chantier et corrélativement, des prix et des délais intéressants, ne sont possibles qu'avec un projet préalable bien étudié.

Les travaux sur dépenses contrôlées doivent être strictement limités à des travaux présentant un caractère imprévu et accidentel demandant une intervention rapide et pour lequel tout autre mode de rémunération apparaît impossible à appliquer.

#### 11.2.1.4. *Formules mixtes de rémunération*

Des trois modes de rémunération précédents bien connus dans le domaine des travaux publics, on a tiré certaines formules qui permettent de régler des cas particuliers.

Nous parlerons seulement ici des **marchés à commande**, qui présentent de l'intérêt pour les fournitures de matériaux, les fournitures diverses et parfois les marchés pluriannuels d'entretien routier.

Lorsque les postes de travaux peuvent faire l'objet d'une définition précise mais que les quantités à y affecter sont mal connues à l'avance, le marché à commande permet de faire face à cette incertitude. L'entrepreneur fournit une série de prix unitaires sur la base d'une évaluation moyenne des quantités à mettre en œuvre durant le marché ou pour une fourchette minimum - maximum des quantités à réaliser sur une période donnée.

La rémunération est basée sur les quantités réellement exécutées.

Si les quantités minimales ne sont pas atteintes, il est prévu l'application, sur les prix unitaires, d'un coefficient de bonification; dans le cas contraire et par symétrie, il est appliqué un coefficient de réduction des prix.

Ces coefficients sont établis conjointement avec l'entrepreneur au moment de la rédaction du marché. Leur application peut se faire, soit sur la durée totale du contrat ( application sur le décompte final ), soit sur une période de temps donnée (trimestrielle ou annuelle).

Dans certains cas cependant, livraison de pièces de rechange par exemple, il n'y a pas de coefficient d'incitation pour variation des quantités, les prix étant ceux du catalogue du fournisseur.

#### **11.2.1.5. Révisions et actualisations des prix**

##### **a) Choix d'une forme de prix**

Le calcul des révisions ou actualisations des prix est lié à la forme des prix du marché : prix ferme et définitif, prix ferme actualisable, prix révisable et prix ajustable.

Un prix est considéré comme "**ferme**" lorsque le marché en précise le montant et que le prix de règlement est égal à ce prix, quelles que soient les conditions économiques d'exécution des prestations.

Un prix ferme peut être "**actualisable**" lorsqu'il est prévu de le modifier entre le moment où il est remis par l'entrepreneur et la notification du marché ou du commencement des travaux. Il est alors actualisé à une date que le marché doit indiquer expressément (par exemple, trois mois avant le début des travaux) et selon les modalités d'une formule d'actualisation représentant conventionnellement l'évolution des divers éléments du prix ferme.

Un prix unitaire est "**révisable**" lorsque le marché définit un prix initial et qu'une clause prévoit la modification de ce prix initial au fur et à mesure de l'exécution de la prestation. La révision du prix initial est réalisée au moyen de formules de révision représentant conventionnellement l'évolution des

divers éléments constitutifs du prix ou d'un groupe de prix résultant des variations des conditions économiques.

Un prix est "**ajustable**" lorsque le prix de règlement d'une prestation est calculé à partir d'un seul prix de référence défini au marché et censé représentatif du prix de la prestation elle-même, sans que les divers éléments de coût interviennent dans le calcul.

L'ajustement peut se faire :

- soit en appliquant la variation du prix de référence à un prix initial ;
- soit en fixant les prix de règlements successifs d'une prestation, en les calculant au fur et à mesure des variations du prix de référence. C'est en somme une révision de prix à un seul paramètre.

#### b) Conditions d'application de l'actualisation ou de la révision des prix

L'actualisation concerne les marchés à prix ferme dont le prix doit être remis à jour par suite d'un retard sur la durée ( généralement trois mois ) de notification du marché ou de l'ordre de commencer les travaux. Le prix ferme après actualisation reste définitivement ferme pendant toute la durée du marché.

La révision des prix concerne les marchés à prix unitaires révisables à partir du premier jour du mois de l'établissement des prix. Les prix de base révisables subissent des révisions mensuellement jusqu'à la fin du délai contractuel.

Les travaux sur dépenses contrôlées ne sont pas révisables.

Pour les révisions, le marché doit indiquer :

- la date à laquelle sont établis les prix ;
- les modalités précises de l'actualisation ou de la révision des prix.

Les coefficients de révision s'appliquent :

- aux travaux exécutés durant le mois ;
- aux indemnités, pénalités, retenues, primes, afférentes au mois considéré ;
- à la variation mensuelle des sommes prélevées pour approvisionnements et avances.

Pour les marchés à commandes, si ceux-ci sont pluriannuels et s'il est procédé à la mise à jour annuelle des prix, celle-ci s'opère de la façon suivante:

- les commandes passées la première année sont traitées à prix ferme à la date d'établissement des prix, éventuellement actualisés ;
- les commandes passées les années suivantes sont également traitées à prix ferme après actualisation des prix de base de l'année antérieure aux conditions économiques du mois précédant le début de chaque période annuelle. Dans ce cas, la formule d'actualisation peut tenir compte de la nature de la prestation et des gains de productivité de l'entrepreneur.

c) Application des révisions et des actualisations de prix

Un marché à prix révisables peut comporter:

- soit une formule unique de révision s'appliquant à l'ensemble du marché ;
- soit plusieurs formules complètes, indépendantes, s'appliquant chacune à une catégorie de travaux, à un ouvrage ou à une fourniture dont le prix est individualisé dans le marché.

La formule et les indices entrant dans la formule de révision de prix doivent être définis dans le dossier d'appel d'offres.

Ce type de formule, pour les actualisations et les révisions de prix, a la forme générale suivante:

$$C_m = C_0 \times K_m$$

formule dans laquelle :

- $C_0$  = coût initial
- $K_m$  = coefficient de révision du mois " m "
- $C_m$  = coût révisé du mois " m "

L'expression du calcul de  $K_m$ , pour une **actualisation des prix**, est du type :

$$K_m = K_a \frac{I_{a0}}{I_a (m-3)} + K_b \frac{I_{b0}}{I_b (m-3)} + K_c \frac{I_{c0}}{I_c (m-3)} + K_x \frac{I_{x0}}{I_x (m-3)}$$

formule dans laquelle :

- $K_a, K_b, K_c, \dots, K_x$  sont des coefficients pondérateurs des diverses catégories de dépenses du marché utilisant les produits  $I_a, I_b, I_c, \dots, I_x$ , ci-après ;

- Iao, Ibo, Ico,...Ixo sont les indices de la mercuriale ou du bulletin officiel des prix des divers produits et salaires, au mois de l'établissement des prix du marché; (main-d'œuvre , ciment, bitume, carburant, etc.)
- Ia (m - 3), Ib (m - 3), Ic (m - 3),...Ix (m - 3) sont les mêmes indices que ci-dessus, relevés 3 mois avant le mois " m " de l'actualisation des prix.

Dans cette formule d'actualisation, il a été supposé que l'entrepreneur était engagé pendant 3 mois sur ses prix de soumission.

L'expression du calcul de Km, pour une **révision des prix**, est du type :

$$K_m = TF + K_a \frac{I_{ao}}{I_{am}} + K_b \frac{I_{bo}}{I_{bm}} + K_c \frac{I_{co}}{I_{cm}} + K_x \frac{I_{xo}}{I_{xm}}$$

formule dans laquelle :

- TF est un terme fixe, souvent égale à 0,15 ;
- Ka, Kb, Kc,...Kx sont des coefficients pondérateurs comme ci-dessus ;
- Iao, Ibo, Ico,...Ixo sont les indices définis plus haut pour l'actualisation des prix ;
- Iam, Ibm, Icm,...Ixm sont les mêmes indices que ci-dessus, relevés au mois " m " d'exécution des travaux.

La somme du terme fixe TF et des coefficients Ka à Kx doit être égale à 1.

Certains Etats ou organismes de financement internationaux ont établi des règles précises pour la formulation et l'application des révisions ou des actualisations de prix. On s'y référera pour établir les formules d'actualisation ou de révision des marchés correspondants.

Une marge de neutralisation de l'application de la formule de révision des prix est souvent instituée dans les marchés; le coefficient Km n'est appliqué avec sa pleine valeur dans la révision des prix qu'après avoir dépassé un seuil de 2 ou 3%. L' usage de cette marge est relativement courant mais il est déconseillé de vouloir bloquer ce seuil de révision en ne réglant que la différence au delà des 2 ou 3%; sa répercussion sur les prix est, généralement, plus néfaste que l'économie apparente que l'on pense en tirer.

### 11.2.2. Coût de l'exécution des travaux

L'exécution d'un chantier de travaux routiers requiert la mobilisation d'un ensemble de moyens de production qui lui est propre sans que les circonstances de temps et de lieu soient reproductibles d'un chantier à un autre.

Les coûts réels des travaux routiers ne sont donc connus avec exactitude que lorsque les travaux sont complètement terminés.

Ainsi, l'entrepreneur, lorsqu'il remet une proposition, doit donner un prix total des travaux, en tenant compte de sa propre expérience, en faisant des hypothèses sur les rendements et sur les conditions de réalisation du chantier, en faisant intervenir des charges pour risques et aléas, suivant la conjoncture et l'intérêt du projet.

L'examen des principaux facteurs qui interviennent sur les coûts doit permettre de mieux poser ce problème important de l'estimation des coûts des travaux routiers.

#### *11. 2. 2. 1. Facteurs intervenant sur les quantités de travaux à réaliser*

Ces facteurs sont de deux natures différentes:

- les facteurs provenant des conditions naturelles du site de réalisation des travaux: localisation géographique, relief, climat, sol, hydrologie ;
- les facteurs provenant des conditions fonctionnelles de l'ouvrage : niveau d'aménagement, qualité de l'entretien ultérieur.

Le relief joue un grand rôle sur le mode d'organisation des travaux.

Le climat agit sur les rendements des ateliers de production (intensité et répétition des pluies) ; les travaux en zone sahélienne supposent une logistique d'approvisionnement en eau du chantier qu'il ne faut pas négliger et qui peut être très onéreuse.

La qualité des sols agit sur les coûts de mise en œuvre des terrassements, par exemple la traversée de zones rocheuses ou marécageuses. L'absence de matériaux de chaussée peut transformer un simple atelier de mise en œuvre en une compagnie de transport de matériaux ou en atelier de concassage de roches.

Le nombre et l'importance des ouvrages de traversée entraînent souvent des organisations particulières de chantier qui influent sur le coût global de la route.

Les conditions naturelles sont impossibles à contourner mais certaines dispositions constructives peuvent être prises, lors de l'étude, pour minimiser le coût des travaux:

- le choix d'un tracé pour mieux équilibrer les déblais et remblais et pour diminuer les distances de transport ;

- le choix judicieux des caractéristiques géométriques de la route : rayon minimal en plan et en courbe pour des routes à faible circulation, augmentation des pentes de talus de déblais amenant une réduction des cubes de terrassements en région accidentée, création de petits murs de soutènement ( économies sur les remblais ), etc. ;
- la standardisation du type d'ouvrage d'art : portées des ponts dalles de 3 à 10 mètres, des ponts à poutres en B.A. de 10 à 25 m, des ponts en béton précontraint, de 25 à 80 m, des ponts métalliques, au delà de 80 m.

L'assurance d'un bon entretien de la route après les travaux de construction ou de réhabilitation, peut être un motif supplémentaire de réduction des coûts d'investissements.

La tendance actuelle permet de penser que l'on se dirige vers une plus grande responsabilisation des entreprises de travaux routiers en leur imposant, moyennant rémunération, un entretien courant de la route durant plusieurs années après la réception définitive. Le niveau de service ultérieur peut alors être maintenu plus sûrement, avec un coût de l'investissement initial moins élevé.

#### *11.2.2.2. Facteurs agissant sur les prix unitaires*

Les prix unitaires sont, en général, calculés par l'entrepreneur à partir des informations contenues dans le dossier d'appel d'offres complétées par la connaissance qu'il a lui-même du terrain. L'entrepreneur fournit une estimation du coût de l'ouvrage et détermine ses prix sans bien connaître le coût réel final de l'ouvrage.

En effet, l'entrepreneur appréhende facilement le prix des matériaux, du personnel et du fonctionnement du matériel, mais estime les rendements futurs des différents ateliers de production à partir d'analogies avec des chantiers antérieurs. Les conditions d'exécution étant rarement les mêmes, l'incertitude sur le prix de revient final reste forte.

Cette incertitude dépend d'un certain nombre de facteurs:

- volume du projet : plus le projet est important, mieux s'amortissent les charges fixes ;
- localisation géographique des travaux: plus les travaux sont éloignés des centres d'approvisionnement, plus les prix unitaires sont alourdis des coûts de transport et de logistique ;
- conditions économiques contraignantes : instabilité de la monnaie, difficultés d'obtention de devises ;



- conditions réelles d'application des règlements douaniers: risque de retards importants dans la délivrance des matériaux, des fournitures et des matériels ;
- qualification de la main-d'œuvre : manque de personnel local qualifié obligeant à mettre en place du personnel étranger plus coûteux.

Pour assurer une meilleure mise en compétition des entreprises, le maître d'œuvre peut prendre des initiatives dans certains domaines :

- choix de techniques nouvelles, que l'on sait plus performantes à condition que le surcoût éventuel de cette promotion, dû à l'amenée de matériel nouveau et à la formation du personnel, fasse l'objet d'un amortissement plus large par un emploi sur des projets ultérieurs ;
- contenu des prix unitaires plus clairement défini pour diminuer la part des aléas dans les prix ;
- spécifications, concernant la qualité des travaux, adaptées aux types de projets et absence de prescriptions injustifiées ou contestables ;
- énumération claire et précise des exonérations de taxes et de droits de douanes pour la réalisation des projets ;
- recherche de standardisation des types d'ouvrages d'art et d'assainissement.

### 11.2.2.3. Estimation du coût des travaux à l'entreprise

L'étude de prix d'un entrepreneur a pour but l'établissement du prix de vente de chaque nature de travaux définie par le bordereau des prix. Chaque nature de travaux comprend un certain nombre de tâches élémentaires qui sont, elles-mêmes, calculées à partir des prix de revient des diverses composantes de la production ( personnel, matériels, matériaux ).

Pour y parvenir, l'entrepreneur établit un premier bilan comportant les dépenses facilement appréhendables:

- les dépenses directes de production qui sont affectées aux tâches ;
- les dépenses indirectes imputables à un ensemble de tâches ou au chantier tout entier ;
- les frais généraux, aléas et bénéfiques, applicables à la totalité du chiffre d'affaires de l'entreprise ou de sa filiale.

Les **dépenses directes**, ou déboursés secs, affectables sans ambiguïté à la production et incluant ou non les taxes et droits de douanes en conformité avec les instructions de l'appel d'offres, sont les suivantes:

- l'achat des matériaux incorporés aux ouvrages du projet : ciment, bitume, acier, granulats, sable, produits manufacturés ( buses, tubes, tôles, etc. ) ;
- l'achat et l'amortissement des matériaux consommables non incorporés aux ouvrages du projet: explosifs, coffrages métalliques ;

- les dépenses de fonctionnement du matériel regroupant: l'amortissement, les pièces de rechange et d'usure, l'entretien et la réparation du matériel de production ; cette rubrique recouvre tous les matériel de travaux publics, d'atelier, de servitude, de transport, ainsi que ceux affectés au laboratoire ou au service chargé du contrôle ;
- les carburants et les lubrifiants utilisés durant l'exécution du chantier ;
- les salaires et les charges de main-d'œuvre et de maîtrise directement productives.

Parmi les **dépenses indirectes**, imputables à la totalité du chantier, l'entrepreneur prend en compte:

- les frais de transport, d'installation, de location et d'aménagement des installations de chantier ;
- l'amenée et le repli du matériel nécessaire au chantier ;
- les frais de dégagement et d'occupation des terrains ;
- le personnel d'encadrement et de direction responsable de tout le chantier;
- les frais de contrôle interne à l'entreprise ;
- le fonctionnement de tous les matériels de servitude: camions porte-char, véhicules de liaison, véhicules de transport de personnel, camions d'approvisionnement de carburant, etc.

La somme des dépenses directes et indirectes constitue les **déboursés totaux**.

**Les frais généraux**, rémunérant les frais et les prestations des services locaux et centraux, regroupent principalement:

- les frais d'agence locale coiffant plusieurs chantiers;
- les frais de siège rémunérant le fonctionnement des services généraux : comptabilité, magasins généraux, services achats, communications, secrétariat, services du personnel, etc. ;
- les frais d'études et de recherche du laboratoire du siège ;
- les assurances diverses ;
- les frais financiers de découvert et d'emprunt.

La somme des déboursés totaux et des frais généraux constitue le **prix de revient**. Pour obtenir le **prix de vente**, on ajoute à ce prix de revient :

- les impôts et les taxes divers ;
- les provisions pour aléas ;
- les bénéfices de l'entreprise et de ses filiales.

Pour l'estimation du coût du projet, l'entrepreneur réalise généralement, une étude globale de la totalité du projet qui lui permet de calculer le coût total de l'ouvrage comprenant tous les coûts directs, indirects et les frais généraux.

L'estimation du coût total du projet est calculé par étapes :

- détermination du programme d'exécution des principales activités à partir du planning contractuel ;
- détermination des quantités de fournitures et consultation des fournisseurs pour les prix et les délais de livraison ;
- estimation des moyens en matériel de production ainsi qu'en carburant et lubrifiant pour respecter le programme d'exécution en fonction des rendements escomptés ;
- établissement d'un plan de charge du matériel et du personnel de production ;
- calcul du coût global des moyens de production (personnel, matériels, carburants, lubrifiants, matières, matériaux et fournitures diverses) ;
- estimation du personnel d'encadrement et des moyens afférents de gestion ;
- évaluation des autres frais indirects.

A partir des charges totales calculées ci-dessus et des frais généraux calculés par ailleurs, l'entrepreneur détermine le coût total de vente du projet.

Cette estimation permet de fixer les prix unitaires de chacune des natures de travaux du bordereau des prix et de vérifier la soumission.

Pour répondre à l'appel d'offres, il faut fixer chacun des prix unitaires de vente conformément au bordereau des prix; l'entrepreneur établit pour cela des sous-détails de chaque prix unitaire dans lesquels figurent les dépenses directes prévues pour la réalisation d'une unité de nature d'ouvrage et auxquels il applique des coefficients, particuliers ou globaux, couvrant les frais indirects de chantier, les frais généraux, ainsi que les aléas et bénéfices.

#### 11.2.2.4. Estimation d'un projet réalisé en régie

L'organisme chargé de l'exécution des travaux en régie aura une démarche quasi identique à celle d'un entrepreneur, à la différence qu'il n'est pas obligé de fournir des prix unitaires. Il est rémunéré en fonction des dépenses réelles de personnel, de matériel et de matériaux entrant dans le projet.

Les méthodes d'évaluation sont semblables à celles utilisées précédemment, mais il est souvent nécessaire de calculer préalablement les quantités par nature de travaux composant le projet qui lui est confié.

La démarche du calcul suit les étapes suivantes:

- estimation des quantités par nature de travaux ;
- inventaire des divers ateliers de production disponibles et détermination des rendements par nature de travaux ;
- calcul des besoins en matériaux et en fournitures diverses et de leur coût;

- évaluation des délais d'exécution en fonction des moyens disponibles et détermination du temps d'utilisation du matériel et du personnel nécessaires (administration, encadrement et exécution) pour réaliser les travaux prévus ;
- calcul des besoins en carburant et lubrifiants et des capacités de stockage à mettre en place ;
- estimation des dépenses de fonctionnement du matériel à partir d'un barème de prix de revient ;
- estimation des dépenses de personnel et des charges diverses (frais de déplacement, indemnités diverses) ;
- estimation des dépenses d'amenée et de repli du matériel, d'installation du chantier, de logistique, etc. ;
- estimation des dépenses de fonctionnement des bureaux, des ateliers, du laboratoire et des services d'études et de contrôle (topographes, métreurs, etc.) ;

Le montant total des dépenses ainsi calculées correspond à l'estimation du coût des travaux en régie; il est recommandé de prévoir une somme à valoir pour imprévus et divers, d'autant plus forte que le travail est d'autant moins bien défini.

#### *11.2.2.5. Evaluation des projets en vue d'une planification ou d'un budget prévisionnel*

Au cours de l'élaboration d'un projet, l'ingénieur et l'économiste ont à estimer le coût des travaux avec une précision croissante au fur et à mesure de la progression des études.

Les estimations sont généralement faites par comparaison avec les coûts connus de chantiers déjà réalisés dans le pays ou dans des pays comparables.

Une actualisation des coûts est généralement nécessaire pour obtenir une estimation plus réaliste lors de son utilisation. Il est donc nécessaire de connaître la date d'établissement des prix ainsi que les conditions d'établissement des prix ( HT, TTC, révisables ) pour permettre des corrections éventuelles en vue d'une adaptation ou d'une comparaison.

Suivant le degré de précision demandé et les éléments dont on dispose, les tâches ou les natures d'ouvrage nécessaires à la réalisation complète des travaux seront plus ou moins regroupées.

L'estimation pourra progresser en précision, par application, par exemple, d'un "prix d'ordre" au kilomètre, puis d'un prix d'ordre par catégorie de travaux et enfin par l'établissement d'un détail estimatif plus précis.

#### 11.2.2.6. Application de prix d'ordre

Un "prix d'ordre" représente un coût synthétique destiné à permettre l'évaluation rapide du coût prévisionnel d'un ouvrage complexe à l'aide de la quantité d'une des natures d'ouvrages élémentaires qui le composent, choisie comme étant dominante ou la plus caractéristique.

Cette notion de prix d'ordre correspond à une certaine systématisation des informations sur les coûts pour l'évaluation plus ou moins rapide de tout ou partie d'un projet avant qu'il soit nécessaire d'avoir dressé un devis estimatif complet. On facilite ainsi les comparaisons entre plusieurs variantes.

D'une manière générale, on peut considérer qu'il y a trois stades d'évaluation, correspondant à un découpage de plus en plus fin des travaux en natures d'ouvrages. Les coûts utilisés à ces divers stades ne sont évidemment pas des prix unitaires tels qu'on les trouve dans un marché de travaux, mais présentent un caractère plus global, celui de "prix d'ordre".

##### a) Les stades de l'évaluation

Bien entendu, chaque stade correspond à un avancement déterminé des études, tel que les quantités afférentes à chaque prix d'ordre puissent être effectivement appréciées avec quelque certitude.

Dans le **premier stade**, avant d'engager des études plus détaillées, il convient au moins d'avoir dégrossi le tracé sur carte de façon à mesurer la longueur développée par sections homogènes du point de vue des caractéristiques de la région traversée (relief, couverture végétale, cours d'eau, zones inondables ...).

Les grands ouvrages de franchissement sont identifiés et sont répertoriés séparément par leur longueur.

L'évaluation s'établit en considérant:

- le coût de la route courante, basé sur un prix d'ordre au kilomètre,
- le coût des ouvrages d'art pour les grands franchissements, basé sur un prix d'ouvrage au m<sup>2</sup> de tablier ou au ml de portée.

**Le deuxième stade**, réalisé après une reconnaissance sur le terrain, convient pour une étude sommaire de demande de financement. Il fait intervenir quatre prix d'ordre pour la route courante et les grands franchissements restent évalués comme au premier stade avec si possible une meilleure approximation de leur longueur et des difficultés des fondations.

A ce stade, on doit avoir une meilleure connaissance de la longueur développée de la route, une estimation globale des cubes de terrassements et 35 de la chaussée en fonction des sols rencontrés, une estimation du nombre d'ouvrages d'assainissement.

L'évaluation est alors établie à partir :

- du coût global des terrassements, basé sur un prix d'ordre moyen du  $m^3$  ;
- du coût de la chaussée et du revêtement, basé sur un prix d'ordre au  $m^2$  tout compris ;
- du coût de l'assainissement et du drainage au km ;
- du coût des petits ouvrages à l'unité ou au ml ;
- du coût des grands franchissements au ml ou au  $m^2$  de tablier.

**Le troisième stade**, réalisé à partir d'un avant-projet sommaire, convient pour une étude de factibilité ou une programmation avant études d'un DCE.

L'évaluation s'établit à partir des résultats :

- d'une première étude des terrassements avec mouvement des terres pour apprécier l'importance des réutilisations des déblais en remblais, avec estimation du volume des déblais rocheux et des distances de transport ;
- d'une estimation des murs de soutènement éventuels avec leur hauteur et longueur ;
- de l'étude des ouvrages de drainage ( buses, dalots ) avec leur diamètre ou section, et leur longueur totale par type ;
- d'un premier dimensionnement de la chaussée en fonction des sols de plateforme, des matériaux disponibles et du trafic.

A ce stade, les moyens et grands ouvrages pourront continuer à être évalués à l'aide de leur longueur totale ou, mieux, à l'aide de la surface de tablier utile.

Toutefois, si l'état d'avancement des études le permet, l'estimation pourra être faite avec les quantités des principales natures d'ouvrages telles que : maçonnerie, béton non armé, béton armé, béton précontraint, charpentes métalliques, types de fondations.

Au delà de ce troisième stade, on débouche sur un avant-projet détaillé avec un devis estimatif faisant application des prix du bordereau à des quantités résultant d'avant-métrés plus précis.

## b) Etablissement des prix d'ordre

L'établissement de prix d'ordre est basé sur la constatation des prix de travaux réellement exécutés, mais avec une certaine prudence au moment de leur constitution et de leur utilisation: un prix d'ordre du mètre cube de béton armé y compris béton, acier et coffrages, est évidemment fort différent de celui de mise en œuvre du mètre cube de béton à 350 kg hors armatures et coffrage tiré de marchés de travaux.

Il convient en effet, pour dresser les tableaux de prix d'ordre, de partir des décomptes définitifs de travaux en regroupant les quantités et les prix d'ouvrages correspondant à une même nature de prix d'ordre (béton à 350 kg, coffrages, acier) et de diviser la somme par la quantité caractéristique retenue (ici volume du béton à 350 kg).

Les prix d'ordre des différents stades sont donc calculés en remontant du plus détaillé au moins détaillé, voir tableau (2.11.1.suivant).

1er Stade	2e Stade	3e Stade	
		Normal	Affiné
- Route courante (1) (sauf franchissements > 30 m) selon caractéristiques : . nature chaussée, . largeur plate-forme, . largeur chaussée (revêtue), et trafic : léger, moyen, lourd, par km	- Déblais ou emprunts mis en remblais ou en dépôts m <sup>3</sup>  - Drainages et assainissement par km  - Petits ouvrages de franchissement jusqu'à 30 m (2) ml  - Chaussée (3) selon nature (4) (y compris m <sup>2</sup> accotements)	- Déforestation ha - Déblais ou emprunts en terrain meuble transport < 50m m <sup>2</sup> - Déblais rocheux m <sup>3</sup> - Plus-value pour transport > 50 m m <sup>3</sup> km - Mise en place de remblais compactés m <sup>3</sup>  - Fossés courants ml - Buses selon Φ ml (5) - Dalots selon section ml (6)	- Soutènements (éventuellement) : - Béton armé m <sup>3</sup> - Béton ord. ou maçonneries m <sup>3</sup>  - Béton armé m <sup>3</sup> - Béton non armé ou maçonneries m <sup>3</sup> - Poutres métal. kg - Pieux ml
		- Corps de chaussée selon nature (7) m <sup>3</sup> - Revêtement (7) selon nature m <sup>2</sup> - Accotements (cas chaussée revêtue) m <sup>2</sup>	- Transport de matériaux de chaussée m <sup>3</sup> km ou T. km
- Grands franchissement selon caractéristiques	le ml ou le m <sup>2</sup> de tablier utile →		- Béton armé m <sup>3</sup> - Béton précontraint m <sup>3</sup> - Charpente métal. kg - Béton non armé ou maçonneries m <sup>3</sup>  - Fondations spéciales et terrassements esti.

(1) distinguer éventuellement zones selon relief et couverture végétale,  
(2) préciser largeur, chaussée et largeur trottoirs,  
(3) surface chaussée revêtue ou surface plate-forme si non revêtue,  
(4) préciser largeur plate-forme et largeur chaussée revêtue (s'il y a lieu), indiquer épaisseur totale avec revêtement (s'il y a lieu),  
(5) y compris têtes, pour diamètre moyen (éventuellement distinguer selon diamètres),  
(6) y compris têtes, pour section moyenne (éventuellement distinguer selon sections),  
(7) indiquer natures et épaisseurs des couches

Tableau 2.11.1 Prix d'ordre pour travaux routiers



### 11.2.3. Données statistiques sur le coût des travaux

#### 11.2.3.1. Méthode d'établissement des coûts

Les données statistiques utilisées dans ce chapitre proviennent de marchés de travaux routiers qui sont complètement terminés et qui ont fait l'objet d'un rapport détaillé de fin d'exécution .

Chaque marché a fait l'objet d'une exploitation plus ou moins exhaustive, compte tenu des renseignements fournis ; il est identifié par :

- . le nom du pays,
- . le libellé de la route,
- . l'indication de la date d'établissement des prix (base de la formule de révision des prix),
- . la longueur de la route réalisée.

La démarche entreprise pour la constitution des quelques tableaux statistiques a été la suivante :

- réaliser une actualisation pour éviter de comparer des coûts ayant des dates différentes d'établissement ;
- proposer une analyse des prix de revient avec une décomposition simplifiée des composantes et des types de travaux ;
- définir les caractéristiques techniques de chaque projet pour donner une meilleure explication des écarts constatés ;
- enfin, permettre une évaluation des prix unitaires, liée à chaque projet dans son contexte particulier.

Tous ces renseignements sont donnés à titre indicatif mais la démarche peut aider à établir un répertoire statistique des travaux routiers dans un pays donné et ainsi permettre au niveau national de fournir aux concepteurs et aux décideurs des gammes d'évaluation réalistes des travaux en question.

#### a) Tentative d'actualisation

Pour réaliser l'actualisation, on a utilisé les résultats des diverses formules de révision des prix des marchés étudiés pour déterminer les taux annuels de variation des prix. S'agissant d'une actualisation, on a réincorporé, lors des calculs, la partie fixe de la formule de révision.

La base des prix est le premier trimestre 1990 pour lequel le coefficient est égal à 1 ; par exemple, un franc de travaux au 3e trimestre 1983 correspond à 1,355 francs au premier trimestre 1990 (voir dans l'annexe 10 du présent tome, le tableau donnant la liste des coefficients utilisés, par trimestre et par année).

Cette tentative d'actualisation doit être considérée comme un moyen simple de comparaison des coûts relevés à différentes époques pour réduire les écarts importants qui peuvent exister et qui n'auraient pas permis des appréciations logiques et cohérentes.

#### b) Description des tableaux

Quatre types de tableaux ont été ainsi établis et regroupés dans l'annexe 10 du présent tome :

- les tableaux A : analyse des prix de revient de travaux routiers
- les tableaux B : coûts par poste de travaux
- les tableaux C : caractéristiques techniques et financières
- les tableaux D : analyse des prix unitaires

Tous les coûts introduits dans ces tableaux ont été actualisés au premier trimestre 1990 et la monnaie retenue est le F CFA valant 0,02 francs français ou dans certains cas le dollar US (1 dollar US janvier 90 = 285,5 F CFA)

#### 11.2.3.2. Synthèse des coûts de travaux

Cette synthèse est basée, d'une part, sur une série de calculs de coûts moyens pour une route normale, d'autre part, sur la constatation des résultats de l'analyse des projets présentés au paragraphe précédent.

Il a été choisi trois zones de reliefs liées implicitement à des volumes de terrassements de plus en plus importants : plat, vallonné et montagneux. Deux hypothèses d'estimation ont été retenues: basse, pour des routes faciles, haute, pour des routes présentant des difficultés plus importantes de construction; ces hypothèses sont représentées par les deux chiffres donnés pour chaque zone de relief.

Les estimations hautes correspondent aux prix finaux observés avec augmentation de 20 % du prix des chaussées et de 50 % du prix des terrassements, et les estimations basses, avec des diminutions égales aux augmentations précédemment définies.

Les résultats sont les suivants :

**COUTS DE TRAVAUX ROUTIERS EN MF CFA/Km de janvier 1990**

**CONSTRUCTION DE ROUTES NEUVES :**

	<b>Plat</b>	<b>Vallonné</b>	<b>Montagneux</b>
- Routes non revêtues 6,00 m(1)	15 à 25	30 à 45	45 à 70
- Routes non revêtues 8,00 m	30 à 50	50 à 80	45 à 70
- Routes revêtues 6,00 m de revêt.	55 à 80	70 à 100	110 à 180
- Routes revêtues 8,00 m de revêt.	70 à 100	80 à 120	130 à 210

**REHABILITATION DE ROUTES :**

- Routes non revêtues

de 4,50→6,00 m (2)	10 à 15	15 à 25	20 à 30
de 6,00→8,00 m	20 à 30	30 à 45	35 à 60

- Routes revêtues

. chaussée + revêt. 6,00 m	20 à 35	20 à 35	20 à 35
. chaussée + revêt. 7,00 m	25 à 40	25 à 40	25 à 40

**REHABILITATION ET AMELIORATION AVEC BITUMAGE DE ROUTES NON REVETUES de 5 mètres de largeur :**

Chaussée bitumée de 5,00 m	35 à 55	45 à 65	60 à 80
Chaussée bitumée de 6,00 m	45 à 65	50 à 80	70 à 100
Chaussée bitumée de 7,00 m	60 à 80	70 à 100	80 à 120

Nota: (1) le chiffre indique la largeur de la couche de roulement

(2) 4,50 indique la largeur initiale de la route à améliorer et 6 m, la largeur du revêtement bitumineux

### 11.2.3.3. Synthèse des cadences de construction

On peut tirer également de l'analyse entreprise le chiffre d'affaires mensuel moyen (basé sur le délai réel des travaux divisé par le nombre de mois du marché) ; c'est un indicateur qui permet de déterminer les délais raisonnables d'exécution d'un chantier suivant le type et l'ampleur du marché.

Chiffre d'affaire mensuel moyen  
en MF CFA 1990

- pour des routes revêtues neuves :

en régions sahéliennes	250 à 380
en régions tropicales	470 à 540

- pour des réhabilitations 150 à 400

Enfin, le rythme d'avancement mensuel moyen d'un chantier, basé sur les délais totaux, a été analysé; il en ressort les valeurs suivantes:

Nombre mensuel moyen de km construits  
(y compris délai d'installation)

- Construction de Routes Revêtues

. Niger de 4,3 à 6,0

. Burkina Faso 4,4 en rase campagne  
1,1 en site urbain

. Congo de 2,6 à 5,4

- Réhabilitation

suivant difficultés	de 2,1 à 5,5
aux Philippines	de 1,0 à 2,0

Les chantiers de route correspondant à ces divers marchés ont de 50 à 250 km de long ; on n'a pas trouvé de corrélation significative entre la longueur des routes et la cadence mensuelle moyenne d'avancement.

Ces cadences proviennent de l'analyse des marchés rappelés à l'annexe 10 ; elles ne peuvent être considérées que comme indicatives. Il est recommandé que la collecte de tels renseignements soit systématisée au

niveau de chaque pays ou de chaque société d'études pour constituer une véritable banque de données utilisable par les planificateurs et les responsables des investissements routiers. Bien entendu ces cadences peuvent être augmentées si le maître d'ouvrage l'exige, ne serait-ce qu'en attaquant la route en divers points à la fois. Les résultats précédents sont néanmoins intéressants et montrent que les cadences de construction sont en général moins rapides qu'on pourrait le supposer.

### **11.3 REGLEMENT ET COUT DES CONTROLES**

#### **11.3.1. Mode de règlement du contrôle**

Comme pour les études, il sera examiné le mode de règlement d'un contrôle, confié par contrat à une société d'ingénierie ou à un bureau d'études (contrôleur).

Le maître d'œuvre confie au contrôleur une partie de ses prérogatives et responsabilités. Le contrat doit bien définir les relations qui doivent exister entre le maître d'œuvre et le contrôleur (délégations) ainsi qu'entre le contrôleur et l'entreprise (responsabilité et autorité).

Lorsque l'on parle du coût du contrôle, il faut différencier le coût apparaissant dans le contrat de maîtrise d'œuvre déléguée à un bureau d'études et le coût total du contrôle qui comprend :

- le prix du (ou des) contrat (s) de maîtrise d'œuvre déléguée ;
- les prestations de l'entreprise pour le contrôle interne exécuté par elle-même sur ses propres travaux ;
- les prestations fournies par l'entreprise au maître d'œuvre ou au maître d'œuvre délégué ;
- les prestations fournies par le maître d'œuvre lui-même.

Les modes de rémunération les plus courants dans un contrat pour le contrôle des travaux de routes ou d'ouvrages d'art sont :

- la rémunération au forfait ;
- la rémunération sur la base de prix unitaires.

##### **11.3.1.1. Rémunération du contrôle sur prix forfaitaires**

Ce type de rémunération est rarement employé dans les travaux publics alors qu'il l'est souvent dans les travaux de bâtiments.

Un prix forfaitaire de contrôle ne couvre, généralement, qu'une partie bien définie des travaux et le règlement correspondant s'effectue simplement

après achèvement des prestations. Le bureau d'études, chargé de ce type de contrôle, détermine un montant forfaitaire pour une intervention donnée qui englobe une série de vérifications et de contrôles ( contrôle de mesure de flèche, contrôle non destructif de positionnement de ferrailage ou de tension de câbles de précontrainte, contrôle de l'état d'un ouvrage, etc.).

L'intervention est rémunérée forfaitairement à chaque fois qu'elle est complètement accomplie.

### 11.3.1.2. Rémunération du contrôle sur prix unitaires

Les prix unitaires appliqués à un contrôle sont relativement comparables à ceux d'une étude.

Les prix unitaire et les unités de rémunération les plus courantes utilisées pour un contrôle de travaux routiers sont:

<b>Définition des prix</b>	<b>Unités</b>
<i>Mise en place du contrôle</i>	
Installation de la base du contrôle	forfait
Amenée et repli du matériel de contrôle	forfait
<i>Prestations d'experts</i>	
Honoraires d'expert chargé du contrôle pour des missions :	
. de moyenne durée	mois ou semaine calendaire
. de courte durée	jour ouvrable
Logement :	
. de moyenne durée	mois ou semaine calendaire
. de courte durée	jour ouvrable
Subsistance ou per diem	jour ouvrable
Voyages et fret	sur justification
<i>Interventions techniques</i>	
Contrôle topographique d'implantation du projet et des métrés des travaux	au mois d'expert
Contrôle géotechnique de mise en œuvre . des matériaux de la plate-forme, et de la chaussée	au mois d'expert
. des fondations d'ouvrages	au mois d'expert

Fonctionnement du laboratoire  
y compris prélèvements et essais  
sur les matériaux

au mois de chantier

*Logistique du contrôle*

Achat des véhicules  
Achat des équipements de laboratoire  
Fonctionnement des véhicules  
Fonctionnement des bureaux y compris  
personnel, énergie, eau et téléphone

sur justification  
sur justification  
forfait au mois  
forfait au mois

*Prestations annexes*

Essais spéciaux de contrôle  
Transport des échantillons

par unité  
sur justification

Les études complémentaires qui apparaissent parfois nécessaires au cours de l'exécution des travaux sont rémunérées sur des bases à déterminer cas par cas par le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre, en accord avec le bureau d'études.

### **11.3.2. Coût d'exécution des contrôles**

On observe de larges variations du coût du contrôle d'un chantier à un autre. Cette dispersion peut s'expliquer par la variété des facteurs qui peuvent influencer les coûts.

#### *11.3.2.1. Facteurs intervenant sur l'ensemble du contrôle*

Comme pour les études, le niveau de prestation d'un contrôle est fonction du niveau de technicité du chantier; un contrôle léger convient à des travaux de pistes rurales mais ce contrôle doit être lourd pour la construction d'un axe lourd revêtu.

Les facteurs d'éloignement, d'isolement et de cherté de vie ont également une influence sur les coûts, comme dans le cas des études; néanmoins, la présence des installations et de la logistique de l'entreprise peut en réduire les effets. La possibilité, plus ou moins grande, d'utiliser des entreprises et une main-d'œuvre locales qualifiées agit considérablement sur le coût du contrôle.

La qualité de l'étude intervient dans le coût du contrôle; certains travaux urgents sont lancés à partir d'études anciennes qu'il faut actualiser; dans ce cas, le contrôle doit effectuer des études à l'avancement pour définir correctement les travaux. Il faut alors essayer de dissocier les deux interventions si l'on veut appréhender le vrai coût du contrôle.

Les relations, entre l'entrepreneur et la mission de contrôle, soulèvent des problèmes délicats qu'il ne faut pas minimiser; les responsabilités de chacun doivent être bien définies contradictoirement dès le début des travaux afin de clarifier les règles et les procédures du contrôle.

#### **11.3.2.2. Facteurs intervenant sur certaines parties du contrôle**

Un contrôle est d'autant plus aisé que l'étude est bien faite.

On retrouve ici les mêmes facteurs contraignants que pour les études: niveau de service de la route, qualité des études, influence sur le rendement du contexte géographique, climatique ou géologique.

La répercussion sur le prix de contrôle se situe aux mêmes niveaux techniques que pour les études: topographie et géotechnique notamment.

#### **11.3.3. Ordres de grandeur des coûts du contrôle**

Un contrôle de travaux routier comporte deux parties bien distinctes:

- un partie fixe incompressible, comprenant le coût de la gestion et de l'administration du contrôle représenté par le responsable de la mission, de son personnel et de sa logistique propre;
- une partie variable en fonction du nombre de lots ou de chantiers travaillant en même temps, comprenant pour chacun les spécialistes nécessaires au contrôle (topographe, géotechnicien, ouvrages, etc.).

Dans le coût du contrôle, il faut bien différencier d'une part, le coût apparaissant dans le contrat liant le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre délégué (société d'ingénierie), d'autre part, le coût total du contrôle qui comprend en outre, les prestations mises à la charge de l'entrepreneur (contrôle interne de l'entreprise, prestations fournies au maître d'œuvre ) celles prises en charge par le maître d'œuvre lui-même (voir chapitre 11.3.1.).

Dans les chiffres qui suivent on a retenu le prix du contrôle payé au bureau d'études ou au groupement des bureaux d'études assurant le contrôle.

Pour mieux apprécier l'ordre de grandeur du coût d'un contrôle, on se référera au coût moyen mensuel du contrôleur ramené au mois de délai d'exécution réel des travaux.



Parmi les exemples étudiés (voir annexe 10), on trouve les quelques coûts suivants (prix actualisés en début 1990) :

<b>Pays</b>	<b>Coûts mensuels en MF CFA 1990</b>
. Niger et Burkina Faso	de 17 à 22 pour 3 contrôleurs 30 pour 5 contrôleurs
. Congo	22 pour 3 contrôleurs
. Zaïre	12 pour 2 contrôleurs
. Philippines	44 pour 8 contrôleurs

On peut aussi rapporter le coût du contrôle au montant global des travaux et l'exprimer en pourcentage. On peut également rapporter au coût final des travaux le total du coût des études et du contrôle.

Les résultats de l'analyse entreprise donnent les valeurs suivantes :

	<b>contrôle des travaux</b>	<b>contrôle + étude des travaux</b>
. Niger :	5,9 à 6,6%	9 à 11%
. Burkina Faso	6,0 à 6,7%	7,8 %
. Cameroun	6,0 à 7,7%	N.C.
. Congo	4,3 à 9,6%	12,3%
. Philippines	9,3%	10,8% (1)

En première approximation, on peut dire que la somme des coûts des études et du contrôle pour des routes revêtues peut atteindre en moyenne 11% du coût des travaux et que le contrôle peut représenter de 60% à 70% de ce total.

---

(1) Nota: l'étude a consisté ici seulement à l'actualisation d'une étude ancienne.

Une proportionnalité du coût du contrôle à celui des travaux se justifie par le bon sens qui estime que l'importance du contrôle doit être fonction du volume et du coût des travaux.

Il apparaît cependant à l'expérience que les résultats ne sont pas toujours comparables, la durée d'un chantier et le volume mensuel de travaux pouvant beaucoup varier d'un chantier à un autre. Par ailleurs, si le rythme du chantier se ralentit en cours de travaux pour une raison fortuite, le coût mensuel du contrôle reste le même sans que l'on puisse faire varier très souplement son organisation dans un court laps de temps ; une équipe de contrôle ne peut pas se réduire indéfiniment.



# ANNEXES

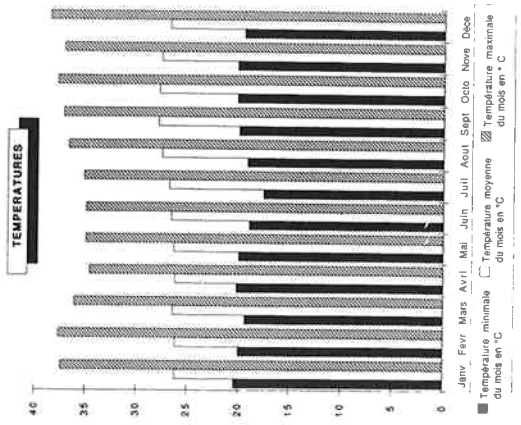
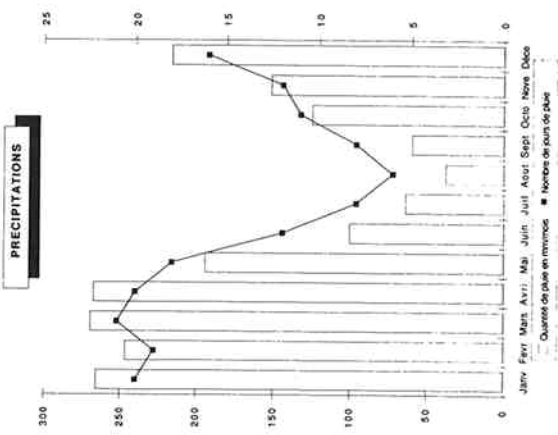
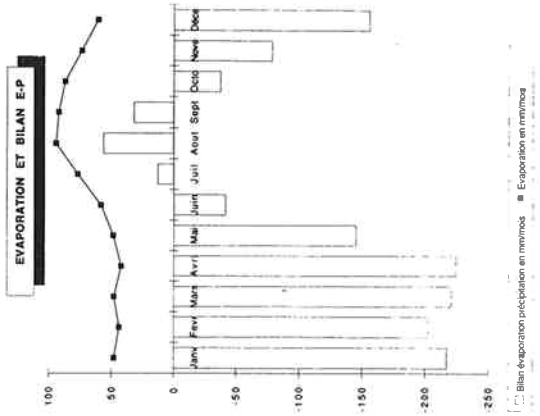


## ANNEXE 1

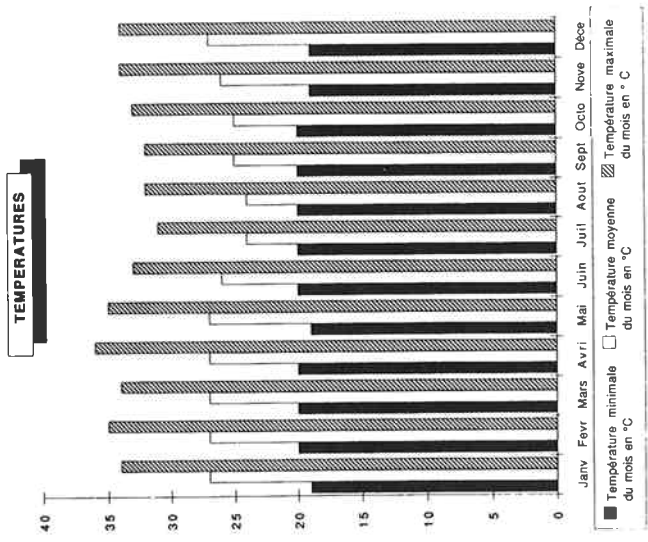
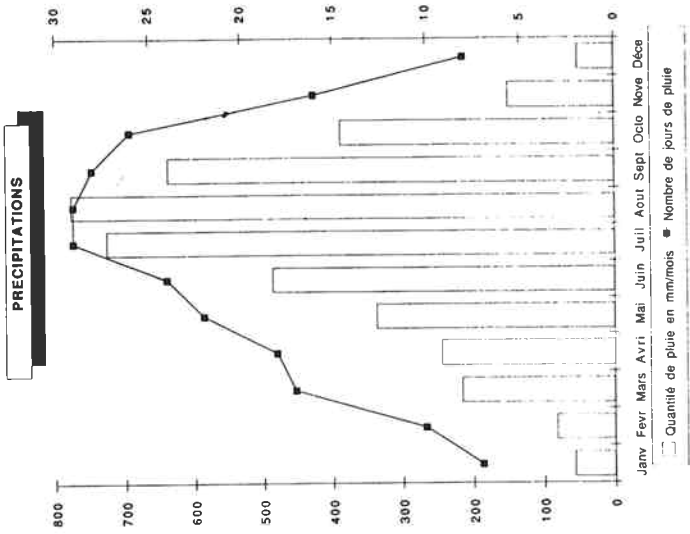
### GRAPHIQUES DES CONDITIONS CLIMATIQUES DE DIVERSES VILLES

Températures  
Précipitations  
Evaporation et Bilan E.P.

## MANAUS (BRESIL) - CLIMAT EQUATORIAL

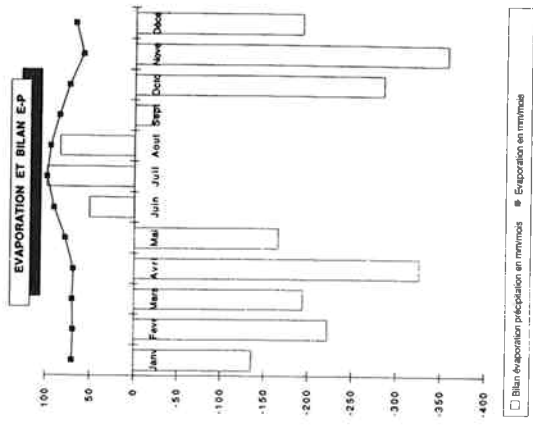
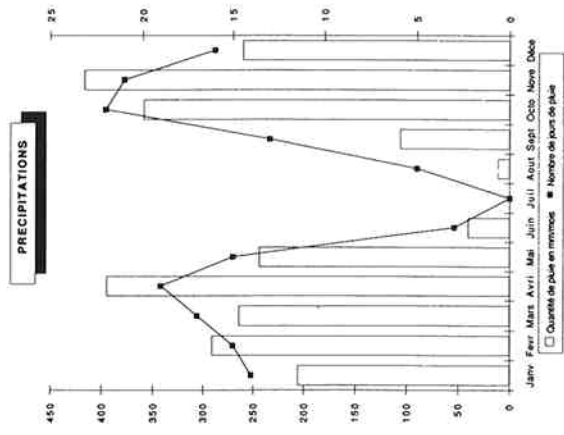
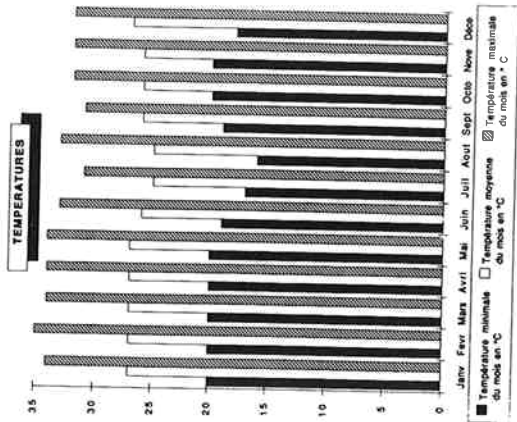


# DOUALA (CAMEROUN) - CLIMAT EQUATORIAL

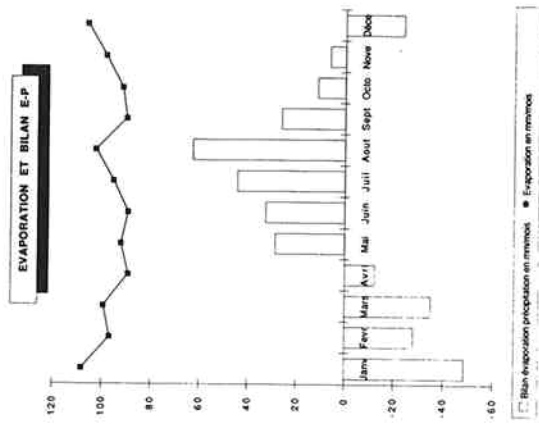
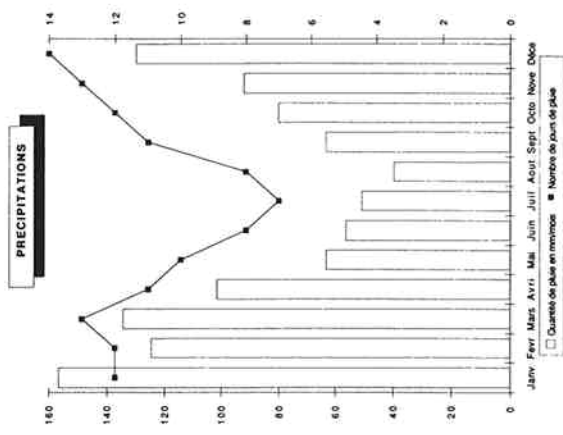
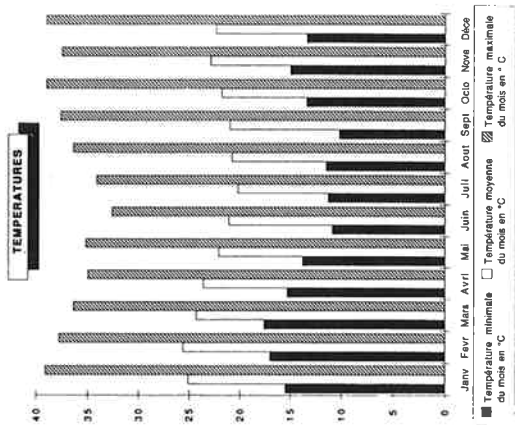




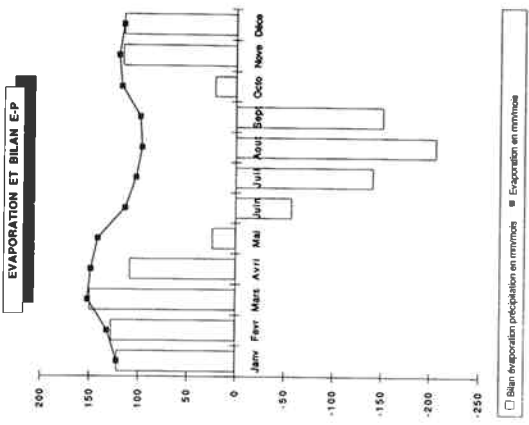
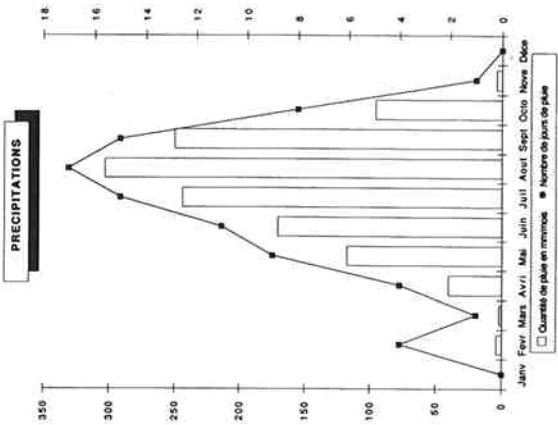
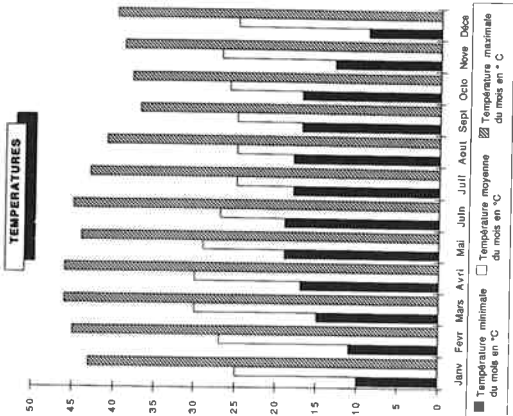
**LIBREVILLE (GABON) - CLIMAT EQUATORIAL**



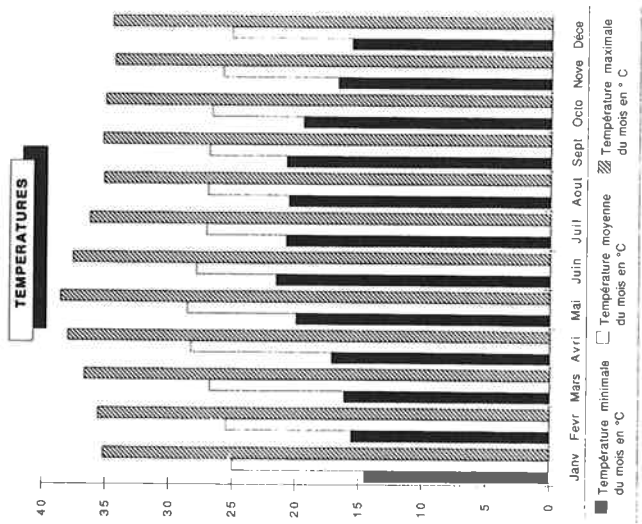
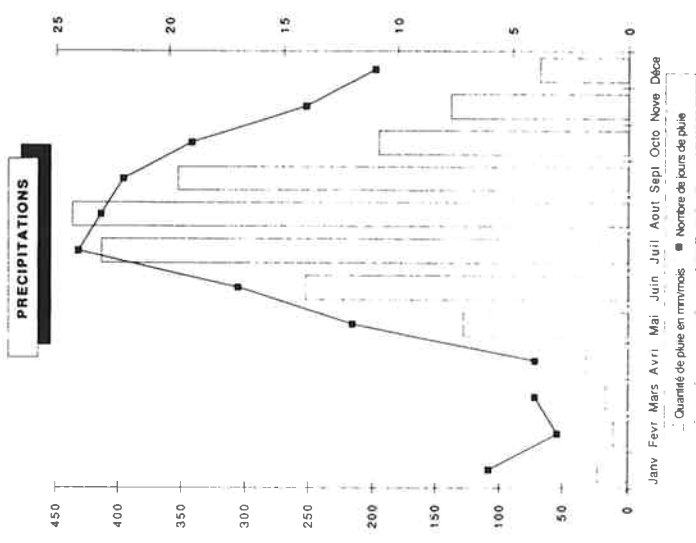
## RIO DE JANEIRO (BRÉSIL) - CLIMAT TROPICAL SEC



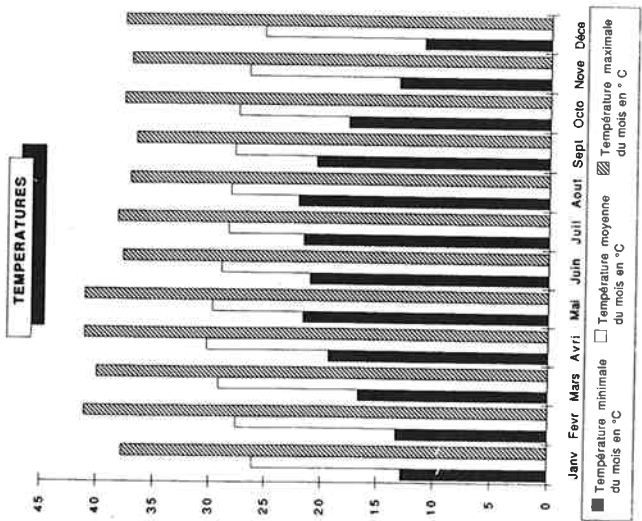
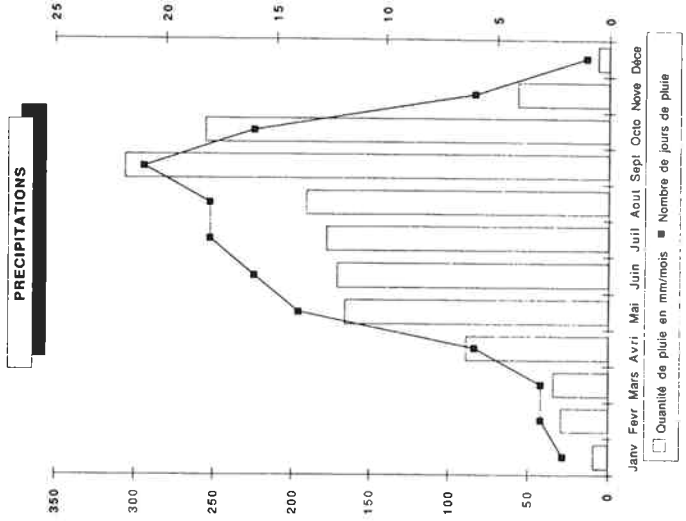
## MOUNDOU (TCHAD) - CLIMAT TROPICAL SEC



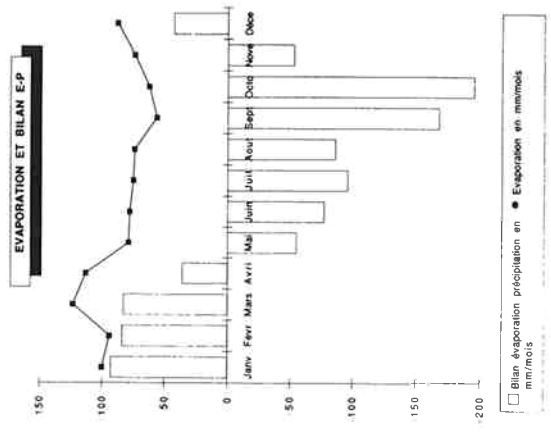
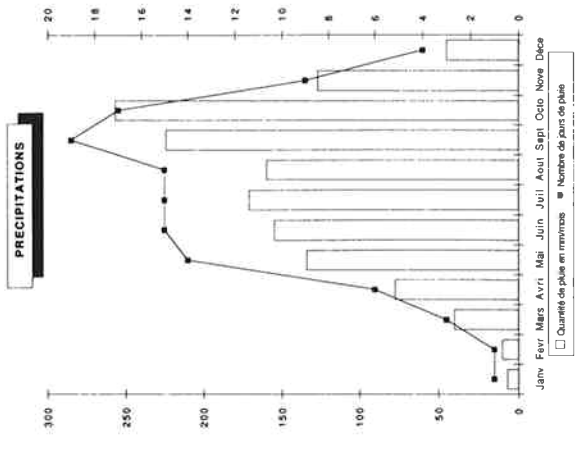
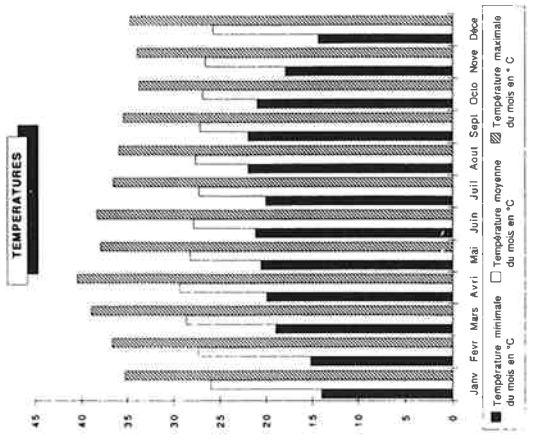
# MANILLE (PHILIPPINES) - CLIMAT TROPICAL HUMIDE



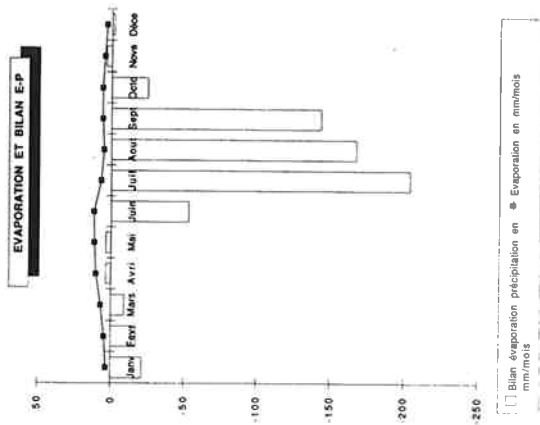
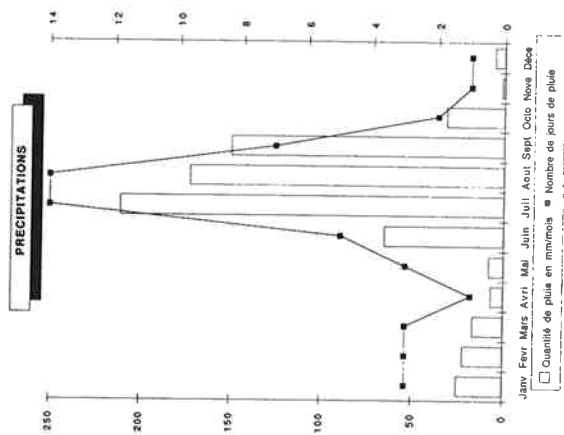
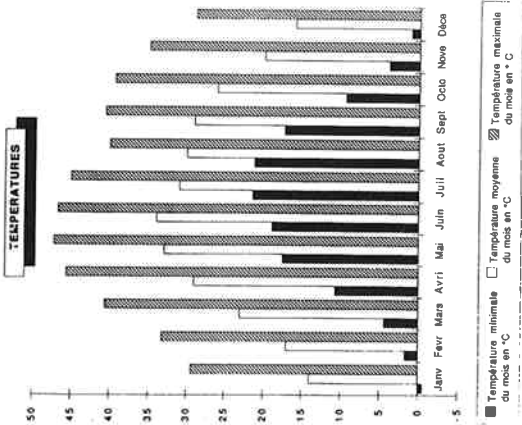
# BANGKOK (THAILANDE) - CLIMAT TROPICAL HUMIDE



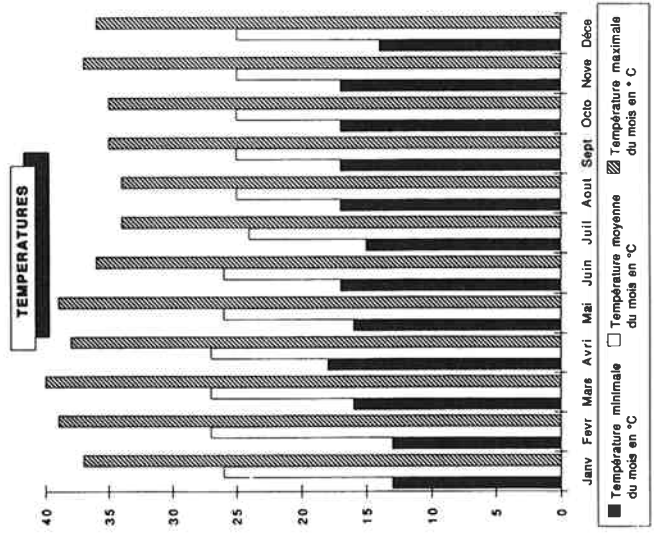
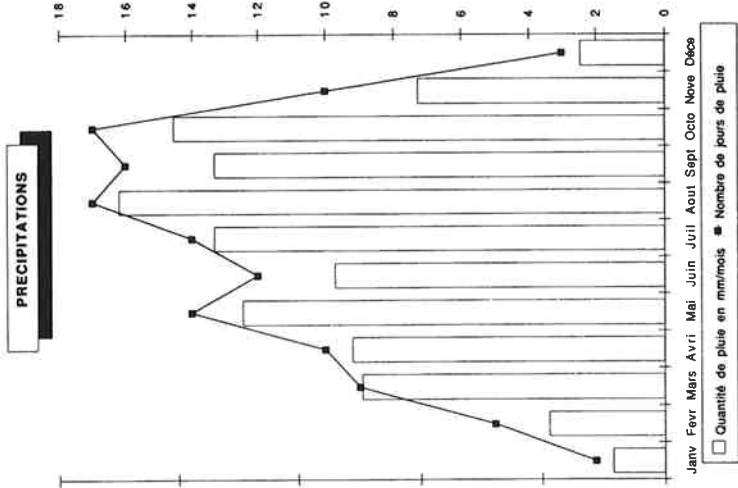
**PNOM PEN (CAMBODGE) - CLIMAT TROPICAL HUMIDE**



**NEW DELHI (INDE) - CLIMAT TROPICAL HUMIDE**

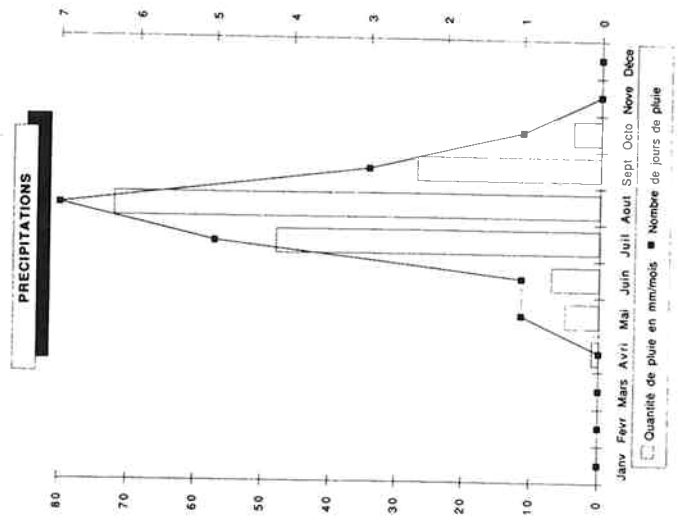
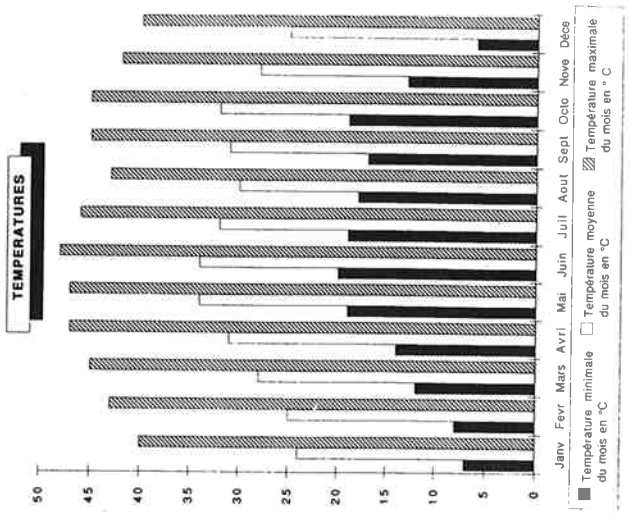


# BANGUI (RCA) - CLIMAT TROPICAL HUMIDE

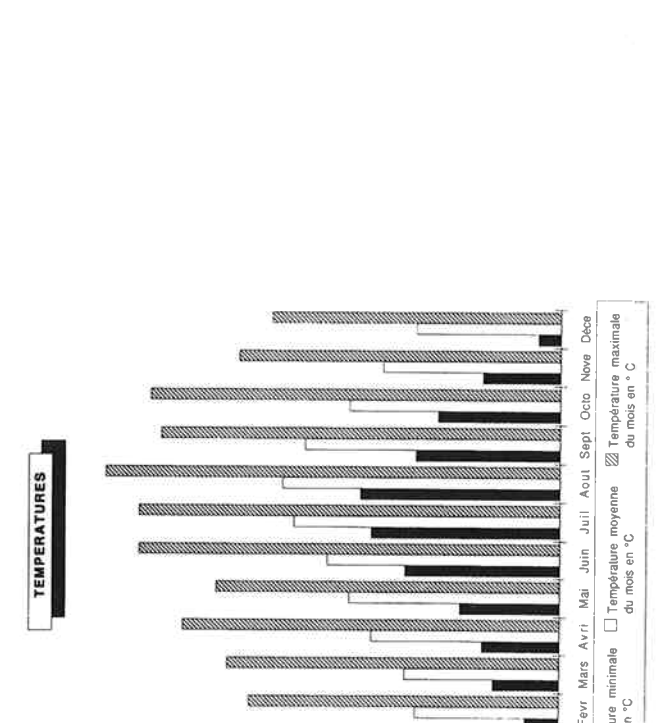
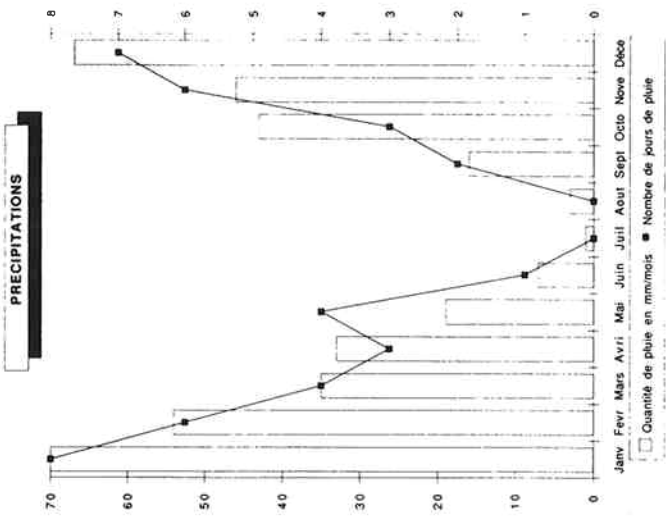




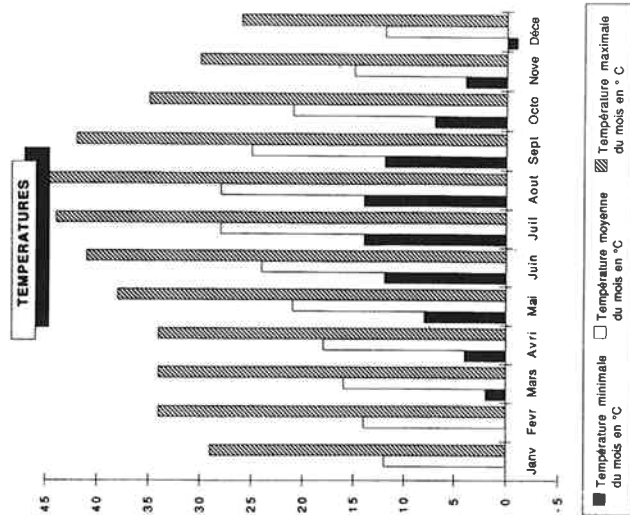
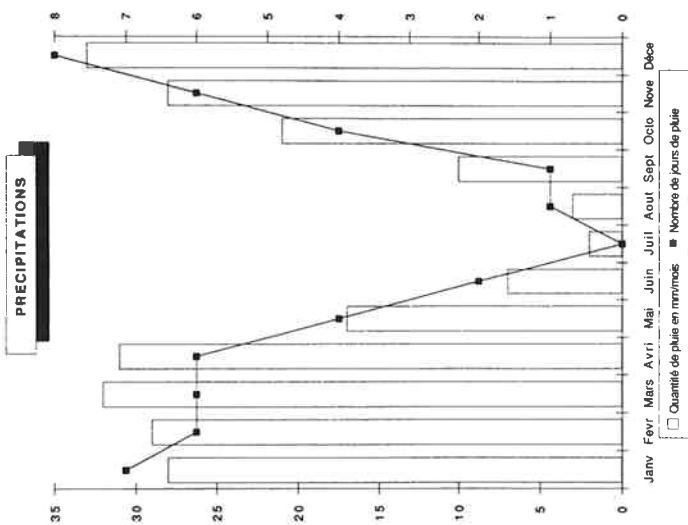
# KHARTOUM (SOUDAN) - CLIMAT DESERTIQUE



**ORAN (ALGERIE) - CLIMAT MEDITERRANEEN**



# MARRAKECH (MAROC) - CLIMAT MEDITERRANEEN



## **ANNEXE 2**

### **GEOTECHNIQUE DE BASE ET ESSAIS DE MATERIAUX**

#### **1. GEOTECHNIQUE ROUTIERE DE BASE**

##### **1.1. GENERALITES SUR LA GEOTECHNIQUE**

La géotechnique peut être définie comme l'étude des propriétés des sols et des roches dans leurs relations avec les ouvrages de Génie Civil.

La géotechnique routière s'applique plus particulièrement aux sols et aux roches en tant que supports et matériaux constitutifs des chaussées et de leurs dépendances. Il est indispensable que l'ingénieur routier possède des notions de base de géotechnique, ne serait-ce que pour dialoguer utilement avec les spécialistes de cette discipline : géologues, mécaniciens des sols et des roches, mécaniciens des chaussées, ingénieurs de laboratoire. La géotechnique couvre un vaste éventail de connaissances, de la minéralogie et de la résistance des matériaux jusqu'à la mécanique des engins de travaux publics.

L'objet de ce chapitre est de fournir des éléments sur la nature des sols et des roches et sur les essais permettant de les caractériser en géotechnique routière.

##### **1.2. SOLS ET ROCHES**

Il peut y avoir, dans un profil pédologique, passage graduel de la roche au sol. Une roche, de par sa genèse sous forte pression et/ou à haute température possède de fortes liaisons intergranulaires qui s'affaiblissent lorsqu'elle est placée dans des conditions thermodynamiques entraînant l'instabilité de ses constituants. Les phénomènes d'altération subis par la roche se traduisent par une hydrolyse *in situ* qui la transforme en sol meuble dont les éléments peuvent ensuite être remaniés, subir un transport plus ou moins important et être redéposés sur les pentes ou dans les dépressions.

En matière de Génie Civil, un sol se travaille à la pelle et une roche s'abat à l'explosif. Le matériau de consistance intermédiaire s'excave au ripper.

Géotechniquement, un sol meuble est constitué d'un assemblage de grains de différentes tailles plus ou moins liés entre eux grâce à des liaisons dues à la présence d'eau en films de faible épaisseur. On distingue :

- les sols pulvérulents dont les liaisons entre les grains sont nulles (absence de cohésion) ;
- les sols cohérents composés généralement de minces feuillets entre lesquels les liaisons électrochimiques assurent la cohésion.

On prélève, en vue des études ultérieures, soit des échantillons remaniés lorsque les sols doivent être manipulés par les engins, soit des échantillons intacts quand il s'agit de déterminer leurs caractéristiques intrinsèques.

### 1.3. L'EAU DANS LES SOLS

Le problème de l'eau dans les sols est fondamental. Elle s'y présente sous les formes suivantes :

- l'eau de constitution qui entre dans la composition chimique des minéraux constituant les feuillets argileux ;
- l'eau liée ou eau adsorbée constituant un film autour des grains ;
- l'eau interstitielle remplissant les pores du sol :
  - . l'eau capillaire ;
  - . l'eau libre.

L'eau interstitielle est sous forme d'eau libre lorsque le sol est saturé et baigne dans une nappe phréatique. Cette eau est soumise aux lois des écoulements hydrauliques.

L'eau interstitielle est sous forme d'eau capillaire au-dessus de la nappe. L'eau capillaire est en équilibre sous, d'une part l'action de la gravité et, d'autre part celle des forces de tension qui se développent à l'interface eau/air.

La pression interstitielle est considérée comme positive dans la nappe qui, éventuellement, baigne le sol et négative dans la frange capillaire.

L'écoulement de l'eau libre suit la loi de Darcy :  $V = Ki$   
où :

$V$  = vitesse d'écoulement

$i$  = gradient hydraulique

$K$  = coefficient de perméabilité

Il dépend de la valeur du coefficient de perméabilité des sols dont les ordres de grandeur sont les suivants :

Nature	Ordre de grandeur de $K$ en cm/s	Degré de perméabilité
Graviers moyens à gros	$10$ à $10^{-1}$	très élevé
Petits graviers, sable	$10^{-1}$ à $10^{-3}$	assez élevé
Sable très fin, sable limoneux, loess	$10^{-3}$ à $10^{-5}$	faible
Silt compact, argile silteuse	$10^{-5}$ à $10^{-7}$	très faible
Argile franche	$10^{-7}$ à $10^{-10}$	pratiquement imperméable

La perméabilité des sables à granulométrie uniforme peut être évaluée en utilisant la formule de Hazen :

$$K \text{ (cm/s)} = 125 (D_{10})^2$$

où  $D_{10}$  est le diamètre efficace des grains en centimètres. On appelle diamètre efficace le diamètre pour lequel 10 % des grains du sol sont de dimension inférieure à cette valeur.

Cette formule est très approchée car la perméabilité dépend, outre la granulométrie, de la forme des grains et de l'indice des vides du sol.

L'eau capillaire, dans les canalicules du sol situés au-dessus du niveau de la nappe phréatique, est en état de succion. La succion s'exprime par :

$$pF = \log h \text{ (h en cm)}$$

C'est la pression négative qu'il faut appliquer à l'eau pour la maintenir immobile lorsqu'elle se trouve en contact avec le sol qui l'attire. Elle est d'autant plus forte que le degré de saturation du sol est faible. On peut la mesurer au moyen d'un essai de laboratoire particulier.

L'ascension capillaire (h) est inversement proportionnelle à la dimension des canalicules existant dans le sol :

sables fins :..... 0 à  $10^2$  cm  
sables argileux : .....  $10^2$  à  $10^4$  cm  
argiles fines :.....  $10^4$  à  $10^5$  cm

#### 1.4. PRINCIPALES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOLS

On trouvera ci-après un recueil de définitions et de formules permettant de calculer les paramètres utilisés en géotechnique et les relations entre eux.

On adopte les notations suivantes :

$V_t$  = volume total  
 $V_s$  = volume occupé par les grains solides  
 $V_\omega$  = volume occupé par l'eau  
 $V_a$  = volume occupé par l'air  
 $V_v$  = volume total des vides =  $V_\omega + V_a$   
Avec :  $V_t = V_s + V_\omega + V_a$  (1)  
ou :  $V_t = V_s + V_v$

$P_s$  = le poids des grains solides contenus dans  $V_t$   
 $P_\omega$  = le poids de l'eau contenue dans  $V_t$ , le poids de l'air étant négligeable  
 $P_t$  = le poids total :  $P_t = P_s + P_\omega$  (2)

Teneur en eau Poids d'eau/poids de sol sec	$\omega$	$\frac{P\omega}{P_s} \times 100$ (3)	<b>Pourcentage</b> Sable : 2 à 15 % Limon : 10 à 30 % Argile moyenne à raide : 20 à 50 % Argile molle : 50 à 100 % Vase et tourbes : 80 à 300 %
Poids spécifique apparent	$\gamma$	$\frac{P\omega + P_s}{V_t}$ (4)	<b>kN/m<sup>3</sup></b> Sable = 18 Argile = 16 à 22 Tourbe = 15
Poids spécifique des grains solides	$\gamma_s$	$\frac{P_s}{V_s}$ (5)	<b>kN/m<sup>3</sup></b> Tous sols à l'exception des mine- rais et tourbes : $\gamma_s = 26$ à 30
Poids spécifique sec	$\gamma_d$	$\frac{P_s}{V_t}$	<b>kN/m<sup>3</sup></b> Sable : 14 à 18 Argile : 10 à 20 Tourbe : 3 à 10

### Formule

#### Calcul du poids spécifique sec $\gamma_d$

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_t}$$

$$\left\{ \gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega} \right. \quad (6)$$

or, d'après (4)

$$\gamma = \frac{P_s}{V_t} \left\{ \frac{P\omega}{P_s} + 1 \right\} = \gamma_d (\omega + 1)$$

$$\left\{ \gamma = \gamma_d (1 + \omega) \right. \quad (6 \text{ bis})$$



Indice des vides	e	$\frac{V_s + V\omega}{V_s} = \frac{V_v}{V_s}$	Sans dimension	
Volume des vides/ Volume des pleins			Sable : 0,5 à 1	limon : 0,4 à 1
			Argile compacte : 0,3 à 0,5	Argile moyenne : 0,5 à 1
			Argile molle, vase : 1 à 4	

### Calcul de l'indice des vides e

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t - V_s}{V_s} = \frac{\frac{V_t}{\rho_s} - \frac{V_s}{\rho_s}}{\frac{V_s}{\rho_s}} = \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \quad (e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1) \quad (7)$$

Porosité	n	$\frac{V_v}{V_t}$	Sans dimension	
Volume vide/ Volume total				

### Calcul de la porosité

$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_v}{V_v + V_s} = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_v}{V_s} + 1} = \frac{e}{e + 1} \quad (n = \frac{e}{e + 1}) \quad (8)$$

de même

$$\left\{ e = \frac{n}{1 - n} \quad (8 \text{ bis}) \right.$$

<p><b>Teneur en eau de saturation</b></p> <p>Pour un sol de poids spécifique sec donné, c'est la teneur en eau nécessaire pour avoir <math>S = 100\%</math> de saturation. (le volume des vides est alors égal au volume d'eau)</p>	$\omega \text{ sat}$	$V_a = 0$	<p>Observation : pour avoir <math>\omega &gt; \omega \text{ sat}</math> il faut provoquer un gonflement du sol</p>
		<p>il n'y a pas d'air dans le sol</p>	

### Calcul de la teneur en eau de saturation $\omega \text{ sat}$

$$\omega \text{ sat} = \frac{P\omega}{P_s} = \frac{V\omega\gamma\omega}{P_s} \quad (\gamma\omega = \text{poids spécifique de l'eau})$$

comme :

$$V_a = 0, \omega \text{ sat} = \gamma\omega \left\{ \frac{V_t - V_s}{P_s} \right\} = \gamma\omega \left\{ \frac{V_t}{P_s} - \frac{V_s}{P_s} \right\}$$

$$\omega \text{ sat} = \gamma\omega \left\{ \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right\} \quad (9)$$

$$\text{si } \omega \text{ en } \% \} \omega \text{ sat} = \gamma\omega \left\{ \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right\} 100$$

<p><b>Degré de saturation</b></p> <p>Volume d'eau/volume total occupé par les vides</p>	$S$	$\frac{V\omega}{V_a} \times 100$	<p><b>Pourcentage</b></p> <p>0 à 100% selon l'état d'humidité</p>
---	-----	----------------------------------	---

### Calcul du degré de saturation $S$

$$S = \frac{V\omega}{V_v} = \frac{\frac{V\omega \cdot \gamma \omega}{P_s}}{\frac{V_v \cdot \gamma \omega}{P_s}} = \frac{\frac{P\omega}{P_s}}{\frac{P\omega \text{ sat}}{P_s}} = \frac{\omega}{\omega \text{ sat}} \quad (S = \frac{\omega}{\omega \text{ sat}} \quad (10))$$

<b>Poids spécifique saturé</b> Poids spécifique apparent du sol saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	$\frac{P_s + P\omega}{V_t}$ avec $V_a=0$	<b>kN/m<sup>3</sup></b> Sauf pour vases et tourbes : $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ à } 22$
---	-----------------------	---	---

### Calcul du poids spécifique saturé $\gamma$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d (1 + \omega \text{ sat}) \quad (6 \text{ bis})$$

Compte tenu de (9)

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d + \gamma_d \gamma\omega \left\{ \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right\}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d + \gamma\omega - \frac{\gamma_d \gamma\omega}{\gamma_s} = \quad (11)$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d \left\{ 1 - \frac{\gamma\omega}{\gamma_s} \right\} + \gamma\omega : \quad (11 \text{ bis})$$

<b>Poids spécifique déjàugé</b> ou poids spécifique immergé	$\gamma'$	$\gamma_{\text{sat}} - \gamma\omega$	<b>kN/m<sup>3</sup></b> Avec $\gamma\omega =$ poids spécifique de l'eau, soit : $\gamma\omega \cong 10$ sauf pour vases et tourbes $\gamma' = 9 \text{ à } 12$
--	-----------	--------------------------------------	---

### Calcul du poids spécifique immergé

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma\omega \quad (12)$$

$$\gamma' = \gamma_d \left\{ 1 - \frac{\gamma\omega}{\gamma_s} \right\} \quad (12 \text{ bis})$$

<b>Sol saturé</b> Tous les vides sont remplis d'eau	$V_a = 0$	$S = 100 \%$
--	-----------	--------------

Densité relative des sables	D <sub>r</sub>	Dr =	Pourcentage
Avec : $\gamma_{min}$ et $\gamma_{max}$ poids spécifiques secs minimum et maximum du sol mesurés à l'aide d'essais normalisés, Norme A.S.T.M. D2049 (69) ( $e_{min}$ : indice des vides correspondant à $\gamma_d$ max)	D <sub>r</sub>	$\frac{e - e_{min}}{e_{max} - e_{min}} 100$	Sable très lâche : 0 à 15 % Sable lâche : 15 à 35 % Sable moyen : 35 à 65 % Sable dense : 65 à 85 % Sable très dense : 86 à 100 %

$$D_r = \frac{\gamma_d \max}{\gamma_d} \cdot \frac{\gamma_d - \gamma_d \min}{\gamma_d \max - \gamma_d \min}$$

## 2. ESSAIS DE LABORATOIRE

### 2.1. GENERALITES

Un essai, selon la normalisation française, est une "opération technique" consistant à déterminer les caractéristiques et/ou les performances d'un "produit", le "produit" étant "toute substance naturelle ou manufacturée, matériau, objet, machine, appareil ou mécanisme ayant sa finalité propre".

La reproductibilité des essais est rendue possible par la normalisation de modes opératoires spéciaux. Les procès verbaux donnent les résultats bruts des essais que les laboratoires assortissent généralement d'un commentaire. Il est important de noter qu' "un essai isolé ne prouve rien" et qu'il convient donc d'être prudent dans l'interprétation de ses résultats et dans les conclusions qu'on prétend en tirer.

### 2.2. ESSAIS D'IDENTIFICATION DES SOLS

Le but de l'identification des sols est de les grouper en familles à caractéristiques géomécaniques voisines et ayant un comportement similaire en réaction aux sollicitations extérieures.

Quelques unes des classifications des sols utilisées sont données en annexe 4.

**L'identification visuelle** du sol décrit les caractéristiques appréciables à l'œil : dénomination, aspect, couleur, consistance... Elle est suivie d'une série d'essais dont les principaux sont les suivants :

**2.2.1. Teneur en eau** exprimée en pourcentage par rapport au poids sec du sol.

**2.2.2. Analyse granulométrique** (NFP 18 560 et NFP 18 304) qui détermine les proportions rapportées au poids sec du sol en fractions classées par dimension des grains. La courbe granulométrique est tracée dans un diagramme semi-logarithmique (cf courbes suivantes).

**2.2.3. Analyse sédimentométrique** (FDX 11 680)

Elle est appliquée aux fractions très fines des sols (< 100 microns) pour étudier la répartition des grains. On mesure la vitesse de sédimentation dans l'eau et on applique la loi de STOKES. Les méthodes classiques d'analyse granulométrique par tamisage à sec ou sous l'eau, sont maintenant complétées par l'observation d'un rayonnement électromagnétique traversant l'échantillon et le granulomètre à laser.

**2.2.4. Détermination de la masse volumique absolue des fines** (NFP 18 558)

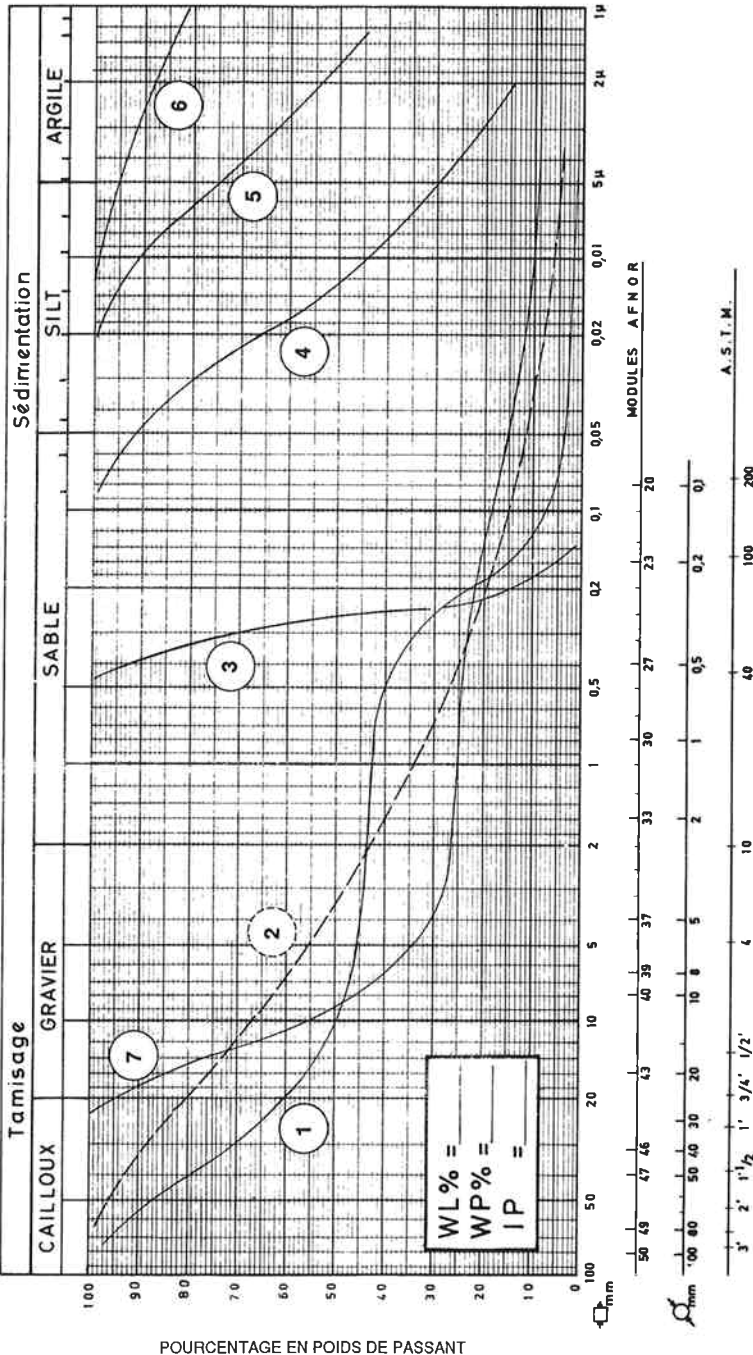
Lavées sur un tamis de 0,08 mm, puis séchées, les fines refroidies en dessiccateur sont pesées (à 0,001 g près) dans un pycnomètre dont le volume est complété avec de l'eau après immersion et désaération des fines agitées sous vide.

**2.2.5. Mise en évidence des matières organiques par colorimétrie** (NFP 18 586)

Séchée à 50°C puis pesée (à 1 g près), la prise d'essai est placée dans une fiole. Après addition d'une solution de soude, agitation et repos de 24 h dans l'obscurité ; la coloration du liquide surnageant au-dessus du sable doit être moins foncée que celle d'une solution témoin.

# ANALYSE GRANULOMETRIQUE

- 1 - Alluvions grossières
- 2 - Arène granitique
- 3 - Sable
- 4 - Limon argileux
- 5 - Argile plastique
- 6 - Bentonite
- 7 - Gravelleux latéritiques



POURCENTAGE EN POIDS DE PASSANT

EXEMPLES DE COURBES GRANULOMETRIQUES

### 2.2.6. Essai au bleu de méthylène (NFP 18 595 et NFP 18 592)

On mesure la "valeur au bleu", c'est à dire la quantité de bleu de méthylène absorbée pour 100 g de fines.

Cet essai renseigne sur le caractère argileux des fines présentes dans un sol. Il est complémentaire de l'équivalent de sable.

### 2.2.7. Equivalent de sable (NFP 18 598)

Il est effectué sur des sols non plastiques et permet d'apprécier la propreté des sables. On procède aussi à l'équivalent de sable à 10 % de fines qui consiste à déterminer la quantité de sable correcteur qu'il faut ajouter à un sable 0/2 mm pour ramener sa teneur en fines à 10 %.

### 2.2.8. Mesure des masses volumiques, coefficient d'absorption et teneur en eau des sables (NFP 18 555)

De masse initiale M (à 0,1 g près), le sable séché puis refroidi (masse Ms) est immergé dans l'eau à 20°C pendant 24 h puis séché à l'air chaud dans des conditions normalisées (masse Ma de l'échantillon à l'état imbibé, à surface sèche). Il est alors introduit à 20°C dans un pycnomètre dont le volume, déterminé à 0,1 cm<sup>3</sup> près, est complété avec de l'eau. On mesure ainsi, M'a masse dans l'eau de l'échantillon imbibé. Si M'1 est la masse du pycnomètre, de l'échantillon et de l'eau, et M'2 celle du pycnomètre plein d'eau :  
 $M'a = M'1 - M'2$

$Ma - Ms =$  volume de l'eau absorbée

On en déduit :

- masse volumique réelle :  $\rho r = \frac{Ms}{Ma - M'a}$

- coefficient d'absorption d'eau : (%)  
 $A_b = \frac{Ma - Ms}{Ms} 100$

- masse volumique réelle imbibée :  $\rho ri = \frac{Ma}{Ma - M'a}$

- teneur en eau :  $\omega = 100 \frac{M - Ms}{Ms}$

### 2.2.9. Mesure du coefficient de friabilité des sables (NFP 18 576)

On mesure l'évolution granulométrique des sables 0,1/2 mm en soumettant 500 g de matériau à 1500 tours du cylindre de l'essai MICRO- DEVAL chargé de 2,5 litres d'eau et d'une charge abrasive de 2,5 kg de billes d'acier de 10, 18 et 30 mm de diamètre.

$$\text{Le coefficient de friabilité est défini par : } P_s = \frac{100 - M'}{500}$$

m' étant la masse de fines passant au tamis 0,05 mm produite pendant l'essai.

### 2.2.10. Limites d'ATTERBERG (ME 19 - LCPC)

Les états physiques d'un sol sont caractérisés par des seuils de teneur en eau qui permettent d'en différencier les consistances : solide, friable, élastique et liquide. On détermine ainsi la limite de liquidité (LL), la limite de plasticité (LP), la limite de retrait (LR)<sup>(1)</sup>. L'indice de plasticité définit l'étendue de la phase plastique (IP = LL - LP). Dans les pays à saison sèche très marquée, il y a du retrait à craindre lorsque la teneur en eau varie d'une valeur supérieure à la limite de retrait par saturation à une valeur égale ou inférieure par assèchement du sol. Les limites d'ATTERBERG se mesurent sur la fraction du sol, dite mortier, passant au tamis de 0,42 mm (ASTM n° 40).

## 2.3. ESSAIS DE COMPACTAGE

La densité maximale d'un sol est obtenue pour une énergie de compactage donnée à une certaine teneur en eau dite optimale. Ces données se déterminent quand les sols s'y prêtent, c'est-à-dire si la taille maximale de leurs éléments n'est pas supérieure à 20 mm, au moyen de l'essai PROCTOR. On opère soit à l'énergie Proctor normal, soit à l'énergie Proctor modifié (voir chapitre 6.3 **Tome II**) et en utilisant des moules adaptés aux sols fins (Moule Proctor) ou des moules CBR (sols grossiers). Lorsque les sols grossiers contiennent des éléments supérieurs à 20 mm dans une proportion n'excédant pas 25 %, on procède à des corrections de teneur en eau et de densité sèche au moyen de formules de correction.

En même temps que la courbe Proctor, on trace sur le même diagramme

$$\gamma_d/\omega \text{ la courbe de saturation du sol : } \frac{\omega}{\gamma \omega} = \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \quad (\text{cf. formule 9}).$$

---

(1) ou encore :  $w_L$   $w_P$   $w_R$



L'essai Proctor classique rend mal compte du compactage dynamique obtenu au moyen des compacteurs vibrants sur les matériaux grenus. Le vibrocompactage en laboratoire permet alors une meilleure approche des conditions du chantier.

Une courbe Proctor "plate" est révélatrice d'un sol peu sensible aux variations de teneur en eau, contrairement à un sol à courbe "pointue" pour lequel il est impératif de bien maîtriser l'humidification.

Devant la lenteur de ces essais et leur signification parfois douteuse, on tend à définir les opérations de compactage par des méthodes globales telle que celle dite du Q/S (cf **Tome II** chapitre 6.3.), mais il faut alors bien connaître les comportements des sols et avoir procédé à des chantiers expérimentaux permettant de fixer les règles d'utilisation des engins en fonction des conditions météorologiques et des résultats que l'on veut obtenir.

#### 2.4. ESSAIS DE PORTANCE

L'essai CBR (Californian Bearing Ratio - S 16 - ASTM D 3668 et D 1883) demeure l'essai de base des laboratoires routiers. Il consiste à mouler un sol dans différentes conditions de compacité et de teneur en eau, et à le poinçonner à vitesse constante sous une presse à sa teneur en eau de mise en œuvre ou après immersion. La règle générale est de le maintenir 4 jours en immersion, mais cette durée peut être modifiée en plus ou en moins selon les conditions réelles d'environnement du matériau en service.

Comme pour l'essai Proctor, l'essai CBR se réalise sur des sols 0/20mm. On continue à substituer l'équivalent en poids dans la fraction supérieure à 20 mm (si elle reste inférieure à 25 %) par une fraction granulométriques 5/20 mm provenant du même matériau.

En plaçant des comparateurs sur le moule CBR en immersion, on mesure le gonflement éventuel des sols fins.

L'indice CBR est déterminé par rapport à un matériau concassé de référence qui, par définition, a un CBR de 100 %.

Pour le dimensionnement des chaussées, on retient le CBR correspondant à un certain taux de compacité, en général 95 % de la densité maximale du Proctor modifié.

Les essais décrits ci-dessus sont effectués sur les sols remaniés, ceux sur échantillons intacts servant soit à l'estimation des tassements sous remblais (essai à l'oedomètre), soit à définir les conditions de stabilité des talus et à calculer les fondations d'ouvrages d'art (essais à la boîte de cisaillement ou à l'appareil de compression triaxiale).

## 2.5. ESSAIS SUR GRANULATS

La qualité des roches concassées ou des graves semi-concassées est appréciée au moyen d'essais normalisés caractérisant leur granulométrie, leur propreté, leur forme, leur difficulté de concassage, leur abrasivité, leur résistance à l'usure et à l'attrition, leur altérabilité, leur porosité, leur affinité pour les liants, leurs caractéristiques de glissance.

Les principaux essais effectués sur les granulats sont succinctement décrits ci-après.

### 2.5.1. Mesure des masses volumiques, porosité, coefficient d'absorption et teneur en eau des gravillons et des cailloux

Lavé sur un tamis de 4 mm puis séché, le gravillon refroidi (masse  $M_s$ ) est immergé dans l'eau à 20°C pendant 24 h puis épongé et pesé (masse  $M_a$  au g près) dans l'air avant de l'être dans l'eau (masse  $M'a$ ) (cf. mesures pour le sable 2.2.8.).

On obtient ainsi les masses volumiques réelle ( $\rho_r$ ), imbibée ( $\rho_{ri}$ ) et le coefficient d'absorption  $Ab$ .

2.5.2. Porosité  $n$  : s'obtient de façon analogue en soumettant l'échantillon à une absorption sous vide dans des conditions normalisées

$$\rho_r = \frac{M_s}{M_a - M'a} \quad \rho_{ri} = \frac{M_a}{M_a - M'a}$$

$$\frac{Ab}{100} = \frac{M_a - M_s}{M_s} \quad n = \frac{M_a - M_s}{M_a - M'a} 100$$

### **2.5.3. Mesure du coefficient d'aplatissement (sur granulats de 4 à 50 mm) (NFP 18 561)**

Séchée et pesée (masse M), la prise d'essai est d'abord divisée en classes granulaires d/D (avec D = 1,25d), suivant leur grosseur G, par tamisage sur tamis à mailles carrées.

Chacune de ces classes est à son tour passée sur une grille à fentes parallèles d'écartement d/1,58.

Le coefficient d'aplatissement A d'une classe correspond au passant Me du tamisage sur la grille à fentes correspondante (en %).

$$\frac{A}{100} = \frac{Me}{M}$$

### **2.5.4. Essai d'usure Micro-Deval (de résistance à l'usure en présence d'eau) (NFP 18 572)**

Cas d'un gravillon compris entre 4 et 14 mm :

Lavée, séchée et pesée (à 1 g près), la prise d'essai (500 +/- 2 g) est introduite dans un cylindre normalisé avec une charge de billes d'acier (2000, 4000 ou 5000 g selon la granularité), et 2,5 litres d'eau. Après 12000 rotations (2 heures), le matériau est lavé sur un tamis de 1,6 mm, séché et le refus est pesé (masse m').

$$\frac{MDE}{100} = \frac{500 - m'}{500}$$

### **2.5.5. Essai Los Angeles (de résistance à la fragmentation par chocs) (NFP 18 573)**

Tamisée sur chacun des tamis de la classe granulaire choisie, lavée, séchée et pesée (à 1 g près), la prise d'essai (5 000 +/- 5 g) est placée dans un tambour avec une charge de boulets appropriée. Entraînés durant 500 tours par la tablette en acier, ces boulets retombent avec le matériau qu'ils fragmentent. Ce dernier est ensuite lavé sur un tamis de 1,6 mm, séché et le passant est pesé (masse m).

$$\frac{La}{100} = \frac{m}{5000}$$

### **2.5.6. Essais de fragmentation dynamique (NFP 18 574)**

Placée dans un moule cylindrique en acier reposant sur un socle lourd, la prise d'essai (350 g) (de classe 4/6,3 - 6,3/10 ou 10/14) reçoit un nombre de coups (16, 22 ou 28) d'une masse de 17 kg tombant d'une hauteur de 0,40 m. La masse sèche passant au tamis de 1,6 mm est m.

$$\frac{FD}{100} = \frac{m}{350}$$

$F_D$ : coefficient de fragmentation dynamique

### **2.5.7. Mesure du coefficient de polissage accéléré des gravillons (polissage sous trafic) (NFP 18 575)**

4 éprouvettes constituées chacune d'une couche de gravillons liés à plat par un mortier, sont fixées en même temps qu'un matériau de référence, à la périphérie d'une roue au contact de laquelle vient un bandage pneumatique chargé. Après deux cycles successifs de rotation sous courant d'eau et d'abrasif grossier puis fin, les éprouvettes mouillées sont soumises, à une mesure de frottement sous un patin de caoutchouc placé à l'extrémité du bras d'un pendule. Lâché à partir de la position horizontale, ce bras dépasse d'autant plus sa verticale que le frottement est plus faible. Son cadran est gradué en coefficient de frottement.

### **2.5.8. Résistance à la désagrégation par la méthode de cristallisation des sulfates (NFP 18 594)**

Cet essai permet d'apprécier l'altérabilité des roches placées dans des conditions agressives. On immerge 100 g à 7000 g selon les classes granulométriques de matériau, dans une solution saturée à base de sulfate de sodium ou de magnésium pendant 5 à 10 cycles d'immersion-séchage, et on détermine la perte de poids à l'issue de l'opération.

### **2.5.9. Essais d'adhésivité liants bitumineux - granulats**

Les principaux essais pratiqués pour apprécier l'adhésivité bitume - granulats sont récapitulés dans le tableau ci-après. On exécute un essai complémentaire, dit **essai TWIT** (Total Water Immersion Test) qui permet de caractériser l'efficacité d'un dope sur l'adhésivité des gravillons traités par le produit après mouillage sous l'eau et égouttage, et maintenus après enrobage au liant en immersion sous l'eau. Le pourcentage de surface enrobée par le liant est noté au bout de 3 et 24 h ou 1 à 3 h selon que la cure a été opérée à la température ambiante ou à 40°C.

### **2.6. ESSAIS SUR MELANGES LIANTS-GRANULATS**

La mise au point de formules de mélanges liants-matériaux est effectuée au laboratoire. On confectionne à plusieurs dosages de liant les éprouvettes dont on teste les performances mécaniques grâce à des essais adaptés à la nature des mélanges.

## AFFINITE LIANT - GRANULATS

Essais sur le couple liant granulats	Résultats des essais	Suite à donner	Essais de contrôle de la technique d'adhésivité retenue
ESSAI DE TENUE D'UN FILM DE LIANT EN PRESENCE D'EAU (L.C.P.C.)	<p>≥ 90 à 20°C et ≥ 75 à 60°C</p> <p>&lt; 90 à 20°C et/ou &lt; 75 à 60°C (l'adhésivité passive n'est pas satisfaisante)</p>	<p>Effectuer l'essai d'adhésion globale à la plaque VIALIT - granulats secs</p> <p>Dopage dans la masse</p> <p>Dopage d'interface</p> <p>Pré-enrobage - Prétraitement</p>	<p>Essai de tenue d'un film de liant en présence d'eau (LCPC) + essai d'adhésion globale à la plaque VIALIT (granulats secs)</p> <p>Essai d'adhésion à la plaque VIALIT - granulats humides - compte tenu du traitement ci-contre</p>
ESSAI D'ADHESION GLOBALE A LA PLAQUE VIALIT (granulats secs)	<p>≥ 80</p> <p>&lt; 80</p> <p>(l'adhésion globale n'est pas satisfaisante)</p>	<p>Acceptation</p> <p>Lavage</p> <p>Prétraitement</p> <p>Pré-enrobage</p>	<p>Essai d'adhésion globale à la plaque VIALIT compte tenu du traitement ci-contre</p>
ESSAI D'ADHESIVITE ACTIVE A LA PLAQUE VIALIT (granulats humides)	<p>≥ 90</p> <p>&lt; 90</p>	<p>Acceptation</p> <p>Lavage ou autre traitement de nature différente de celui qui a précédé l'essai à la plaque VIALIT (granulats humides)</p>	<p>Essai d'adhésion globale à la plaque VIALIT (granulats humides) compte tenu du traitement ci-contre</p>

1) Si les granulats du chantier sont secs : a, b

2) Si les granulats du chantier sont humides : a, b, c

- a) Adhésion globale (VIALIT sec)
- b) Adhésivité passive (tenue d'un filler ...)
- c) Adhésivité active (VIALIT humide)

### 2.6.1. Matériaux traités aux liants hydrauliques

Après avoir défini les conditions optimales de compactage du matériau de base par l'essai Proctor (teneur en eau - densité sèche), on moule les éprouvettes à des teneurs en liant croissantes et on les compacte avec les moyens usuels (dame Proctor) ou au vibro compacteur de laboratoire. Il faut préparer un nombre suffisant d'éprouvettes (généralement 3 par type d'essai et on prend la moyenne) pour pouvoir, après cure et immersion, les soumettre aux essais de compression simple, de traction directe ou par fendage (essai brésilien) ou par flexion.

On obtient ainsi la résistance à la compression, à la traction et en flexion au premier chargement des mélanges. La dimension des moules est 16 x 32 cm pour les matériaux grossiers et soit le moule Proctor, soit des éprouvettes de diamètre 50 mm hauteur 100 mm.

Les contraintes des matériaux traités en service doivent rester, compte-tenu de l'effet répétitif des charges, inférieures à un certain pourcentage des résistances au premier chargement obtenues au laboratoire.

On apprécie la résistance en fatigue au moyen d'essais spéciaux. On peut effectuer des essais de chargement cycliques à l'oedomètre et au triaxial dynamique, ou procéder aux essais de fatigue mis au point par le LCPC qui consistent à soumettre 47 éprouvettes semi-prismatiques de 45 cm de hauteur conservées 60 à 90 jours et moulées par vibrocompression à des cycles de 50 Hz en flexion alternée à effort imposé constant. Il faut environ 2 tonnes de matériaux pour réaliser ces essais.

Les essais permettent de contrôler a posteriori le dosage en chaux ou en ciment des mélanges.

#### - Teneur en ciment

##### *méthode thermométrique*

Elle consiste à relever l'élévation de température que provoque l'action de l'acide chlorhydrique sur la grave, à condition que celle-ci ne soit pas calcaire.

##### *méthode chimique*

Elle consiste à doser l'excès d'acide chlorhydrique résultant de sa réaction avec le mélange. On le neutralise par une solution de soude en présence d'un indicateur coloré.

- Teneur en chaux  
500 g de mélange sol-chaux sont brassés dans 2 litres d'une solution de saccharose. On dose le saccharate formé en déterminant, après étalonnage, la quantité d'une solution d'acide borique nécessaire pour atteindre le pH de 10,5.

## **2.6.2. Matériaux traités aux liants hydrocarbonés**

### **2.6.2.1. Essais sur liants**

Les liants bitumineux sont caractérisés au laboratoire au moyen de plusieurs essais normalisés :

- Point d'éclair et point de feu en vase ouvert (NF T 60118) qui donne la température d'inflammation des vapeurs de bitume ;
- Pénétrabilité à l'aiguille (NF T 66004) qui mesure la pénétration d'une aiguille normalisée dans le liant à la température de 25°C ;
- Point de ramollissement dite température bille et anneau (TBA) (NF T 66008). C'est la température à laquelle une bille traverse un anneau de bitume ramolli par une augmentation progressive de température.

D'autres essais normalisés concernent la distillation des bitumes fluidifiés ou fluxés, la détermination de leur pseudoviscosité et de leur point d'éclair en vase clos, la détermination de la ductibilité, de la densité relative, de la perte de masse au chauffage, de la solubilité, de la teneur en paraffine des produits bitumineux ; les émulsions sont étudiées au moyen d'essais d'homogénéité par tamisage, d'indice de rupture, d'adhésivité, de pseudo-viscosité, de détermination du signe de charge des particules, de stabilité au stockage par décantation, de détermination de la teneur en eau, de la stabilité au ciment...

Les formulations des mélanges sont étudiées au moyen d'essais bien connus adaptés à la granulométrie des matériaux.

### **2.6.2.2. Essais Hubbard Field (ASTM D 1138 - AASHTO T 169.55)**

Ils ne sont applicables qu'aux matériaux fins (sable bitume). 100 % des matériaux doivent passer au tamis n°4 (5 mm) et 65 % au moins au tamis n°10 (2 mm). On prépare des briquettes de 2 pouces de diamètre (50,8 mm) sur 1 pouce de hauteur qu'on chauffe à 18°C et à 60°C, et qu'on pousse à travers un orifice de 1,75 pouces à la vitesse de 2,4 pouces/mn.

La stabilité Hubbard Field (en kg) est la force qu'il faut exercer pour provoquer le fluage de l'éprouvette. On calcule la densité apparente et la densité vraie, le pourcentage de vides résiduels, la compacité de l'éprouvette.



On retient pour les confronter aux spécifications, la stabilité Hubbard Field à 60°C avant et après immersion et à 18°C, après semi-immersion de 7 jours, le gonflement maximal, l'absorption maximale d'eau et le pourcentage de vides.

### 2.6.2.3. Essais Marshall (LCPC - MO <sup>(1)</sup> RE E 2)

Moulées par compactage à 25, 50 et 75 coups selon un processus analogue à celui de l'essai Proctor, les éprouvettes, portées à la température de 60 +/- 5°C, sont semi frettées entre deux mâchoires semi-cylindriques puis écrasées par compression diamétrale sous une presse à la vitesse d'avancement constante de 0,846 mm/s.

La "stabilité Marshall" est égale à l'effort maximal enregistré. Le "fluage Marshall" est la valeur en 1/10e de mm, de l'affaissement de l'éprouvette au moment de la rupture.

L'essai est pratiqué sur des matériaux dont la taille maximale des éléments doit être inférieure à 14 mm. On confectionne 8 éprouvettes de 63,5 mm de hauteur pesant chacune 1200 g.

On prend en compte la stabilité Marshall en kg, la compacité et le fluage du matériau.

L'essai Marshall est réalisé souvent en complément de l'essai Duriez et pour des mélanges à faible frottement interne.

On peut, comme pour l'essai Hubbard Field, procéder à l'écrasement des éprouvettes sous une presse CBR.

### 2.6.2.4. Essai LCPC - DURIEZ (LCPC ME n°14)

L'essai Duriez normal est effectué sur les matériaux de taille maximale 14 mm (éprouvette de 8 cm de diamètre pour 1 kg de matériaux) alors que l'essai Duriez "dilaté" est destiné aux matériaux plus grossiers, jusqu'à 31,5 mm (12 cm de diamètre pour 3,5 kg de matériaux).

Préparé dans un malaxeur, l'enrobé sert à la confection d'éprouvettes qui sont moulées sous presse puis conservées 7 jours à 18°C, les unes en enceinte à 50 % d'hygrométrie, les autres immergées. Elles sont ensuite écrasées sous une presse munie d'un enregistreur à la vitesse d'avancement constante de

---

(1) On trouvera à la fin de la présente annexe les listes des Méthodes d'Essais (ME), Projets de Méthodes d'Essais (PME) et Modes Opératoires d'Essais (MO) recommandés ou édités par le LCPC.

1 mm/s, force 60 KN pour le normal, 180 KN pour le dilaté. R et R' sont respectivement les valeurs unitaires de la résistance à la rupture de ces éprouvettes conservées les unes "à sec", les autres dans l'eau. On mesure en outre le taux d'absorption de l'eau.

Le LCPC a développé d'autres essais permettant d'améliorer la formulation des enrobés bitumineux, notamment les essais à la presse à cisaillement giratoire et à l'orniéreur.

#### **2.6.2.5. Essai de compactage à la presse à cisaillement giratoire (LCPC PMO EH1)**

Il consiste à mesurer l'accroissement de la compacité C % d'un enrobé chaud en fonction du nombre n de girations d'un moule dans lequel il a été placé et qui est entraîné dans un mouvement conique engendrant une action de pétrissage du mélange.

Cet essai "permet de prévoir dès le début de l'étude d'une formule, certaines difficultés de compactage et d'y remédier en faisant varier la formulation". On obtient l'évolution de la compacité et celle de la pseudo-contrainte de cisaillement en fonction de la compacité.

Il faut environ 40 kg de mélange (4 éprouvettes) pour une série d'essais.

#### **2.6.2.6. Essai à l'orniéreur LCPC de laboratoire**

On soumet à l'appareil des éprouvettes parallélépipédiques d'enrobé qui acquièrent une déformation permanente sous l'effet du passage répété d'un pneumatique gonflé à la pression d'un véhicule lourd. Les éprouvettes sont des tablettes 500 x 180 mm d'épaisseur variant de 0 à 140 mm.

L'interprétation empirique de l'essai permet d'affirmer que si l'essai à l'orniéreur est satisfaisant, le matériau en service ne sera pas susceptible d'orniérer. On a pu montrer que la profondeur d'ornière décroît jusqu'à un minimum en fonction de la compacité, tant que le niveau de celle-ci reste inférieure à une certaine limite mais que l'instabilité du matériau augmente ensuite rapidement.

#### **2.6.2.7. Essai de fatigue**

La résistance à la fatigue des matériaux bitumineux s'étudie sur des éprouvettes trapézoïdales collées à la base et sollicitées sinusoidalement en tête en flexion alternée et à déformation imposée. La droite de fatigue des mélanges est obtenue en soumettant plusieurs lots d'éprouvettes à des déformations différentes et en étudiant leur durée de vie. On entre dans le

programme Alizé la déformation  $\epsilon$  pour  $10^6$  cycles effectués à 10 Hz et à 15°C.

La formulation des enrobés évolue ; on ne s'attache plus exclusivement à obtenir une bonne compacité, mais aussi à ce que se maintiennent sous le trafic, pour les couches de surface, des macro-structures assurant à la circulation des conditions de sécurité accrues.

#### **2.6.2.8. Essais pour le contrôle a posteriori des formules d'enrobés bitumineux**

On vérifie la composition des enrobés fabriqués en centrale sur la base des études de laboratoire en prélevant des échantillons à la sortie des malaxeurs ou par carottage après la mise en œuvre.

L'analyse des mélanges est effectuée de façon usuelle par 2 méthodes d'extraction du bitume. On procède, après sa séparation d'avec le liant, à l'analyse granulométrique du squelette minéral.

##### **- Détermination de la teneur en bitume d'un enrobé (Méthode KUMAGAWA REC 2)**

La méthode, qui ne convient pas pour les enrobés très riches en fines, consiste à déterminer simultanément les teneurs en eau et en liant en les extrayant à chaud à l'aide d'un solvant (toluène ou xylène) qui forme avec l'eau un mélange azéotropique. Le poids du liant est calculé par différence entre celui de l'échantillon et celui du granulat et de l'eau.

On apporte un soin particulier à la correction qui, opérant par filtration et calcination, tient compte des fines passées dans la solution à travers la cartouche.

L'appareillage grand format peut recevoir jusqu'à 3 kg (dans le cas des graves-bitume), le petit format étant limité à 300 g. D'au moins 4 h, la durée de l'essai varie avec la granularité. En atmosphère très humide, de l'eau provenant de l'air ambiant peut être piégée par le réfrigérant et fausser les résultats si l'on n'y prend pas garde.

##### **- Méthode de Rouen (LCPC REC 3)**

La méthode consiste à dissoudre à froid le liant dans du perchloréthylène sous agitation. Après avoir séparé la solution du granulat par centrifugation, on en fait évaporer, sous dépression, 10 cm<sup>3</sup> versés dans une coupelle pesée avant et après au mg près.

Les paramètres de l'essai (poids de la prise et du solvant, durées d'agitation et centrifugation) varient selon le type d'enrobé et sont précisés par le mode opératoire qui recommande de contrôler une fois par semaine les résultats obtenus sur un échantillon spécifique de composition connue. L'essai dure environ 3/4 d'heure. On recommande de vérifier fréquemment au compte tours la vitesse de centrifugation.

- *Récupération du bitume dans un enrobé (REC 4)*

Sur un échantillon dont le poids dépend de la quantité de bitume, on verse du benzène qui dissout le liant à froid sous agitation. Centrifugée puis filtrée sous dépression, la solution est ensuite distillée. Les dernières traces de solvant sont éliminées par un courant d'azote, ce qu'on peut vérifier par spectrométrie infrarouge. Le benzène étant inflammable et toxique, on doit opérer sous hotte ventilée.

### **3. ESSAIS IN SITU**

#### **3.1. RECONNAISSANCES**

On n'insistera pas ici sur les moyens mécaniques d'investigations tels que les sondages à la tarière ou par carottage, les essais in situ au pénétromètre, au scissomètre, au pressiomètre ou au phycomètre, ni sur l'exploitation des photos aériennes ou des clichés Landsat et Spot. Ces techniques doivent être utilisées à bon escient et incluses dans des programmes de reconnaissance rationnels prenant en compte le coût souvent élevé de leur mise en œuvre (voir annexe 3 du présent tome pour les études de remblais et fondations)).

#### **3.2. METHODES INDIRECTES (méthodes géophysiques)**

Les méthodes de reconnaissance indirectes qui sont relativement peu coûteuses devraient être plus largement exploitées. Certaines fournissent des données irremplaçables (rippabilité, épaisseur d'altération) et permettent des découpages en zones homogènes des terrains à étudier. On décrira ci-après les possibilités de quelques-unes des méthodes géophysiques les plus usuelles.

On distingue les méthodes géophysiques courantes qui s'appliquent aux problèmes de recherche de tracé ou de zones d'emprunt, des méthodes plus spécifiques qui sont à utiliser en cas de problèmes particuliers.

Les méthodes géophysiques courantes sont :

- la sismique réfraction,

- la prospection électrique,
- la prospection électromagnétique.

On classera comme méthodes spécifiques la microgravimétrie (appliquée aux recherches de cavités), le radar à impulsions (utilisé pour déterminer une épaisseur de chaussée ou la qualité d'un béton).

### **3.2.1. Les méthodes géophysiques courantes**

#### **3.2.1.1. La sismique réfraction (voir figure 2.1.)**

La méthode met en évidence la vitesse de propagation des ondes de compression dans les diverses couches du sous-sol, à partir de l'enregistrement sur un ou plusieurs géophones, d'un ébranlement artificiel (chute de poids ou petite charge d'explosif).

L'interprétation des mesures permet de donner une coupe sismique où l'épaisseur et la vitesse des couches sont reportées.

Les principales applications de la méthode sont les suivantes :

- détermination du mode d'extraction et de la rippabilité des matériaux ;
- détermination d'une épaisseur de matériaux meubles sur un horizon rocheux rigide ;
- détermination d'une épaisseur d'alluvions et de sa continuité à la traversée d'une rivière ;
- évaluation de la quantité et de la découverte d'un gîte d'emprunt ;
- mise en évidence des zones faillées sous un recouvrement.

#### **3.2.1.2. La prospection électrique (voir figure 2.2.)**

La prospection électrique étudie la distribution en profondeur des couches de sol à résistivité différente.

On injecte dans le sol un courant électrique d'intensité  $I$  par deux électrodes A et B et l'on mesure la différence de potentiel  $V$  qui en résulte entre deux autres électrodes M et N.

La résistivité apparente " $\rho_a$ " du sous-sol est fonction du rapport  $V/I$  et de l'arrangement géométrique des électrodes.

L'étude des variations de la résistivité apparente en fonction de l'écartement des électrodes permet, pour des modèles tabulaires, de dresser une coupe géométrique des résistivités appelée sondage électrique. On réalise également des traînées électriques et des cartes de résistivité apparente.

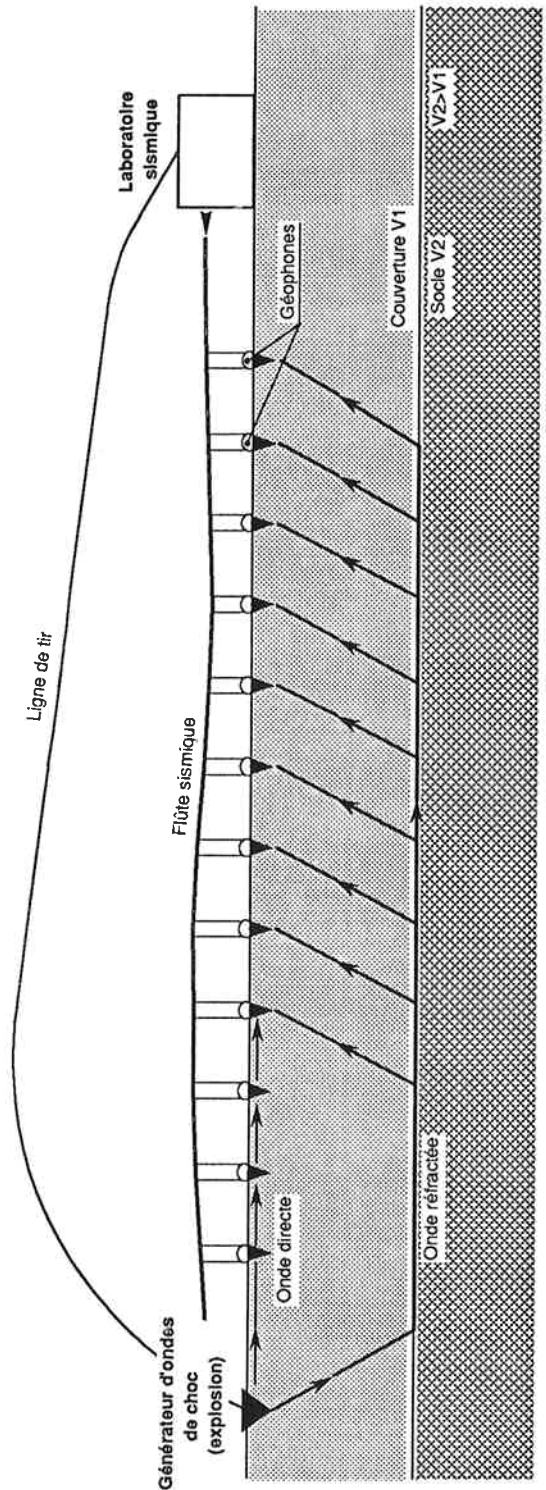


Fig. 2.1. - Prospection sismique

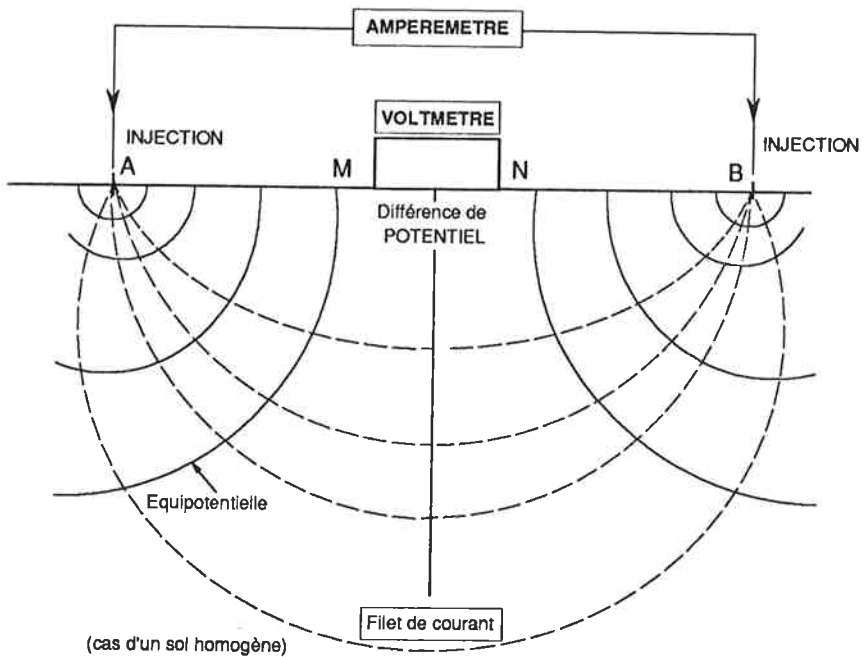


Fig. 2.2. Prospection électrique

Parmi ces applications, on peut citer :

- mise en évidence des zones argileuses sur un tracé donné ;
- évaluation des épaisseurs de zones compressibles sur un tracé ;
- écorché géologique d'une zone couverte ;
- recherche de gravières en vallée alluviale ;
- positionnement d'un substratum rocheux.

### 3.2.1.3. La prospection électromagnétique

La mesure des champs électriques et magnétiques et des déphasages induits par le sous-sol (champs dont l'origine est créée à partir d'émetteurs à très basses fréquences utilisés par les sous-marins) permet d'accéder à la résistivité apparente du sous-sol et à la nature des couches rencontrées.

La méthode est particulièrement sensible aux structures verticales. Elle permet :

- la localisation de zones faillées argileuses ou aquifères ;
- la localisation de zones argileuses en reconnaissance de tracé ;
- une cartographie rapide des secteurs homogènes sur une zone.

### **3.2.2. Les méthodes spécifiques**

#### **3.2.2.1. Gravimétrie**

On mesure les variations de "g" accélération de la pesanteur et l'on déduit les variations de densité dans le sous-sol.

Les mesures sur le terrain sont rapides et conduisent au tracé d'anomalies de densité.

La méthode est utilisée essentiellement pour la recherche de cavités naturelles ou artificielles le long d'un tracé dans la traversée de zones de gypse ou de calcaire.

#### **3.2.2.2. Le radar à impulsions - Biblio 148**

La méthode étudie les réflexions d'ondes électromagnétiques aux interfaces de matériaux à constantes diélectriques contrastées.

Une antenne émettrice envoie une impulsion électromagnétique de courte durée (1 à 6 ns) Le signal traverse les matériaux avec une vitesse proportionnelle à leurs caractéristiques électriques. Aux interfaces des différents matériaux, une partie de l'énergie est réfléchi et est captée par une antenne réceptrice. Le temps de parcours des réflexions est proportionnel à la profondeur de l'interface.

On peut ainsi localiser des interfaces ou des anomalies dans les structures.

Cette méthode nouvelle et performante permet :

- la recherche de cavités à faible profondeur (0 à 5 mètres) de faibles dimensions (quelques centimètres) ;
- la recherche d'armatures, de treillis, de canalisations, de tuyauteries plastiques, de câbles, de zones humides ;
- la mise en évidence de la qualité et de l'épaisseur des revêtements (routes, galeries, tunnels) ;
- la qualité des contacts aux intrados.



### 3.2.2.3. Diagraphies - Essais en forage

Si l'exécution des sondages carottés est coûteuse, celle des forages destructifs au wagon-drill ou au trépan est rapide et l'enregistrement de divers paramètres donnent de très utiles informations sur la structure et la nature des couches traversées.

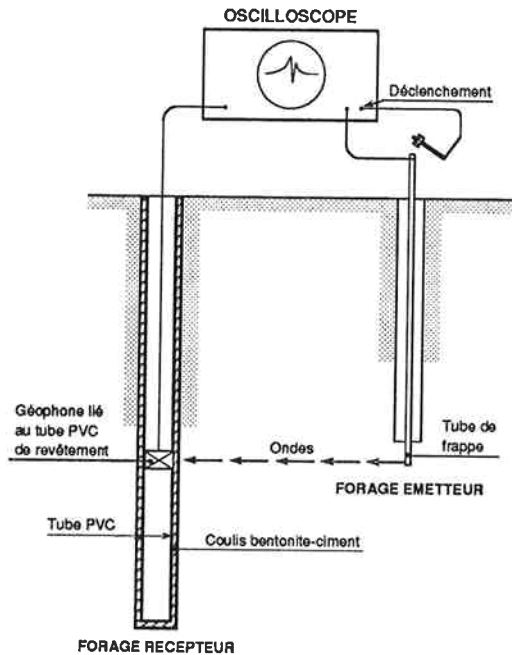


Fig. 2.3. Schéma de la méthode de mesure sismique de forage à forage

Les profils de vitesse sismique sont obtenus en enregistrant les temps de parcours d'une onde entre un ou plusieurs forages ou dans un même forage (carottage sonore).

Divers appareils ont été mis au point pour réaliser par diagraphies instantanées ou différées des paramètres mécaniques ou géophysiques. Les paramètres mécaniques obtenus en cours de forage sont la vitesse d'avancement, la vibration réfléchiée, la mesure de poussée sur l'outil, la pression du fluide de perforation, la vitesse de rotation des tiges, le couple de rotation, les gains ou les pertes de fluides de circulation, le débit de la pompe.

Toutes ces données sont enregistrées et exploitées par informatique. Les diagraphies différées mesurent la résistivité, le potentiel spontané ou la radioactivité des couches.

Les méthodes à base d'essais destructifs sont utilisées pour les reconnaissances de gîtes de matériaux et les carrières, pour la recherche d'eau ou pour les études de glissements de terrains de grande ampleur. Il convient de les étalonner par des sondages carottés.

### **3.3. ESSAIS SUR TERRASSEMENTS ET COUCHES DE CHAUSSEES**

#### **3.3.1. Mesures de densité en place**

**3.3.1.1.** *Les mesures directes* s'effectuent au moyen des classiques densitomètres ou par prélèvement par poinçonnement (dans les sols fins) de blocs ou de carottes dont on détermine le poids, le volume et la teneur en eau.

Les densitomètres sont de types divers. Le densitomètre au sable est un récipient contenant du sable sec à granulométrie serrée avec lequel on remplit une cavité creusée dans le sol à tester. On pèse l'appareil avant et après écoulement du sable dans la cavité dont il épouse la forme.

Le densitomètre à membrane permet de mesurer le volume d'une cavité à l'aide d'une membrane souple remplie d'eau qui occupe tout le volume de cavité, par action d'un piston manuel.

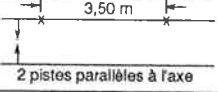

Celui-ci est solidaire d'une tige graduée en volume qui peut ainsi être lu directement.

Dans les deux cas, le sol extrait de la cavité est pesé, et sa teneur en eau mesurée.

On a évoqué ailleurs les appareils mesurant la densité et la teneur en eau indirectement par nucléologie qui sont d'une utilisation facile, permettant de nombreuses mesures mais nécessitant des étalonnages fréquents.

### 3.3.1.2. Mesures de déformabilité

Le tableau ci-après donne les principales caractéristiques des appareils au moyen desquels on effectue les mesures de déformabilité des couches compactées en rappelant que les appareils servant à la mesure des déflexions sont décrits à l'annexe 1 du tome 3.

	plaque	dynapique	poutre Benkelman	délectographe	curviètre CEBTP
aire de contact a : rayon S : surface	circulaire a = 0,30 m S = 0,28 m <sup>2</sup>	circulaire a = 0,30 m S = 0,28 m <sup>2</sup>	empreinte d'un jumelage a = 0,125 m (1)		
mode de sollicitation	charge très lente	choc vertical transmis par la plaque	charge roulante (2)		
valeur fournie	module de déformation EV2	coefficient de restitution R	déflexion maximale mesurée entre les roues d'un jumelage chargé à 65 kN d		idem + rayon de courbure d, R
localisation des points auscultés	points isolés situés ad libitum		 3,50 m 2 pistes parallèles à l'axe		12,45 m 
cadence horaire approximative	2 à 3	30 à 40 (3)	12 à 18	800	1 300
emploi { domaine limites	toute plate-forme constituée de matériaux de D < 250 mm EV2 < 200 MPa 15 MPa < E < 100 MPa 0,2 < R < 0,65		toute plate-forme constituée de matériaux de D < 50 mm (4)		
(1) Sa surface dépend de l'aire de contact donc de la pression de gonflage ainsi que de la déformabilité du pneu et du sol. (2) La vitesse d'auscultation est d'environ 3,5 km / h sur chaussée et de 1,5 km / h sur terrassement. (3) Une statistique portant sur une année dans un département donne une moyenne de 40 mesures par journée d'intervention. (4) Cette dimension donnée par le RTR peut aller jusqu'à 250 mm selon les cas.					

En ce qui concerne les essais de plaque, il faut différencier celui qui est utilisé pour la mesure du module de Westergaard servant au dimensionnement des chaussées en béton et ceux destinés à vérifier l'efficacité du compactage. Le module K de Westergaard s'exprime par :

$$K \text{ (kg/cm}^3\text{)} = \frac{0,7}{\text{enfoncement mesuré en cm}}$$

Il est pratiqué au moyen d'une plaque de 0,75 m de diamètre chargée à 3 t.

L'essai LCPC consiste à charger une plaque de 0,60 m de diamètre par application d'un premier cycle de 7000 daN et d'un 2e cycle à 5600 daN à une vitesse de 5000 daN par minute. On obtient les modules en MPa

$$EV_1 = \frac{1\ 125}{W_1 \text{ (mm)}} \qquad EV_2 = \frac{900}{W_2 \text{ (mm)}}$$

$W_1$  et  $W_2$  sont les déflexions mesurées sous la plaque.

**La dynaplaque** est constituée d'un ensemble dynamique monté sur un véhicule comportant une masse de 125 dN tombant de 50 cm sur une plaque de 0,60 m de diamètre posée sur le sol.

Le coefficient de restitution pris en compte correspond au rapport de la hauteur de rebond mesurée au 3e choc à la hauteur de chute.

Les mesures à la dynaplaque permettent aussi de tester le comportement à la fatigue d'une couche de forme, en dressant la courbe des coefficients de restitution obtenue en fonction du nombre de chocs de la masse sur la plaque, et de vérifier l'effet d'un géotextile mis en place sur une couche granulaire.

Le comportement des chaussées en service peut être testé au moyen d'autres appareils parmi lesquels on citera le collographe et l'appareil de mesures d'ovalisation (Biblio ED).

**Le collographe** est un appareil léger d'auscultation en continu des discontinuités des structures des chaussées.

Ses objectifs sont :

- sur chaussée semi-rigide, la localisation et l'analyse des fissurations et des décollements ;
- sur chaussée en béton, l'évaluation de la qualité du collage fondation-dalle, le repérage des joints à fort battement et des cavités sous dalles.

Tout en se déplaçant à vitesse constante, le collographe communique à la chaussée une vibration mécanique de fréquence et d'énergie connues. Des capteurs mesurent le signal transmis par la chaussée à une vingtaine de centimètres de la zone d'émission. La forme des réponses des capteurs permet de repérer et d'identifier les discontinuités de structure des chaussées. Ces signaux, ainsi que le déplacement du collographe, sont traités et enregistrés.

L'appareil pour **mesures d'ovalisation** relève au passage d'un jumelage suivant 3 directions situées dans un même plan horizontal les variations des diamètres d'une cavité cylindrique de 105 mm de diamètre creusée dans la chaussée. On peut par cette méthode caler les méthodes théoriques de comportement des chaussées dont la valeur résiduelle est ainsi évaluée au mieux.

### **3.3.2. Mesures de caractéristiques de surface**

#### **3.3.2.1. Uni**

Les appareils de mesure d'uni (APL et Bump Integrator) sont décrits dans l'annexe 1 du tome III.

#### **3.3.2.2. Rugosité - glissance**

La rugosité se mesure soit ponctuellement par la profondeur au sable HS (quotient de la surface couverte par le volume de sable), soit globalement en mesurant le coefficient de frottement longitudinal (CFL) à l'aide de la remorque de glissance LCP ou des coefficients de frottement longitudinal (CFL) et transversal (CFT) au moyen du stradographe CEBTP.

Les profondeurs au sable (HS) s'expriment en mm. Une texture très fine est caractérisée par  $HS < 0,2$  mm et une texture grossière par  $HS > 1,2$  mm, une texture moyenne étant comprise entre 0,4 et 0,8 mm.

**LISTE DES METHODES D'ESSAIS ROUTIERS  
RECOMMANDEES PAR LES LABORATOIRES  
DES PONTS ET CHAUSSEES**

Mesure de l'uni des couches de chaussées avec l'analyseur de profil en long type APL 25. <b>ME 5</b> .....	1985
Essais oedométriques. <b>ME 13</b> .....	1985
Essai de compression simple sur enrobés hydrocarbonés (essai Duriez LPC). <b>ME 14</b> .....	1985
Analyse granulométrique par sédimentométrie. <b>ME 18</b> .....	1987
Limites d'Atterberg. Limite de liquidité. Limite de plasticité. <b>ME 19</b> .....	1987
Essai au scissomètre de chantier LPC. <b>ME 22</b> .....	1987
Essai des produits de marquage de chaussées (PMC). <b>ME 25</b> .....	1987
Peintures anti-corrosion pour ouvrages métalliques (AC). <b>ME 28</b> .....	1987

## PROJETS DE METHODES D'ESSAIS (LPC)

Test d'efficacité du dopage des liants anhydres pour enduits superficiels. <b>PME 2</b> .....	1984
Essai de vérification du moment des excentriques de compacteurs vibrants. <b>PME 3</b> .....	1985
Essais de traction directe sur graves ou sables traités aux liants hydrauliques pour assises de chaussées. <b>PME 4</b> .....	1985
Roches et granulats. Essai de traction par fendage (essai brésilien). <b>PME 6</b> .....	1985
Roches et granulats. Essai d'abrasivité et de broyabilité. <b>PME 7</b> .....	1985
Détermination des masses volumiques en place par gammadensimètres à pointe type LPC. <b>PME 8</b> .....	1985
Essais pressiométriques. <b>PME 15</b> .....	1985
Essai de pénétration statique. <b>PME 30</b> .....	1988
Roches et granulats. Essai de résistance en compression uniaxiale. <b>PME 33</b> .....	1989

**LISTE DES MODES OPERATOIRES D'ESSAIS ROUTIERS  
EDITES ANTERIEUREMENT A 1982 PAR LE  
LABORATOIRES CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES**

Essais de peinture pour ouvrages d'art et signalisation routière.....	1973
Contrôle de composition des enrobés bitumineux- prélèvements d'enrobés par cadre d'échantillonnage, - teneur en bitume - Méthode Kumagawa, - teneur en bitume - Méthode de Rouen, - récupération du bitume dans un enrobé.....	1974
Mesure du coefficient de frottement d'un revêtement routier avec l'appareil pendule SRT.....	1974
Essais physico-chimiques sur les bitumes - point de fragilité Frass, - dosage des asphaltènes, - dosage de l'acidité par potentiométrie.....	1974
Essais chimiques pour l'analyse des adjuvants, ajouts et produits de cure pour bétons hydrauliques.....	1978
Mesure du coefficient de frottement transversal et d'un revêtement avec l'appareil SCRIM.....	1978
Mesure de la déflexion d du rayon de courbure R et du produit Rd avec le déflectomètre Benkelman modifié.....	1979
Essai de compactage à la presse à cisaillement giratoire (Avant Projet).....	Décembre 1981
Essai à l'orniérage de laboratoire (Avant Projet).....	Décembre 1981
 (Les modes opératoires, bien que toujours en vigueur, sont progressivement remplacés par les méthodes d'essai).	





## ANNEXE 3

### ETUDE GEOTECHNIQUE DES GRANDS DEBLAIS ET FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART

#### 1. PUIITS VISITABLES

Les puits visitables sont facilement réalisables avec de la main-d'œuvre non qualifiée lorsque la profondeur ne dépasse pas 5 m environ et que l'on ne rencontre pas la nappe phréatique. Dans le cas contraire, il est recommandé de faire appel à des puisatiers spécialisés.

Les puits visitables sont conseillés en particulier lorsque la géologie appliquée au site laisse espérer le rocher à faible profondeur ou lorsque des fondations superficielles en terrain meuble sont envisageables sans risque d'affouillement.

Dans un puits visitable, il est possible de procéder à des prélèvements d'échantillons en place. Ces prélèvements se font au moyen de tubes cylindriques à fonds amovibles, et dont une extrémité est munie d'une trousse coupante. Les échantillons sont à prélever en fond de fouille et aussitôt après découverte, et ceci au fur et à mesure de l'approfondissement du puits.

En terrain argileux, ces prélèvements se font en général sans difficultés. En terrain argileux, il faut agir avec précaution, afin de ne pas modifier la compacité naturelle du sol qui est une donnée essentielle du pouvoir portant des sables.

#### 2. PENETROMETRES

La reconnaissance au pénétromètre consiste à enfoncer dans le sol une pointe normalisée (cône) placée à l'extrémité d'un train de tiges et à mesurer la résistance à cet enfoncement.

Il existe deux catégories de pénétromètres :

- le pénétromètre dynamique, où l'enfoncement est obtenu par battage,
- le pénétromètre statique, où l'enfoncement est obtenu par l'action de vérins.

Pour éliminer l'effet du frottement du terrain contre le train de tiges, et isoler ainsi la résistance de pointe, il existe deux procédés :

- soit utiliser des tiges d'un diamètre inférieur à celui du cône, mais on risque encore un resserrement du trou et l'apparition de frottement latéral,
- soit faire coulisser le train de tiges à l'intérieur d'un tubage.

Les pénétromètres dont les tiges ont un diamètre égal à celui du cône sont à proscrire.

## 2.1. PENETROMETRE DYNAMIQUE

Le pénétromètre dynamique transportable n'est jamais équipé d'un tubage. Il peut donner des résultats assez dispersés en raison de l'absence de tubage et du procédé de battage (absorption partielle de l'énergie de battage par l'eau interstitielle par exemple). Toutefois, les appareils bien construits et correctement mis en oeuvre donnent des résultats satisfaisants.

La profondeur limite d'utilisation est comprise entre 10 et 15 mètres suivant le type de matériel utilisé. Au-delà, le train de tige risque de fouetter dans le terrain, faisant ainsi apparaître des frottements latéraux.

La surface de la base du cône étant de 10 à 20 cm<sup>2</sup>, il arrive que la rencontre de galets, blocs de rochers isolés donne l'impression d'une couche rocheuse. Il est donc nécessaire de faire un grand nombre d'essais.

Chaque essai doit, au minimum, être doublé par un deuxième essai à faible distance (2 m) du premier. En cas de divergence entre les résultats, il ne faut pas hésiter à en faire un troisième.

Le pénétromètre dynamique est généralement utilisé comme outil de reconnaissance préliminaire, susceptible de permettre une appréciation qualitative des sols rencontrés et de faciliter ainsi l'organisation d'une campagne de reconnaissance plus importante. Il ne donne pas d'indications sur la nature et la compressibilité des sols.

## 2.2. PENETROMETRE STATIQUE CLASSIQUE

Le pénétromètre statique a, sur le pénétromètre dynamique, l'avantage d'un procédé d'enfoncement moins brutal grâce à l'action de vérins à vitesse constante et assez lente. On peut mesurer d'une part la résistance de pointe (réaction du cône) et d'autre part le frottement latéral (réaction du tubage).

Un des inconvénients de ce procédé est qu'il faut équilibrer la résistance à l'enfoncement par une réaction égale et opposée. Ceci peut s'obtenir soit au moyen d'ancrages dans le sol, par tiges vissées, soit en prenant appui sous un véhicule.

Les pénétromètres statiques les plus utilisés ont une force maximale de 10 à 20 tonnes qui limite la profondeur d'enfoncement. Le pénétromètre statique ne permet pas de mettre en évidence la nature et la compressibilité des sols. Il ne peut donc, à lui seul, fournir tous les éléments d'une étude de fondations.

## 2.3. LE PENETROMETRE STATIQUE A POINTE HYDRAULIQUE

Dans les appareils de pénétration statique, à pointe hydraulique (procédé PAREZ), la transmission de l'effort de pointe au système de mesure superficiel est assurée non par une liaison mécanique mais par la mise en pression d'un certain volume d'huile. La pointe est fixée à l'extrémité d'un train de tiges creuses assemblées de manière étanche et coulisse librement dans l'élément terminal de ce train de tiges dont l'âme est entièrement remplie d'huile.

Cette huile fournit à la pointe la réaction d'appui qui lui permet, sans déplacement appréciable vis-à-vis du train de tiges, de pénétrer le terrain. Il suffit donc de fixer un manomètre en surface sur la dernière tige pour connaître l'effort de pointe correspondant.

La différence entre l'effort total développé pour enfoncer le train de tiges et sa pointe et l'effort propre à la pointe, lu sur le manomètre, représente l'effort dû au frottement des tiges.

## 3. SONDAGES

### 3.1. GENERALITES

Il s'agit de faire une reconnaissance locale et méthodique des terrains traversés et non de faire un "trou". L'opération doit donc être conduite par un "sondeur" et non par un "foreur".

Les sondages ont pour but :

- de connaître la nature des diverses couches du sol ;
- d'effectuer des prélèvements d'échantillons intacts;
- de permettre de procéder à des essais "in situ".

### 3.2. NOMBRE ET PROFONDEUR DES SONDAGES

Les sondages doivent permettre d'établir, avec une bonne approximation, les coupes du terrain. Le nombre des sondages dépend des dimensions de l'ouvrage et de la régularité des couches de terrain.

Il faut en général prévoir un sondage à l'emplacement de chaque appui. Pour les grands ouvrages, il est souvent préférable de tracer d'abord un réseau à larges mailles, puis d'y insérer ensuite un réseau à mailles plus serrées, de manière à lever les discontinuités ou les indéterminations qui auraient pu être relevées. Cette façon de procéder impose la surveillance de l'exécution des sondages par un ingénieur averti des problèmes de calculs des structures et de la mécanique des sols.

La fixation de la profondeur jusqu'à laquelle il y a lieu de poursuivre les sondages nécessite l'avis d'un géologue, et, dans la mesure du possible, son intervention sur le terrain. Mais quel que soit le soin avec lequel cette profondeur a été fixée avant l'exécution, la décision d'arrêt du sondage ne peut être prise qu'en fonction de ce qui a été trouvé. Là encore, la présence d'un ingénieur compétent est nécessaire.

Pour un site d'ouvrage présélectionné, il convient de choisir le type d'ouvrage paraissant le mieux adapté et de fixer la position et la profondeur des sondages à réaliser.

Les principes à respecter dans ce domaine sont les suivants :

- aller toujours au-delà de la profondeur maximale des affouillements prévisibles (en l'absence d'autres indications, utiliser à ce stade la règle empirique qui donne comme ordre de grandeur de cette profondeur le quadruple de la différence de niveau entre l'étiage et les plus hautes eaux) ;
- lorsque l'on atteint une couche dure ou non affouillable, y pénétrer d'une profondeur suffisante pour s'assurer qu'il ne s'agit pas d'une couche mince recouvrant des matériaux de mauvaise qualité. Cette profondeur doit être d'au moins 5 mètres pour les petits ouvrages (moins de 20 mètres) ; pour les ouvrages moyens (20 à 50 mètres), elle doit être d'au moins 10 mètres. Pour les grands ouvrages, elle dépend de tant de facteurs qu'on ne peut en donner d'ordre de grandeur ;

- lorsque l'on désire effectuer quelques sondages au niveau de l'étude préliminaire et les compléter au moment de l'établissement du dossier d'appel d'offres, il faut en première phase préférer des sondages profonds à des sondages nombreux. Dans le premier cas, il est possible de concevoir le type de fondation et d'orienter, en conséquence la reconnaissance, de seconde phase. Dans le second cas, la première série de sondages n'est d'aucune utilité ;
- d'une façon générale, il faut toujours avoir présent à l'esprit que des sondages insuffisants peuvent avoir pour conséquence une augmentation importante des dépenses de construction, soit qu'il faille lancer in extremis une nouvelle campagne, soit qu'ayant commencé les travaux sur des bases incertaines on se trouve ensuite dans l'obligation de les interrompre et de modifier le projet.

### 3.3. METHODES DE PERFORATION

- Les méthodes habituellement utilisées sont la soupape, la percussion et la rotation.
- la soupape, qui ne permet pas d'obtenir des échantillons intacts, n'est à employer que pour traverser des terrains dont on est certain qu'ils ne joueront aucun rôle dans la stabilité de la fondation (terrains affouillables),
- la percussion est un procédé rapide qui permet des prélèvements, mais ceux-ci ne donnent pas toujours toutes garanties, et peuvent donc conduire à des interprétations erronées,
- la rotation avec emploi du carottier double est le procédé sûr grâce auquel on peut obtenir des échantillons intacts.

### 3.4. DIAMETRES DES SONDAGES

Les carottes destinées aux essais de laboratoire doivent avoir un diamètre d'au moins 76 mm. Les diamètres de tubes appartiennent à la gamme ci-après (en mm.) :

218 - 190 - 165 - 140 - 114 - 90 - 75

Les diamètres des tubes diminuent au fur et à mesure que le sondage progresse, car lorsqu'un tube d'un certain diamètre ne peut plus descendre, on poursuit le sondage en y faisant coulisser un tube plus petit. Il est donc prudent de commencer les sondages en tube de 190 mm ou de 218 mm.

### 3.5. PRELEVEMENT ET CONSERVATION DES ECHANTILLONS INTACTS

Pendant les sondages, le tube est normalement maintenu à sec afin que l'on puisse détecter les cotes de venues d'eau et mesurer, s'il y a lieu, le niveau des remontées artésiennes.

Avant tout prélèvement le tubage doit être rempli, pour éviter que des sous-pressions ne décohesionnent ou ne rompent la carotte.

Les échantillons ainsi prélevés doivent être conservés soigneusement dans leur gaine et paraffinés afin que leur compacité et leur teneur en eau ne s'écartent pas de leur valeur d'origine.

### 3.6. ESSAIS IN SITU EFFECTUES LORS DES SONNAGES

#### *Standard pénétration test (SPT)*

Cet essai consiste à battre un carottier normalisé de 2 pouces (environ 5 cm) de diamètre au fond du trou de sondage. On enregistre le nombre de coups de masse de 63,5 kg tombant de 30 pouces (76 cm) pour obtenir un enfoncement de 12 pouces (30 cm). Ce nombre donne une idée assez bonne de la compacité des sables.

#### *Scissomètre (vane test)*

Cet essai consiste à mesurer le couple de torsion nécessaire pour faire tourner un cylindre de terrain autour de son axe vertical. Pour cela on enfonce au fond du trou deux plaques rectangulaires disposées en croix et on leur applique un couple de torsion. Cet essai permet d'apprécier la cohésion des argiles.

### 3.7. ESSAIS SUR ECHANTILLONS INTACTS

#### *Cas des sables*

Le comportement des sables dépend surtout de leur compacité en place. Les essais les plus utiles sont donc l'analyse granulométrique et les mesures de teneur en eau et de densité en place. Mais, à l'exception de l'analyse granulométrique, les résultats de ces essais doivent être considérés avec circonspection car le prélèvement d'échantillons intacts de sable est difficile, et s'accompagne fréquemment d'une modification de compacité. L'essai le plus concluant pour apprécier le pouvoir portant d'une couche de sable est difficile, et s'accompagne fréquemment d'une modification de compacité.

L'essai le plus concluant pour apprécier le pouvoir portant d'une couche de sable est en définitive le standard pénétration test. (S.P.T.).

#### *Cas des matériaux contenant des éléments fins*

Le comportement des matériaux contenant des éléments fins dépend d'une quantité de paramètres, tels que la granularité, la teneur en eau, la composition chimique, l'orientation des grains, les possibilités de drainage de l'eau intersticielle, etc. La prévision de ce comportement nécessite donc un grand nombre d'essais, dont certains (pénétromètre statique, pressiomètre, scissomètre) sont faits sur les matériaux en place, mais dont beaucoup d'autres doivent être faits en laboratoire.

Parmi ceux-ci, les plus importants sont :

- l'analyse granulométrique,
- les limites d'Atterberg,
- la teneur en eau, la densité en place, et le poids spécifique d'où l'on peut déduire notamment l'indice des vides,
- l'essai de compression simple,
- l'essai triaxial rapide non consolidé pour prévoir le comportement du matériau lorsque l'ouvrage sera en service,
- l'essai de compressibilité à l'oedomètre pour prévoir les tassements.

De tels essais sont indispensables pour les matériaux situés au niveau et au-dessous de la cote de fondation, et pour ceux situés sous les gros remblais. Il est bon cependant d'en effectuer également dans les couches situées au dessus de la cote de fondation, pour faciliter la mise au point des procédés d'exécution.

## **4. PRESSIOMETRE**

Ce procédé consiste à descendre une sonde dans un avant-trou de diamètre sensiblement égal, réalisé très soigneusement pour ne pas modifier les caractéristiques du sol. Cette sonde peut se dilater sous l'effet d'une pression intérieure. La méthode consiste à mesurer les déformations de la paroi de l'avant-trou sous l'effet d'une pression communiquée à la sonde.

On mesure un module pressiométrique, qui est un module de déformation pendant la partie élastique, ou pseudo-élastique du phénomène, et une pression limite, qui est la pression pour laquelle les déformations deviennent très grandes (rupture).



Le module pressiométrique est utilisé pour les calculs de tassements ; la pression limite intervient dans les calculs de stabilité. La valeur d'un essai pressiométrique dépend essentiellement du soin avec lequel a été fait l'avant-trou. Il faut donc porter la plus grande attention au choix du matériel de forage.

## **5. RECONNAISSANCE SISMIQUE**

La méthode consiste à provoquer un ébranlement du sol en un point donné soit par explosion d'une charge (sismique lourde), soit par des coups de marteau (sismique légère) et à mesurer le temps qu'il faut pour que l'onde arrive à des sismographes ou des géophones disposés en divers points. (voir annexe.2 chapitre 3.2.1.1.).

Les calculs basés sur la célérité des ondes permettent de déterminer l'épaisseur des diverses couches de terrain et de se faire une idée de leur nature. L'interprétation des résultats devient compliquée lorsque plusieurs couches sont superposées.

Cette méthode est utilisée pour de grands ouvrages car elle permet de reconnaître rapidement et à un prix relativement modique, de grandes surfaces et, par suite, de localiser plus facilement le meilleur site. Elle est utilisée également pour déterminer la rippabilité des couches de déblai..

## **6. SONDAGE ELECTRIQUE**

La méthode est basée sur la mesure "in situ" de la résistivité du sol. (Voir annexe 2 ; chapitre 3.2.1.2.). Son utilisation est comparable à celle des reconnaissances sismiques ; mais elle permet de bien différencier certains sols qui présentent les mêmes célérités.

## **ANNEXE 4**

### **CLASSIFICATION DES SOLS**

2.4.1. Classification H.R.B (2 tableaux)

2.4.2. Classification USCS

2.4.3. Nouvelle classification française RTR (norme NF P 11 300).

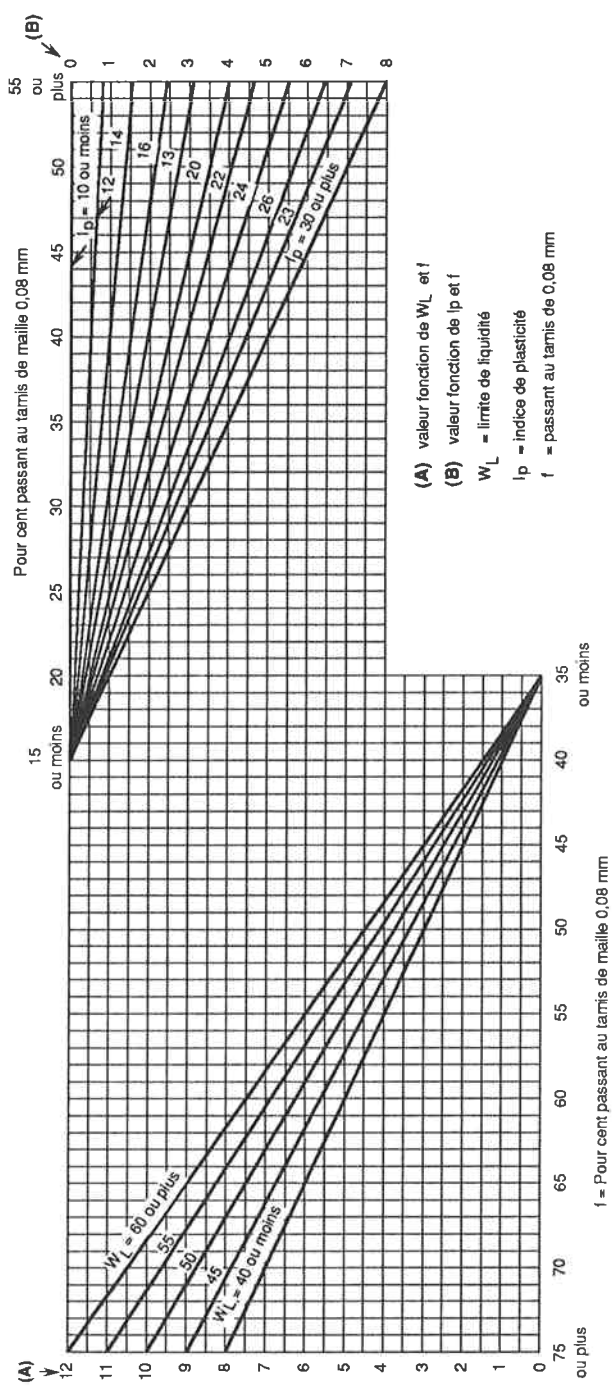
2.4.4. Classification des sols du Zaïre (3 tableaux)

Classification générale	Sols grenus (35% au maximum passant au tamis de 80 microns)						Sols fins (plus de 35% passant au tamis de 80 microns)						
	A - 1		A - 3	A - 2			A - 4	A - 5	A - 6	A - 7			
	A - 1a	A - 1b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6				A - 2 - 7	A - 7 - 5	A - 7 - 6	
Groupe ou sous-groupe de classification  <i>Analyse granulométrique</i> % passant au tamis : 2 mm ..... 0,50 mm ..... 80 microns .....  <i>Caractéristiques du mortier :</i> (fraction passant au tamis de 0,50 mm) Limite de liquidité ..... Indice de plasticité .....	max. 50	max. 30	max. 50	max. 35	max. 35	max. 35	min. 35	max. 40	max. 40	max. 40	mini. 35	mini. 35	mini. 35
Indice de groupe (I <sub>g</sub> ) .....  <i>Type de matériaux habituels significatifs</i>  <i>Estimation générale comme sous-sol de chaussée</i> .....	0	0	0	0	0	0	max. 40	min. 40	max. 40	max. 40	max. 12	max. 16	max. 20
	Pierres, graviers et sable		Sable fin	Graviers et sables limoneux ou argileux			Sols limoneux		Sols argileux				
	Excellent à bon						Passable à mauvais						
<i>Nota. - Pour chaque sol identifié, on indiquera, après son symbole de groupe, son indice de groupe entre parenthèses.</i> <i>Par exemple : A - 2 - 6 (3) ou : A - 7 - 5 (17).</i>													

\* voir abaque page suivante.

**Classification américaine des sols (Highway Research Board) (Transposée en unités et tamis français).**

Fig. 2.4.1a. Classification des sols du Highway Research Board (HRB)



(A) valeur fonction de  $W_L$  et  $I$   
 (B) valeur fonction de  $I_p$  et  $f$   
 $W_L$  = limite de liquidité  
 $I_p$  = indice de plasticité  
 $f$  = passant au tamis de 0,08 mm

**Abaque de détermination de l'indice de groupe (Ig)**  
 Ig = valeur de (A) + valeur de (B)

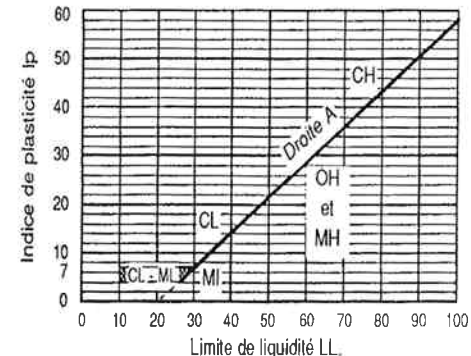
Fig. 2.4.1b. Classification américaine des sols (HBR)



CLASSIFICATION UNIFIEE DES SOLS COMPRENANT IDENTIFICATION ET DESCRIPTION

Divisions principales		Symbole de groupe	Nom typique	Méthode d'identification de chantier	Renseignements nécessaires pour la description des sols	Classification de laboratoire																							
1	2	3	4	5	6	7																							
Sols grossiers Plus de la moitié du matériau est de dimension supérieure à l'ouverture de maille du tamis N° 200 à l'ouverture de maille du tamis N° 200 Le tamis N° 200 correspond à peu près à la plus petite particule visible à l'œil nu	Graviers Plus de la moitié de la fraction grossière est de dimension plus grande que le tamis N° 4 Pour classification visuelle, le calibre 1/4 inch (6 mm) est pris comme équivalent au tamis N° 4.	Gravier propre Peu ou pas de fines	GW	Graviers bien gradués. Mélange de sable-gravier. Peu ou pas de fines.	Gamme étendue de calibres des grains et quantité notable de particules de dimensions intermédiaires.	<p>Utiliser la courbe granulométrique pour identifier les fractions indiquées à l'identification de chantier</p> <p>Déterminer les % de gravier et de sable d'après la courbe granulométrique. D'après le % de fines, (fraction plus petite que le tamis N° 200), les sols à gros grains sont classés comme suit:</p> <p>moins de 5% GW - GP - SW - SP plus de 12% GM - GC - SM - SC</p> <p>5 à 12% cas limites demandent un double symbole</p>	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ supérieur à } 4$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ entre } 1 \text{ et } 3$ <p>Ne répond pas à toutes les prescriptions granulométriques de CW</p>																						
			GP	Graviers pauvrement gradués. Mélange de sable-gravier, peu ou pas de fines.	Un seul calibre prédominant ou gamme de dimensions avec calibres intermédiaires absents.																								
		Gravier avec fines Quantité notable de fines	GM	Graviers silteux. Mélange de gravier, sable, silt.	Fines non plastiques ou fines à faible plasticité. Pour méthode d'identification voir ci-dessous ML.			<p>Donner l'appellation type. Indiquer approximativement les % de sable et de gravier; la dimension maximum, l'angularité, l'état de surface et la dureté du gros agrégat, le nom local géologique et toutes informations descriptives appropriées (symbole entre parenthèses).</p> <p>Exemple: Sable silteux, graveleux; environ 20% de gravier anguleux, à grains de 12 mm max. Grains de sable arrondis et sub-anguleux, des gros aux fines; environ 15% de fines non plastiques, de faible cohésion à l'état sec. Bien compact et humide en place. Sable alluvial (SM).</p>	<p>Limites d'Atterberg au-dessous de la droite "A" ou PI inférieur à 4</p> <p>Au-dessus de la droite A avec PI compris entre 4 et 7 sont des cas limites qui demandent l'emploi d'un double symbole</p>																				
			GC	Graviers argileux, mélanges de gravier, sable, argile.	Fines plastiques. Pour méthode d'identification voir ci-dessous CL.					$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ supérieur à } 6$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ entre } 1 \text{ et } 3$ <p>Ne répond pas entièrement à la granulométrie de SW</p>																			
		Sable propre Peu ou pas de fines	SW	Sables bien gradués. Sables graveleux peu ou pas de fines.	Gamme étendue de calibres de grains et quantité notable de dimensions intermédiaires.						<p>Méthode d'identification sur fraction inférieure à tamis N° 40</p> <table border="1"> <tr> <td>Ténacité à l'état sec caractéristiques</td> <td>Expansion réaction au secouage</td> <td>Cohésion consistence vers la limite de plasticité</td> </tr> <tr> <td>ML</td> <td>Sables inorganiques ou sables très fins Farine de roche, sables silteux ou argileux ou silt argileux à faible plasticité</td> <td>Nulle ou faible</td> <td>Rapide à lente</td> <td>Nulle</td> </tr> <tr> <td>CL</td> <td>Argiles inorganiques à faible ou moyenne plasticité. Argiles graveleuses, sableuses, silteuses. Argiles maigres</td> <td>Moyenne à élevée</td> <td>Nulle ou très lente</td> <td>Moyenne</td> </tr> <tr> <td>OL</td> <td>Silt organiques et argiles organiques silteuses à faible plasticité</td> <td>Moyenne à élevée</td> <td>Lente</td> <td>Légère</td> </tr> </table>	Ténacité à l'état sec caractéristiques	Expansion réaction au secouage	Cohésion consistence vers la limite de plasticité	ML	Sables inorganiques ou sables très fins Farine de roche, sables silteux ou argileux ou silt argileux à faible plasticité	Nulle ou faible	Rapide à lente	Nulle	CL	Argiles inorganiques à faible ou moyenne plasticité. Argiles graveleuses, sableuses, silteuses. Argiles maigres	Moyenne à élevée	Nulle ou très lente	Moyenne	OL	Silt organiques et argiles organiques silteuses à faible plasticité	Moyenne à élevée	Lente	Légère
	Ténacité à l'état sec caractéristiques		Expansion réaction au secouage	Cohésion consistence vers la limite de plasticité																									
	ML	Sables inorganiques ou sables très fins Farine de roche, sables silteux ou argileux ou silt argileux à faible plasticité	Nulle ou faible	Rapide à lente	Nulle																								
	CL	Argiles inorganiques à faible ou moyenne plasticité. Argiles graveleuses, sableuses, silteuses. Argiles maigres	Moyenne à élevée	Nulle ou très lente	Moyenne																								
	OL	Silt organiques et argiles organiques silteuses à faible plasticité	Moyenne à élevée	Lente	Légère																								
	SP	Sables pauvrement gradués ou sables graveleux. Peu ou pas de fines.	Un calibre prédominant ou gamme de dimensions avec calibres intermédiaires absents.	<p>Indiquer l'appellation type, le degré et le caractère de plasticité : quantité et calibre max. des gros agrégats. Couleur à l'état humide, l'odeur éventuelle, nom géologique local et autres renseignements descriptifs (symbole entre parenthèses)</p> <p>Exemple: Silt argileux, brun, légèrement plastique, faible % de sable fin, nombreux trous de racines verticaux, ferme et sec en place. Loess (ML)</p>	<p>Limites d'Atterberg au-dessus de la droite "A" ou PI inférieur à 4</p> <p>Limites d'Atterberg au-dessus de la droite "A" ou PI supérieur à 7</p>																								
Sable avec fines Quantité notable de fines	SM	Sables silteux. Mélanges de sable, silt.	Fines non plastiques ou fines à faible plasticité. Pour identification voir ci-dessous ML.			<p>Plus de la moitié du matériau est de dimension inférieure à l'ouverture de maille du tamis N° 200 Le tamis N° 200 correspond à peu près à la plus petite particule visible à l'œil nu</p>	<p>Limites entrant dans la zone hachurée avec PI entre 4 et 7, sont des cas limites qui demandent l'emploi d'un double symbole</p>																						
	SC	Sables argileux. Mélanges de sable, argile.	Fines plastiques. Pour identification voir ci-dessous ML.																										
Sols fins Plus de la moitié du matériau est de dimension inférieure à l'ouverture de maille du tamis N° 200 Le tamis N° 200 correspond à peu près à la plus petite particule visible à l'œil nu	Silt et Argiles ... Limite de liquidité inférieure à 50		ML					Sables inorganiques ou sables très fins Farine de roche, sables silteux ou argileux ou silt argileux à faible plasticité	Nulle ou faible			Rapide à lente	Nulle																
			CL					Argiles inorganiques à faible ou moyenne plasticité. Argiles graveleuses, sableuses, silteuses. Argiles maigres	Moyenne à élevée	Nulle ou très lente		Moyenne																	
			OL					Silt organiques et argiles organiques silteuses à faible plasticité	Moyenne à élevée	Lente	Légère																		
	Silt et Argiles ... Limite de liquidité supérieure à 50		MH					Silt inorganiques. Sols sableux ou silteux micacés ou à diatomées. Silt plastiques	Faible à moyenne	Lente à nulle	Légère ou moyenne																		
			CH					Argiles inorganiques à forte plasticité Argiles grasses	Elevée à très élevée	Nulle	Elevée																		
			OH					Argiles organiques à plasticité moyenne ou élevée Silt organiques	Moyenne à élevée	Nulle ou très lente	Légère à moyenne																		
Sols fortement organiques	PI	Peat ou sols fortement organiques	Facilement identifiés d'après la couleur, l'odeur, le toucher spongieux et souvent par une texture fibreuse																										

Fig. 2.4.2. Système unifié de classification des sols USCS



Abaque de Plasticité pour classification de Laboratoire des sols à grains fins

### 2.4.3. Nouvelle classification française des sols RTR

Cette classification remplace la première classification RTR (Recommandation pour les Terrassements Routiers de 1977 (Biblio 44). Elle est présentée sous forme d'une norme : NF P 11 300 qui "définit une classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières ; cette classification s'appuie sur des critères représentatifs des problèmes posés par la construction et le comportement de ces deux natures d'ouvrages".

Elle constitue la base de la démarche suivie depuis la conception jusqu'à la réalisation de tout projet de remblai ou de couche de forme d'infrastructures routières, plus particulièrement aux stades :

- de la reconnaissance des tracés et des gisements de matériaux ;
- de l'établissement du projet : définition des conditions d'utilisation propres aux différentes classes de matériaux rencontrés ;
- du suivi et du contrôle des travaux : vérification du respect des conditions d'utilisation spécifiques à chaque classe de matériaux.

La figure 2.4.3. ci-après présente les domaines de chacune des catégories de sols classés selon les valeurs prises par certaines de leurs caractéristiques géotechniques :

- dimension maximale des grains (D max) ;
- indice de plasticité (Ip) ;
- passant au tamis de 80 µm ;
- passant au tamis de 2 mm ;
- mesure de la valeur au bleu (VBS) ;
- nature pétrographique des roches.

Les sols caractérisés par  $D_{max} \leq 50$  mm sont classés :

A1 à A4 ; B1 à B6 ; et D1 et D2

Les sols meubles plus gros constituent les classes :

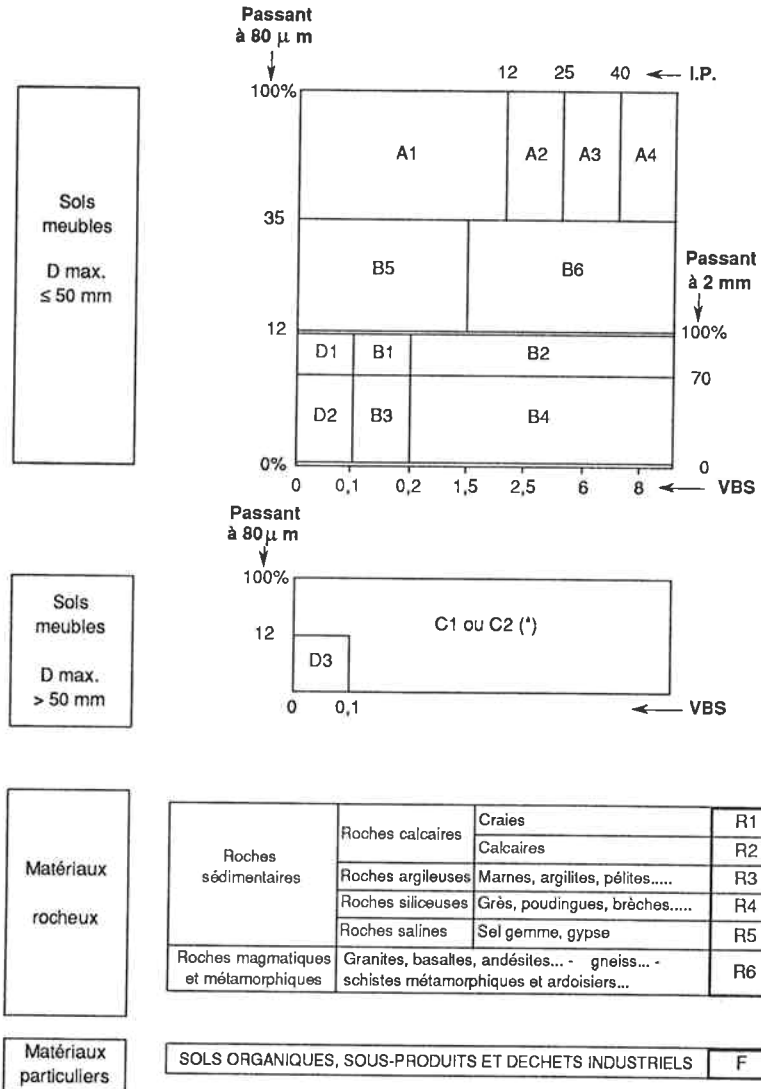
C1, C2 et D3

Les matériaux rocheux sont différenciés en 6 catégories :

R1 à R6

Une rubrique spéciale est réservée aux matériaux particuliers (sols organiques et sous-produits divers) : F

### Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature



(\*) C1 : matériaux roulés et matériaux anguleux peu charpentés (0 / 50 > 60 à 80%)  
 C2 : matériaux anguleux très charpentés (0 / 50 ≤ 60 à 80%)

Fig. 2.4.3. Nouvelle classification française (RTR)



**Classification géotechnique des sols graveleux  
critères de classification**

% de fines (passant à 0,08 mm) inférieur à 40%  
% de refus à 2 mm supérieur à 50% du refus à 0,08 mm

Groupe	Classe	Famille	Critères de classification	Genèse
SOLS GRAVELEUX	GL	GL 1	$F < 20\%$ $F \times I_p < 300$	Graveleux latéritiques
		GL 2	$F < 30\%$ $F \times I_p < 600$ ou $F < 20\%$ $300 < F \times I_p < 600$	
		GL 3	$F > 30\%$ ou $F \times I_p > 600$	
	G	G 1	$F < 15\%$ ou $F \times I_p < 180$	Graveleux alluvionnaires et éluvionnaires
		G 2	$F > 15\%$ $F \times I_p < 500$ ou $F < 15\%$ $180 < F \times I_p < 500$	
		G 3	$F \times I_p > 500$	
	Ge	Ge 1	cf G 1	Graveleux d'origine éruptive
		Ge 2	cf G 2	
		Ge 3	cf G 3	

F : pourcentage de passant au tamis de 0,08 mm  
I<sub>p</sub> : indice de plasticité

**Fig. 2.4.4a.** Classification des sols au Zaïre

**Classification géotechnique des sols sableux  
critères de classification**

% de fines (passant à 0,08 mm) inférieur à 40%  
% de refus à 2 mm inférieur à 50% du refus à 0,08 mm

Groupe	Classe	Famille	Critères de classification		Genèse
<b>SOLS SABLEUX</b>	S 1	S 1a	Refus à 2 mm supérieur à 10% et refus à 0,5 mm supérieur à 35%	F < 12% et F x Ip < 250	Sables d'altération du socle précambrien.
		S 1b		12% < F < 25% et F x Ip < 250	Sables d'altération du socle alluvions anciennes.
		S 1c		Fines > 25% ou F x Ip > 250	Sables d'altération du socle, arènes granitiques, alluvions anciennes.
	S 2	S 2a	Refus à 2 mm inférieur à 10% et refus à 0,5 mm compris entre 10 et 35%	Fines < 14% et F x Ip < 250	Sables sédimentaires marins et d'altération, alluvions anciennes.
		S 2b		14 < F < 26% et F x Ip < 300 ou F < 14% et 50 < F x Ip < 300	Sables sédimentaires marins et d'altération du socle, alluvions anciennes et modernes.
		S 2c		F > 25% ou F x Ip ≥ 300	Sables sédimentaires marins et continentaux altération et arènes alluvions.
	S 3	S 3a	Refus à 0,5 mm inférieur à 10%	F < 20% et F x Ip < 50	Sables sédimentaires marins et continentaux.
		S 3b		F > 20% et F x Ip < 300 ou F < 20% et 50 < F x Ip < 300	Sables sédimentaires marins et continentaux altération et arènes alluvions modernes.
		S 3c		F x Ip > 300	Sables sédimentaires marins et continentaux altération et alluvions anciennes.
	S e	Se 1 Se 2	Mêmes critères de classification que S 1 et S 2		Scories volcaniques, cendres, altération de roches éruptives.

F : pourcentage de passant au tamis de 0,08 mm  
Ip : Indice de plasticité

**Fig. 2.4.4b. Classification des sols au Zaïre**

**Classification géotechnique des sols fins  
critères de classification**

% de fines (passant à 0,08 mm) supérieur à 40%

Groupe	Classe	Famille	Critères de classification	Genèse
SOLS FINS	A	A 1	$F \times Ip < 1300$ et $F \times Ip \times G < 800$	Argiles d'altération du socle cristallin et cristallophylien, des roches schistogréseuses, et des formations sédimentaires du graben (Kivu).
		A 2	$1300 < F \times Ip < 2500$ et $F \times Ip \times G < 1500$ ou $F \times Ip < 1300$ et $800 < F \times Ip \times G < 1500$	
		A 3	$F \times Ip > 2500$ ou $F \times Ip \times G > 1500$	
	Ae	Ae 1	cf A 1	Argiles sédimentaires du crétacé et du quaternaire et argiles d'altération des formations éruptives.
		Ae 2	cf A 2	
		Ae 3	cf A 3	

F : pourcentage de passant au tamis de 0,08 mm

Ip : indice de plasticité

G : pourcentage de gonflement dans le moule CBR

**Fig. 2.4.4c.** Classification des sols au Zaïre



## **ANNEXE 5**

### **PRESENTATION DE LOGICIELS D'ETUDE DE PROJET ROUTIER**

Il existe une multitude de logiciels d'étude de projet routier depuis les petits programmes utilisables sur calculatrice de poche jusqu'aux systèmes très élaborés relevant de la conception assistée par ordinateur et nécessitant des matériels de calcul beaucoup plus puissants, en passant par le micro-ordinateur.

#### **1. PROGRAMMES UTILISABLES SUR CALCULATRICE DE POCHE**

La plupart de ces programmes ont été créés par les utilisateurs eux-mêmes et ne sont généralement pas diffusés.

Ils sont surtout utiles pour modifier un projet en cours d'exécution des travaux (par exemple remonter la ligne rouge sur une courte section), ou pour étudier, en cours d'étude, de petites variantes.

Ils comprennent des modules indépendants permettant de résoudre divers problèmes de calcul d'axe, de calcul du profil en long ou de calcul de cubatures. Ils sont rarement utilisés seuls pour l'étude complète d'un projet d'une certaine longueur.

#### **2. PROGRAMMES UTILISABLES SUR MICRO- ORDINATEUR**

Nous décrivons ci-après le programme MICROROUTE (BCEOM) ; c'est un système intégré et interactif formé de divers modules indépendants mais interfacés, constituant une suite. Le système, adaptable automatiquement sur n'importe quel micro-ordinateur P.C (512 K de mémoire centrale), se compose de logiciels de calcul alimentant une base de données commune, et de logiciels de dessin permettant d'éditer les plans du projet.

Il présente une version française et une version anglaise ; certains modules fonctionnent aussi en espagnol.

Nom du Module	Fonction du logiciel	Observations
<b>Axe en Plan</b>		
AXE	Définition et calcul de la géométrie	On définit les éléments géométriques de l'axe de différentes manières possibles (y compris lecteur de courbe) et le système calcule des éléments de raccordement (clothoïdes)
DESPL	Dessin de l'axe en plan	Logiciel de dessin utilisé aussi pour dessiner l'assiette en plan et les profils en long terrain naturel et projet
DEPORAX	Calcul des déports entre axes	Permet de définir et calculer un nouvel axe par des déports relativement à un axe antérieur
<b>Profil en long projet</b>		
PLR	Définition et calcul de la géométrie du profil en long projet	On définit les alignements droits et les paraboles de raccordement de différentes manières possibles Permet de passer par des points imposés
DESPL	Dessin du profil en long projet	Voir plus haut
<b>Définition des profils en travers et du terrain naturel</b>		
PFT	Définition des profils en travers du terrain naturel	On entre dans le programme les points caractéristiques du terrain naturel à partir des plans ou à partir des disquettes des topographes
TABULAX	Calcul des coordonnées en plan de chaque profil	sans observation

DEPORTN	Recalcul des profils en travers du terrain naturel s'il y a eu déport de l'axe	sans observation
DESPTN	Dessin des profils en travers terrain naturel	sans observation

Construction de la plate-forme et calcul des cubatures		
PROFTMP	Définition des profils en travers type	Par zone, on définit un ensemble d'éléments constituant les profils en travers type de la zone Nombre de vecteurs possibles, 40
SURLA	Calcul des surlargeurs au droit de chaque profil	On définit par zone les surlargeurs éventuelles de la plate-forme
DEVERS	Calcul des devers au droit de chaque profil	On définit par zone les devers droits et gauches. Le système effectue le basculement des devers par interpolation linéaire et place le dévers sur chaque profil
CUB	Construction géométrique de chaque profil en travers et/ou calcul des cubatures	Construction et calcul selon 2 lignes possibles : - chaussée terminée - arase des terrassements
VISOPFT	Visualisation écran des profils en travers construits	a) Normalement limitée à l'assiette de la roue mais possible jusqu'à 200 mètres  b) Une modification des profils en travers types est possibles à ce niveau
DESPL	Dessin de l'assiette en plan	Dessin des points d'entrée en terre et de la limite de plate-forme
DES PTR	Dessin des profils en travers projet et terrain naturel	Avec ou sans inscription des cotes des points des profils en travers

EPUR	Aide au mouvement des terres	On définit les coefficients de réutilisation, de foisonnement et de contrefoisonnement et le système donne par zones définies par le projeteur les excédents de déblais ou les besoins en remblais
<b>Dessin</b>		
GENPLA	Définition des données générales nécessaires à DESPL	On définit les échelles et les dimensions des planches
ANGLE	Calcul des paramètres nécessaires au dessin de l'axe en plan	On définit la position de l'origine et l'angle d'orientation par planche
GENPTR	Définition des données de dessin des profils en travers terrain naturel et projet	On définit les échelles et les dimensions des planches
<b>Implantation</b>		
GEVIMP	Définition des données nécessaires au calcul d'implantation	On définit le (ou les) mode d'implantation choisi et la position des bornes et des repères
IMPLANT	Calcul d'implantation	Produit un fichier de résultats utilisable directement pour l'implantation par le géomètre

<b>Utilitaires</b>		
EDBASE	Impression du contenu de la base de donnée	sans observation
SPOOL	Impression des fichiers de résultats	sans observation
VISUPL	Visualisation à l'écran des fichiers de dessin DESPL	sans observation
VISUPTR	Visualisation de l'écran des fichiers de dessin DESPTR	sans observation



Il existe un autre système comparable à MICROROUTE. Il s'agit de MICROPISTE mis au point par le SETRA et utilisé par les services de l'administration française de l'équipement.

MICROPISTE permet en outre de visualiser les perspectives de la route à partir de la base de données.

### **3. SYSTEME MOSS**

Il s'agit d'un système de conception assistée par ordinateur utilisable sur station de travail graphique.

Il travaille à partir d'un modèle numérique tridimensionnel du terrain naturel et présente les possibilités suivantes :

- conception interactive de l'axe en plan et du profil en long à l'aide d'éléments géométriques (droites, cercles, clothoïdes, paraboles) ;
- mise en place interactive des différentes lignes de la plate-forme par variation géométrique des déports et devers ;
- application des profils types avec variation automatique des devers ;
- calcul de talus simples ou complexes en fonction de couches géologique ou des conditions géométriques ;
- calcul de différentes cubatures et de diagrammes de mouvement des terres ;
- tracé automatique des plans, profils en long et en travers ;
- vues perspectives et photomontages.

Ce système exécute donc les mêmes fonctions que Microroute ou Micropiste pour l'étude d'une route de tracé linéaire ; mais il est plus indiqué que ces programmes pour l'étude des tracés en trois dimensions (échangeurs ou carrefours).

En contrepartie, il exige un centre de calcul CAO et ne peut actuellement (en 1990) contrairement aux précédents être emmené et utilisé directement sur place. Il exige aussi un investissement plus important.



## ANNEXE 6

### COEFFICIENT D'AGRESSIVITE ET CLASSES DE TRAFIC

#### 1. MODE ET EXEMPLE DE CALCUL DU COEFFICIENT D'AGRESSIVITE D'UN POIDS LOURD TYPE EN ESSIEUX STANDARD EQUIVALENTS

##### 1.1. MODE DE CALCUL

Pour le dimensionnement des chaussées, le nombre de poids lourds recensés ou pris en compte au cours de l'année de mise en service est affecté d'un coefficient qui traduit l'agressivité du trafic sur l'itinéraire considéré. Cette agressivité dépend à la fois de la composition même du trafic lourd et de la vocation de la route (type de marchandise transportée).

Le coefficient d'agressivité est exprimé par le nombre d'essieux standard auquel équivaut le poids lourd "type" qui circule sur la route.

Le choix de l'essieu standard peut être l'essieu légal autorisé dans le pays considéré, par exemple, l'essieu de 13 tonnes à 2 roues jumelées.<sup>(1)</sup> C'est ce qui est fait dans la suite de cette annexe.

Par définition même, le coefficient d'agressivité de l'essieu standard est de 1. Pour déterminer le coefficient d'agressivité du poids lourd "type", il est nécessaire de réaliser une campagne de pesage, essieu par essieu, des véhicules lourds circulant sur l'itinéraire, et d'établir le spectre d'essieux correspondant à la population de ces poids lourds.

---

(1) En Amérique on utilise plutôt l'essieu standard de 18.000 livres, soit environ 8,2 T qu'on désigne habituellement sous le nom d'essieu de 18 Kips. Un essieu standard équivalent de 13T correspond à peu près à 6,3 essieux de 18 Kips pour une chaussée souple.

Ce spectre est représenté par un histogramme qui traduit la fréquence observée "f" en pour cent par classe de poids des essieux.

Dans un souci de simplicité, mais aussi par prudence, on considère que tous les essieux agissent isolément, qu'ils soient associés en tandem ou en tridem. L'histogramme est donc relatif à l'ensemble des essieux pris séparément et considérés comme "simples".

Le coefficient d'agressivité du poids lourd "type" est calculé comme suit :

A chaque classe de poids par essieu  $P_n$ , on associe un facteur d'équivalence ou d'agressivité " $a_n$ " donné par la formule :

$$a_n = \left( \frac{P_n}{13} \right)^\alpha$$

- ou  $\alpha = 4$  pour les chaussées souples
- ou  $\alpha = 6$  à  $8$  pour les chaussées semi-rigides
- ou  $\alpha = 12$  pour les chaussées en béton

et où  $P_n$  est le poids en tonnes de l'essieu "milieu de classe" considéré.

La moyenne pondérée : 
$$\frac{f_1.a_1 + \dots + f_n.a_n}{100} = a$$

représente le coefficient d'agressivité de l'essieu moyen des poids lourds qui composent le trafic étudié.

Connaissant le nombre moyen "m" d'essieux par véhicule lourd (nombre qui est égal au nombre total d'essieux pesés que divise le nombre total de poids lourds appréhendés), on obtient le coefficient d'agressivité A du poids lourd moyen sur l'itinéraire en question :

$$A = m \times a$$

A représente un nombre d'essieux standard équivalents.

Le calcul peut être fait en une fois pour l'ensemble du trafic lourd. Il peut aussi être fait en deux fois ; si par exemple on observe sur la route étudiée un trafic de cargo et un trafic spécialisé de grumiers, dont les taux annuels prévisibles de croissance sont différents, il y a intérêt à calculer le taux d'agressivité du Poids lourd moyen (hors grumier)  $A_{PL}$  et le coefficient d'agressivité du grumier  $A_G$  ; ils sont tous les deux exprimés en nombre d'essieux standard équivalents.

## 1.2. EXEMPLE DE CALCUL DE L'AGRESSIVITE D'UN POIDS LOURDS TYPE

Nous reprenons ci-dessous le spectre d'essieux de Côte d'Ivoire donné au Chapitre 4 du Tome I.

### Calcul de l'agressivité

Classe de poids de l'essieu (T)	Fréquence d'essieux f (%)	1 Equivalence chaussée souples (a')	2 Equivalence chaussée semi-rigide (a'')	Agressivités respectives	
				sur chaussée souple f x a'	sur chaussée rigide f x a''
1 - 2	1,00	0,000177	0,0000	0,000177	0,0000
2 - 3	11,4	0,00137	0,0001	0,0156	0,0011
3 - 4	10,8	0,00525	0,0004	0,0567	0,0043
4 - 5	11,7	0,0144	0,0017	0,168	0,00199
5 - 6	10,5	0,0320	0,0057	0,336	0,0598
6 - 7	9,8	0,0625	0,0156	0,612	0,153
7 - 8	7,1	0,111	0,0369	0,788	0,262
8 - 9	7,8	0,183	0,0781	1,427	0,609
9 - 10	8,0	0,285	0,152	2,288	1,216
10 - 11	6,5	0,426	0,278	2,769	1,807
11 - 12	5,0	0,612	0,479	3,06	2,395
12 - 13	3,9	0,855	0,790	3,334	3,081
13 - 14	2,1	1,16	1,254	2,436	2,633
14 - 15	1,6	1,55	1,926	2,48	3,081
15 - 16	0,7	2,02	2,873	1,414	2,011
16 - 17	0,8	2,60	4,181	2,08	3,345
17 - 18	0,6	3,28	5,951	1,968	3,571
18 - 19	0,3	4,10	8,306	1,230	2,492
19 - 20	0,2	5,06	11,39	1,012	2,278
20 - 21	0,2	6,18	15,38	1,236	3,076
21 - 22	0,00	7,48	20,46	0,00	0,00
22 - 23	0,00	8,97	26,88	0,00	0,00
23 - 24	0,00	10,68	34,89	-	-
S = 100 essieux				28,71	32,10
L'agressivité d'un essieu est donc égale à				0,287	0,321
Si 1 PL comporte en moyenne 3 essieux, le coefficient d'agressivité du PL type est égal en ESE de 13 T à :				0,86	0,96

## 2. CLASSES DE TRAFIC

Le paramètre trafic est pris en compte dans les méthodes de dimensionnement des chaussées :

- soit sous forme de nombre total d'essieux standard équivalents qui doivent pouvoir passer sur la route avant que celle-ci ne soit trop dégradée (voir par exemple méthode AASHTO à l'annexe 7).
- soit sous forme de classe de trafic, en regroupant dans le même dimensionnement tous les trafics d'une même classe.

Selon les méthodes, ces classes de trafic sont définies soit en nombre cumulés d'essieux standard équivalents susceptibles de passer sur les routes avant que sa réhabilitation doive être envisagée, soit en trafic journalier de poids lourds à la mise en service de la route  $t_{PL}$ . Ce dernier cas implique qu'on a fait une hypothèse sur l'agressivité du trafic  $A$  et sur son taux de croissance  $u\%$  par an, ce qui est grossièrement possible pour un pays comme la France mais nuit à l'universalité de la méthode, ainsi que sur la durée de vie ( $K$  années) qu'on désire assurer à la route.

On a évidemment la relation :

$$\text{Nombre cumulé d'ESE} = A \times \frac{(1 + u)^K - 1}{u} \times t_{PL} \times 365$$

Les classes adoptées par le Guide Pratique de Dimensionnement en Pays Tropicaux (CEBTP 1984) et le Manuel de Renforcement des chaussées souples pour les mêmes pays (CEBTP-LCPC 1985) sont définies en nombre d'essieux standard équivalent de la façon suivante :

Nombre d'ESE (en $10^6$ )	0,5	1,5	4	10	20
Classe de trafic	T1	T2	T3	T4	T5

En supposant, par exemple, une durée de service de la route de 15 ans, un taux d'accroissement annuel du trafic de 7 % et un coefficient d'agressivité égal à 1 pour le poids lourd moyen, ces différentes valeurs d'ESE correspondent respectivement à des trafics journaliers moyens à la mise en service à peu près égaux à : 50, 160, 440, 1000 et 2 000 poids lourds sur la voie ou sur la bande de roulement pour laquelle le dimensionnement est conçu. Mais dans un contexte différent, ces chiffres doivent être modifiés ; par exemple avec un coefficient d'agressivité des PL de 0,75 seulement et un taux de croissance du trafic de 3% on verra que pour une durée de service de 15 ans,

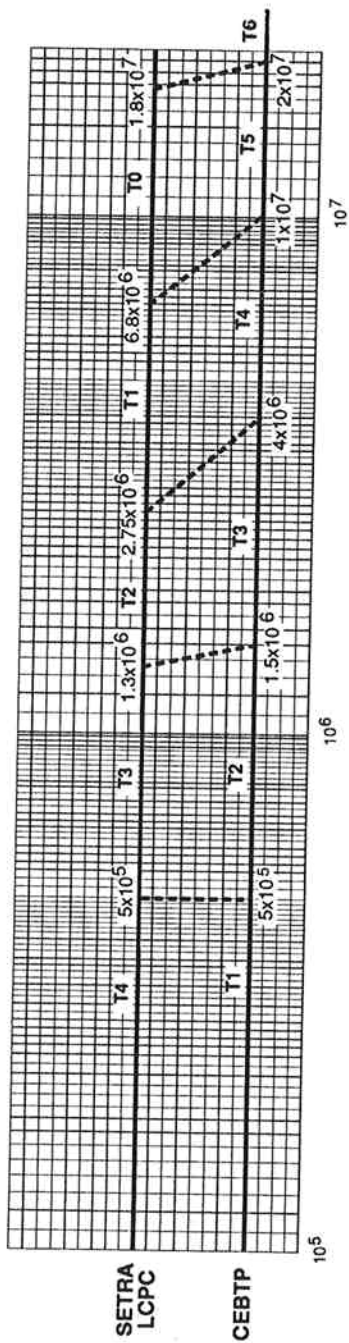
le trafic journalier moyen à la mise en service correspondant à un même nombre cumulé d'ESE est le double du précédent.

La correspondance entre les classes adoptées par le Guide Pratique de Dimensionnement et le Manuel de Renforcement des chaussées souples d'une part, et le Catalogue français des structures de chaussées (SETRA-LCPC 1977), d'autre part, est donnée par le tableau ci-après. Le trafic est exprimé en nombre cumulé de poids lourds pendant la durée de vie supposée de la chaussée. Le poids lourd type est considéré comme équivalent à un essieu standard de 13 tonnes (agressivité = 1).

Les classes de trafic du Manuel français de conception des chaussées neuves à faible trafic (LCPC-SETRA 1981) (voir annexe 7.2.) recouvrent les classes les plus faibles du Catalogue des structures types de chaussées (SETRA-LCPC 1977) :

t3 et t3+ correspondent à peu près à la classe T3, t4 et t5 à la classe T4.

**CORRESPONDANCE ENTRE LES CLASSES DE TRAFIC  
CEBTP / SETRA-LCPC**



NOMBRE CUMULE DE POIDS LOURDS SUR  
LA VOIE LA PLUS CHARGÉE  
DURÉE DE VIE # 15 ANS  
TAUX D'ACCROISSEMENT ANNUEL # 7%

**Fig. 6.1.**



## ANNEXE 7

### PRESENTATION DE TROIS METHODES DE DIMENSIONNEMENT DE CHAUSSEES

#### 1. GUIDE PRATIQUE DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES POUR LES PAYS TROPICAUX. (Biblio 129)

Le guide en question présente de nombreuses planches de dimensionnement de chaussées. On donne à titre d'exemple quelques unes d'entre elles. (Tableaux 2.7.1., 2.7.2.)

La signification des abréviations est donnée ci-dessous :

- classes de trafic T1 - T2 - T3 - T4 - T5, il s'agit des classes de trafic CEBTP (voir Annexe 6 du tome 2) ;
- classes de portance S1 - S2 - S3 - S4 - S5. Ces portances sont définies de la façon suivante par rapport à l'indice CBR :  
 $S1 < CBR 5 < S2 < CBR 10 < S3 < CBR 15 < S4 < CBR 30 < S5$  ;
- R = revêtement ;
- B = couche de base ;
- F = couche de fondation ;
- Bc = bicouche ;
- Tc = tricouche ;
- E = enrobé dense ou sable enrobé ;
- les épaisseurs sont données en centimètres : 3 E signifie par exemple 3 cm d'enrobé dense ou de sable enrobé ;
- o/d granulométrie continue de o à d mm signifie : structures demandant des précautions particulières d'étude et de mise en œuvre.

La dimension des matériaux est toujours exprimée en millimètres et en référence à la maille carrée des tamis.

Toute case barrée dans un tableau implique que la solution envisagée est à proscrire pour des motifs techniques ou économiques.

TRAFICS T <sub>1</sub> - T <sub>2</sub>		S <sub>1</sub>		S <sub>2</sub>		S <sub>3</sub>		S <sub>4</sub>		S <sub>5</sub>	
		T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>
REVETEMENT		Bc ou 3E	4E ou Tc	Bc ou 3E	4E ou Tc	Bc ou 3E	4E ou Tc	Bc ou 3E	4E ou Tc	Bc ou 3E	4E ou Tc
B	Graveleux latéritique naturel	15	15	15	15	15	15	15	15	25	25
F	Graveleux latéritique naturel	45	45	35	35	25	30	15	20	0	0
B	Graveleux latéritique ou grave naturelle amélioré au ciment	15	15	15	15	15	15	15	15	20	20
F	Graveleux latéritique naturel ou grave naturelle O/D	40	45	30	35	25	25	15	20	0	0
B	Concassé o/d	15	15	15	15	15	15	15	15	20	20
F	Graveleux latéritique naturel ou grave naturelle O/D ou concassé o/d	40	45	30	35	25	25	15	20	0	0
B	Concassé o/d	50	55	30	35	25	30	25	30	20	20
F											
B	Graveleux latéritique ou grave naturelle ou concassé o/d	20	20	20	20	20	20	20	20	25	25
F	Sable argileux	40	40	30	30	25	25	15	20	0	0
B	Sable argileux amélioré au ciment *	15	20	15	20	15	20	15	20	15	20
F	Sable argileux	40	45	30	35	20	25	15	20	10	15

Tableau 7.1. Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux

TRAFICS T <sub>3</sub> - T <sub>4</sub>		S <sub>1</sub>		S <sub>2</sub>		S <sub>3</sub>		S <sub>4</sub>		S <sub>5</sub>	
		T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>
R	Béton bitumineux	5	X	5	X	5	X	5	X	5	X
B	Graveleux latéritique naturel	20	X	20	X	20	X	20	X	25	X
F	Graveleux latéritique naturel	40	X	30	X	20	X	15	X	0	X
R	Béton bitumineux	5	7	5	7	5	7	5	7	5	X
B	Graveleux latéritique ou grave naturelle améliorés au ciment	20	20	20	20	20	20	20	20	20	X
F	Graveleux latéritique ou grave naturelle O/D	45	50	25	30	20	25	15	20	0	X
R	Béton bitumineux	5	7	5	7	5	7	5	7	5	7
B	Concassé o/d	60	65	45	50	40	45	30	35	20	23
F											
R	Béton bitumineux	5	X	5	X	5	X	5	X	5	X
B	Sable argileux amélioré au ciment *	20	X	20	X	20	X	20	X	20	X
F	Sable argileux	55	X	35	X	25	X	20	X	0	X

TRAFIC T <sub>5</sub>		S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>
		T <sub>5</sub>	T <sub>5</sub>	T <sub>5</sub>	T <sub>5</sub>	T <sub>5</sub>
R	Béton bitumineux	X	10	10	10	10
B	Grave ciment	X	22	22	22	25
F	Graveleux latéritique ou grave naturelle ou tout-venant de concassage	X	35	20	25	0

Tableau 7.2. Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux

## **2. MANUEL DE CONCEPTION DES CHAUSSEES NEUVES A FAIBLE TRAFIC (SETRA-LCPC 1981) (Biblio 103)**

La méthode de dimensionnement des chaussées neuves à faible trafic a été établie pour la France ; elle part du volume de trafic, déterminé à partir de 5 classes  $t_1$  à  $t_5$  correspondant à des nombres journaliers, par sens de circulation à la mise en service de la route, de poids lourds de charge utile supérieure à 5t) :

$$0 < t_5 < 25 < t_4 < 50 < t_3 < 100 < t_2 < 150.$$

Elle fait intervenir également, dans la procédure du dimensionnement des assises, le trafic cumulé  $N$  d'essieux standard de 13t, pendant la durée de service de la route choisie. La méthode donne pour les compositions et croissances de trafics généralement observées en France, les formules de passage de  $t_i$  à  $N$ .

Si l'on veut appliquer à un autre pays cette méthode, on utilisera les résultats moyens de comptage et pesée des trafics du pays ou mieux les comptages et pesés spécifiques du trafic de la route étudiée.

Enfin le Manuel utilise 5 classes de portance (niveau P0 à P4) déterminées suivant la classification RTR des sols, leurs caractéristiques de comportement (notamment l'indice CBR), le drainage et la nature, traitée ou non, des sols supports.

Le Manuel définit alors :

- les spécifications par catégorie de graves ainsi que le dimensionnement des couches dans le cas de graves non traitées ;
- les caractéristiques des graves et le dimensionnement de la couche de base dans le cas d'une grave-émulsion ;
- les caractéristiques des matériaux et le dimensionnement des couches de fondation et de base dans le cas d'assises traitées aux liants hydrauliques ;
- des recommandations pour le choix des couches de surface.

### 7.3. NOUVELLE METHODE AASHTO (1987). (Biblio 162)

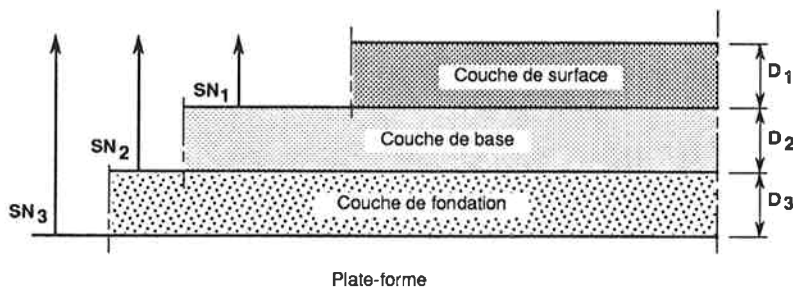
La méthode consiste à déterminer l'indice de structure de la chaussée SN en fonction du niveau de risque accepté de l'écart type, du trafic, du module d'élasticité du sol support et de la perte de niveau de service acceptée.

"L'écart type estimé  $E_o$  est global et tient compte des incertitudes sur les prévisions du trafic, exprimé en  $\log. T$ , pendant la durée de vie projetée ainsi que des incertitudes sur le comportement - niveau de service - de la chaussée pour une valeur donnée du trafic".

La perte de niveau de service  $\Delta PSI$ , est la différence entre le PSI initial (généralement compris entre 4 et 4,5) et le PSI en dessous duquel on ne veut pas descendre à la fin de la vie du projet (généralement 2 à 2,5).

- a) Il est donné ci-après à titre documentaire l'abaque 7.3. utilisé pour la détermination de l'indice de structure SN, permettant le dimensionnement des chaussées souples.
- b) Il est donné par ailleurs dans le tableau suivant 7.4. les coefficients d'équivalence des divers types de matériaux constituant la structure de chaussée.

La vérification de la structure de chaussée se fait alors de la façon suivante :



Structure de la chaussée

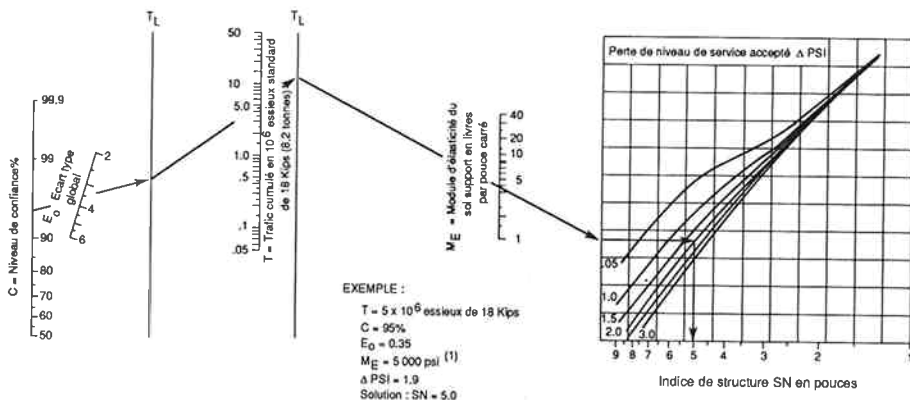
Au niveau de la plate-forme on vérifie que l'indice de structure de la chaussée :  
 $SN_3 = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$   
est supérieur ou égal à l'indice de structure SN obtenu par le nomogramme 7.3.

Au niveau supérieur de la couche de fondation on vérifie que :  
 $SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2$  est supérieur ou égal à l'indice de structure SN obtenu par le nomogramme 7.3. avec le module d'élasticité équivalent de la couche de fondation.

On procède de la même façon à la vérification de  $SN_1 = a_1 D_1$  au niveau supérieur de la couche de base.

En outre des épaisseurs minimales sont fixées pour chacun des types des couches de chaussée : 1 à 4 pouces pour les couches de béton bitumineux, 4 à 6 pouces pour la couche de base ou la couche de fondation.

Dans les formules ci-dessus donnant SN, les épaisseurs  $D_i$  sont celles des couches de chaussée, les  $a_i$  sont les coefficients d'équivalence du tableau 7.4. et  $m_1$  et  $m_2$  sont les coefficients de drainage, fonction des conditions de drainage existantes et du temps d'imbibition à l'état de saturation des couches de chaussée :  $m$  varie de 1,4 à 0,4 lorsqu'on passe d'un drainage excellent avec moins de 1% du temps au cours duquel la structure de chaussée atteint un niveau d'humidité voisin de la saturation, à un très mauvais drainage ou la structure est saturée 25 % du temps ou plus.



(1) 1 psi (pound per square inch) = 7. 10<sup>-3</sup> MPa

**Tableau 7.3. Nomogramme**  
 Détermination de SN en fonction du module d'élasticité  
 de la couche sous-jacente

Dans les zones tropicales et désertiques, la conception et la maintenance des routes revêtent une spécificité technique évidente, liée à la nature des sols et des climats ; spécificité aussi économique et sociale puisque ces zones concernent en majeure partie des pays en développement.

La situation des réseaux routiers dans ces pays présente aujourd'hui un bilan souvent préoccupant qui conduit à orienter les efforts sur l'entretien et la gestion. Les problèmes aigus de planification s'imposent aux techniciens pour utiliser au mieux les crédits limités disponibles. Et l'efficacité commence par la capacité à produire des dossiers d'études ou de projets susceptibles de convaincre les bailleurs de fonds nationaux et internationaux.

Les progrès techniques acquis depuis une vingtaine d'années, ainsi que les impératifs nouveaux du contexte actuel ont conduit le Ministère Français de la Coopération et du Développement à souhaiter une révision complète du manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques, ouvrage de référence conçu au début des années 70 et dont la réédition était attendue par les professionnels.

Les trois tomes qui composent ce nouveau manuel traitent de l'ensemble des questions relatives à la route.

**TOME 1 : Politique et économie routières :** c'est le problème des choix stratégiques, économiques et financiers, dans un contexte contraignant, où la route est un facteur important du développement tant par son rôle moteur, que par son poids financier certain.

**TOME 2 : Études techniques et construction :** routes neuves ou routes existantes modernisées, de la qualité initiale de conception et de réalisation dépendent les conditions de maintenance ultérieures.

**TOME 3 : Entretien et gestion des routes :** principal souci actuel, ses multiples aspects y sont développés, techniques, humains, organisationnels, institutionnels, financiers.

Les professionnels trouveront dans ces ouvrages les éléments de réponse à leurs questions, l'état des connaissances dans ce domaine, mais aussi l'état des expériences et des réflexions qui leur permettra d'aborder les différents problèmes avec le regard critique nécessaire pour adapter les solutions à la particularité de chaque situation.

*In tropical and desert areas, the design and maintenance of roads take on evident technical specificity resulting from the nature of soils and climates. This specificity is also economic and social since the major part of these areas covers developing countries.*

*The condition of road networks in these countries is often worrying, which leads to devote necessary efforts to maintenance and management.*



**Publications du ministère de la Coopération et du Développement**

**sous 4 grands thèmes :**  
**actualités du développement**  
**économie du développement**  
**développement rural**  
**technologies et développement**

*in COLLECTION ROUTES ET VILLES*

- Remblais routiers sur sols compressibles 1988  
Manuel pour le renforcement des chaussées souples en pays tropicaux 1985  
Hydraulique routière 1981  
Les Métiers de l'entretien routier dans les pays africains 1977  
Manuel sur les comptages routiers et les enquêtes de trafic 1976  
Manuel d'exécution des petits ouvrages routiers - 2<sup>e</sup> éd. 1991  
« Manuel d'urbanisme pour les pays en développement »  
Volume 1 : L'Habitat 1974  
Volume 2 : Artisanat et équipements commerciaux 1976  
Volume 3 : Le Découpage parcellaire 1977  
Volume 4 : Les Transports urbains 1982  
Volume 5 : Les Infrastructures 1983  
Volume 6 : Les Équipements urbains 1984

**Diffusion « Nord » et par correspondance : La Documentation française**  
**catalogue complet sur demande**

**Diffusion « Sud » : Centres Culturels Français**

## ANNEXES

1. FICHES CLIMATOLOGIQUES DE DIVERSES VILLES (BCEOM) .....	507
2. GÉOTECHNIQUE DE BASE ET ESSAIS DE LABORATOIRES ROUTIERS (CEBTP).....	521
3. ETUDE DES GRANDS DÉBLAIS ET FONDATIONS D'OUVRAGES D'ART (BCEOM) .....	559
4. CLASSIFICATION DES SOLS (CEBTP) .....	567
5. UTILISATION DE LOGICIELS POUR LA CONCEPTION DE PROJETS ROUTIERS (BCEOM) .....	579
6. AGRESSIVITÉ ET CLASSES DE TRAFIC (CEBTP).....	585
7. EXEMPLES DE PLANCHES DE DIMENSIONNEMENT DE CHAUSSÉES (CEBTP).....	591
8. GRAVELEUX LATÉRIQUES (CEBTP) .....	601
9. ENROBÉS (CEBTP).....	605
10. ANALYSE DES COUTS DE COUTS DES TRAVAUX ROUTIERS (BCEOM).....	609
<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....	641
<b>GLOSSAIRE</b> .....	656
<b>ABREVIATIONS</b> .....	659

10.3.	TECHNIQUES DU CONTROLE DES TRAVAUX D'OUVRAGES D'ART.....	425
10.3.1	Implantation.....	425
10.3.2	Fondations.....	428
10.3.3.	Bétons.....	433
10.3.4.	Armatures et câbles.....	444
10.3.5.	Vérification après exécution.....	448
10.3.6.	Plans de recollement des ouvrages d'art.....	448
10.4.	LES DOCUMENTS DE CONTROLE.....	451
10.4.1.	Introduction.....	451
10.4.2.	Différents sortes d'attachements.....	451
10.4.3.	Prise des attachements dans le système français.....	452
10.4.4.	Journal répertoire des attachements et autres documents de chantier.....	453
10.4.5.	Les documents du chantier et les attachements dans les marchés internationaux.....	454
10.5.	MOYENS NECESSAIRES AU CONTROLE.....	457
10.5.1.	Généralités.....	457
10.5.2.	Organisation du contrôle et personnel nécessaire.....	457
10.5.3.	Laboratoires.....	459

## CHAPITRE 11 COUT DES INVESTISSEMENT ET MODE DE REGLEMENT

11.1.	REGLEMENT ET COUT DES ETUDES.....	463
11.1.1.	Mode de règlement des études.....	463
11.1.2.	Coût d'exécution des études.....	467
11.1.3.	Quelques ordres de grandeur.....	471
11.2.	REGLEMENT ET COUT DES TRAVAUX.....	473
11.2.1.	Mode de règlement des travaux.....	473
11.2.2.	Coût de l'exécution des travaux.....	485
11.2.3.	Données statistiques sur le coût des travaux.....	494
11.3	COUTS DES CONTROLES.....	500
11.3.1.	Mode de règlement du contrôle.....	500
11.3.2.	Coût d'exécution des contrôles.....	502
11.3.3.	Ordres de grandeur des coûts du contrôle.....	503

## CHAPITRE 9 EQUIPEMENT DE LA ROUTE

9.0.	INTRODUCTION.....	381
9.1.	PLANTATIONS .....	381
9.2.	BORNAGE ET SIGNALISATION PERMANENTE .....	382
9.2.0.	Introduction .....	382
9.2.1.	La signalisation horizontale .....	383
9.2.2.	La signalisation verticale par panneaux .....	387
9.2.3.	Les balises .....	391
9.2.4.	Le bornage .....	393
9.3.	DISPOSITIFS DE SECURITE .....	394
9.3.1.	Terminologie .....	394
9.3.2.	Glissières métalliques .....	395
9.3.3.	Les séparateurs en béton .....	399
9.4.	BARRIERES DE PLUIE .....	400

## CHAPITRE 10 LE CONTROLE DES TRAVAUX

10.1.	CONSIDERATIONS GENERALES SUR LE CONTROLE.....	401
10.1.1.	But et esprit du contrôle .....	402
10.1.2.	Les systèmes de contrôle et leur évolution .....	403
10.1.3.	La structure du contrôle .....	405
10.1.4.	Conditions requises pour l'exécution d'un bon contrôle .....	410
10.2.	TECHNIQUES DU CONTROLE DES TRAVAUX ROUTIERS .....	411
10.2.1.	Contrôle d'implantation .....	411
10.2.2.	Contrôle de la qualité des matériaux .....	413
10.2.3.	Contrôles des conditions de mise en oeuvre .....	415
10.2.4.	Réception des travaux .....	422
10.2.5.	Documents de fin de chantier .....	422

<b>8.3</b>	<b>OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT</b> .....	313
8.3.1.	Généralité .....	313
8.3.2.	Charges et règlements de calcul .....	313
8.3.3.	Classification des ponts .....	316
8.3.4.	Implantation des ouvrages de franchissement .....	316
8.3.5.	Fondations .....	317
8.3.6.	Tabliers .....	327
8.3.7.	Radiers .....	341
8.3.8.	Ponts submersibles .....	344
8.3.9.	Radier busé, Radier sur dalot .....	345
<b>8.4.</b>	<b>BUSES ET DALOTS</b> .....	346
8.4.1.	Buses de petit diamètre .....	346
8.4.2.	Dalots .....	347
8.4.3.	Buses métalliques de grandes dimensions .....	347
8.4.4.	Buses en béton armé de grandes dimensions .....	348
8.4.5.	Ouvrages d'extrémité .....	349
<b>8.5.</b>	<b>MURS DE SOUTÈNEMENTS</b> .....	350
8.5.1.	Utilité et fonctionnement des murs de soutènement .....	350
8.5.2.	Drainage des murs de soutènement .....	352
8.5.3.	Ouvrages encastrés dans le sol .....	352
8.5.4.	Ouvrages poids monolithiques .....	352
8.5.5.	Murs en béton armé .....	353
8.5.6.	Murs en gabions .....	353
8.5.7.	Murs cellulaires .....	355
8.5.8.	Terre armée .....	356
8.5.9.	Utilisation des géotextiles .....	356
8.5.10.	Emploi des murs de soutènement .....	357
<b>8.6.</b>	<b>BACS</b> .....	357
8.6.1.	Généralités .....	357
8.6.2.	Types de construction de bacs .....	360
8.6.3.	Principes et dispositifs d'accostage, d'embarquement et de débarquement .....	368
8.6.4.	Ouvrages d'accès aux bacs .....	372
8.6.5.	Les modes de propulsion .....	373
8.6.6.	Choix d'un bac .....	378

7.3.	EXECUTION DES CHAUSSEES EN BETON .....	258
7.3.1.	Formulation du béton .....	258
7.3.2.	Fabrication et mise en oeuvre sur le chantiers importants.....	259
7.3.3.	Contrôles .....	261
7.3.4.	Voies à faible trafic en béton de ciment .....	261
7.4.	CONCEPTION DES CHAUSSEES	
	REVETUES BITUMEEES .....	265
7.4.1.	Généralités .....	265
7.4.2.	Les couches de chaussées .....	265
7.4.3.	Conception du profil en travers .....	
	Dépendances de la chaussée .....	266
7.4.4.	Dimensionnement des chaussées .....	267
7.4.5.	Méthode de dimensionnement des chaussées .....	273
7.4.6.	Commentaires sur la démarche à suivre pour dimensionnement des chaussées .....	277
7.5.	EXECUTION DES CHAUSSEES REVETUES BITUMEEES .....	278
7.5.1.	Généralités .....	278
7.5.2.	Approvisionnements des matériaux .....	279
7.5.3.	Préparation de la forme.....	280
7.5.4.	Couche de forme.....	280
7.5.5.	Couche de fondation .....	279
7.5.6.	Accotement .....	285
7.5.7.	Couche de base .....	285
7.5.8.	Couche d'imprégnation et d'accrochage .....	288
7.5.9.	Couches de roulement.....	289
7.6.	ROUTES EN TERRE .....	293
7.6.1.	Généralités .....	293

## CHAPITRE 8 LES OUVRAGES D'ART ET LES BACS

8.1.	LES PRINCIPALES CATEGORIES D'OUVRAGES D'ART .....	301
8.2.	ACTION DE L'EAU ET CHOIX DE L'OUVRAGE .....	302
8.2.1.	Affouillements.....	302
8.2.2.	Force exercée par le courant sur le pont .....	308
8.2.3.	Débouché linéaire des ouvrage hydrauliques .....	310
8.2.4.	Choix du type d'ouvrage hydraulique .....	312

**CHAPITRE 6**  
**TERRASSEMENT - COMPACTAGE -DRAINAGE**

6.1.	TERRASSEMENTS .....	191
6.1.1.	Définiio.....	191
6.1.2.	Etudes des terrassements.....	191
6.1.3.	Exécution des terrassements .....	194
6.1.4.	Engins utilisés .....	203
6.1.5.	Production d'un atelier de terrassement .....	204
6.1.6.	Traitement des sols en terrassement .....	205
6.1.7.	Classifications des sols .....	206
6.2.	LE COMPACTAGE .....	209
6.2.1.	Généralités .....	209
6.2.2.	Etude du compactage au laboratoire .....	210
6.2.3.	Règles du compactage.....	216
6.2.4.	Choix des matériels de compactage.....	216
6.2.5.	Les matériels de compactage.....	217
6.2.6.	Compactage dans quelques cas particuliers .....	225
6.2.7.	Contrôle du compactage.....	224
6.3.	DRAINAGE.....	230
6.3.1.	Drainage profond .....	230
6.3.2.	Evacuation des eaux superficielles.....	236
6.3.3.	Petits ouvrages transversaux.....	238
6.4.	LUTTE CONTRE L'EROSION .....	242
6.4.1.	Généralités .....	242
6.4.2.	Procédés de protection contre l'érosion .....	240

**CHAPITRE 7**  
**CHAUSSEES**

7.1.	GENERALITES - DEFINITION .....	249
7.2.	CONCEPTION DES ROUTES EN BETON .....	253
7.2.1.	Généralités .....	253
7.2.2.	Principes généraux de conception desroutes en béton.....	254
7.2.3.	Types de chaussées en béton .....	255
7.2.4.	Dimensionnement des chaussées en béton .....	257

4.6.	PROFIL EN LONG.....	111
4.6.1.	Introduction.....	111
4.6.2.	Déclivités maximales.....	112
4.6.3.	Longueur critique de pente maximale.....	112
4.6.4.	Raccordements aux changements de déclivités ; rayons de courbure aux points hauts et points bas.....	113
4.6.5.	Coordination tracé en plan - profilen long.....	114
4.7.	CARACTERISTIQUES DES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT.....	114
4.7.1-	Les bacs.....	115
4.7.2.	Radiers ou ponts submersibles.....	115
4.7.3.	Buses et dalots.....	115
4.7.4.	Ponts.....	116

## CHAPITRE 5 ETABLISSEMENT DES PROJETS

5.1.	DIFFERENTS STADES D'ETUDE.....	119
5.1.1.	Objectifs et consistance des projets.....	119
5.1.2.	Prise en considération.....	120
5.1.3.	Préparation du dossier de consultation.....	121
5.1.4.	Enchaînement des études.....	123
5.1.5.	Cas particulier des ouvrages d'art.....	125
5.2.	ETUDES DE FACTIBILITE.....	127
5.2.1.	Consistance d'une étude de factibilité routière.....	127
5.2.2.	Etudes géométriques.....	128
5.2.3.	Etudes géotechniques.....	133
5.2.4.	Estimation des coûts d'investissement et d'entretien.....	138
5.2.5.	Coordination entre les différentes équipes.....	140
5.3.	ETUDES DE PROJET.....	141
5.3.1.	Conception d'un projet.....	141
5.3.2.	Etudes géométriques.....	142
5.3.3.	Etudes Géotechniques.....	159
5.3.4.	Etudes d'ouvrages d'art.....	167
5.3.5.	Estimation du projet.....	178
5.3.6.	Préparation du dossier de consultation des entreprises.....	180



3.4.4.	Technique à froid.....	74
3.4.5.	Enduits superficiels.....	80
3.5.	TRAITEMENT DES SOLS PAR DES PRODUITS ORGANIQUES.....	86

## CHAPITRE 4 NIVEAUX D'AMENAGEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

4.1.	INTRODUCTION.....	89
4.2.	LES NIVEAUX D'AMENAGEMENT.....	89
4.2.1	Les critères de choix.....	
4.2.2.	Fonction de la route.....	91
4.2.3.	Trafics.....	92
4.2.4.	Topographie - Géotechnique - Hydrologie.....	92
4.2.5.	Mode de construction et entretien de la route.....	93
4.2.6.	Evolution de la route.....	93
4.3.	VITESSE DE REFERENCE ET PARAMETRES DES PROJETS.....	94
4.3.1.	Définition de la vitesse de référence.....	94
4.3.2.	Valeurs des paramètres fondamentaux.....	95
4.3.3.	Vitesses réelles pratiquées.....	96
4.4.	PROFIL EN TRAVERS.....	97
4.4.1.	Comparaison entre les profils en travers des routes en terre et des routes revêtues.....	98
4.4.2.	Caractéristiques à fixer dès l'étude de factibilité.....	99
4.4.3.	Largeur des chaussées en section courante.....	100
4.4.4.	Surlargeur dans les virages.....	102
4.4.5.	Pentes transversales.....	102
4.4.6.	Déver.....	103
4.4.7.	Accotements.....	105
4.4.8.	Profil en travers au droit des ouvrages d'art.....	106
4.4.9.	Importance du choix du profil au travers de la route.....	106
4.5.	TRACE EN PLAN.....	107
4.5.1	Introduction.....	107
4.5.2	Courbes et alignements droits.....	107
4.5.3.	Influence de l'implantation des ouvrages d'art.....	109
4.5.4.	Raccordements à courbure progressive.....	109

2.5.	LATERITES .....	25
2.6.	ENCROUTEMENTS CALCAIRES ET EVAPORITES .....	32
2.6.1.	Croûtes et "tufs" calcaires .....	32
2.6.2.	Evaporites	36
2.7.	SABLES NATURELS .....	37
2.8.	GRAVES NATURELLES .....	40
2.9.	LIMONS ET ARGILES .....	40
2.10.	CORAUX .....	41
2.11.	COQUILLAGES .....	42
2.12.	EBOULIS DE PENTES .....	43
2.13.	ARGILES GONFLANTES - VERTISOLS .....	43

### CHAPITRE 3 TECHNIQUES DE TRAITEMENT DES SOLS MATERIAUX

3.1.	INTRODUCTION .....	45
3.2.	TRAITEMENTS PHYSIQUES DITS MECANIQUES .....	46
3.2.1	Amélioration mécanique in situ .....	46
3.2.2	Bétons de sols .....	47
3.2.3.	Traitement mécanique des matériaux rocheux .....	48
3.3.	TRAITEMENTS CHIMIQUES .....	48
3.3.0.	Généralités .....	48
3.3.1.	Les produits .....	48
3.3.2.	Traitement par la chaux des sols fins .....	50
3.3.3	Traitement au ciment .....	52
3.3.4.	Graves-pouzzolane-Chaux .....	57
3.3.5.	Précautions générales de mise en œuvre des matériaux traités aux liants hydrauliques .....	58
3.4.	TRAITEMENT AUX LIANTS HYDROCARBONES .....	58
3.4.1.	Introduction .....	58
3.4.2.	Les liants bitumineux .....	58
3.4.3.	Techniques à chaud .....	66

## TABLE DES MATIERES

<b>PREFACE</b>	
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	<b>I.</b>
<b>INTRODUCTION AU TOME 2</b> .....	<b>V</b>

### CHAPITRE 1 CONDITIONS NATURELLES DES ZONES TROPICALES ET DESERTIQUES

<b>1.1.</b>	<b>CLIMATOLOGIE</b> .....	<b>1</b>
1.1.1.	<b>Introduction</b> .....	<b>1</b>
1.1.2.	<b>Régimes climatiques</b> .....	<b>2</b>
1.1.3.	<b>Précipitations instantanées</b> .....	<b>4</b>
1.1.4.	<b>Vents de sable</b> .....	<b>5</b>
1.1.5.	<b>Variations diurnes</b> .....	<b>5</b>
1.1.6.	<b>Sources possibles de renseignement</b> .....	<b>6</b>
<b>1.2.</b>	<b>VEGETATION</b> .....	<b>6</b>
<b>1.3.</b>	<b>GEOLOGIE ET PEDOGENESE</b> .....	<b>9</b>
1.3.1.	<b>Géologie</b> .....	<b>9</b>
1.3.2.	<b>Géomorphologie - Pédogenèse</b> .....	<b>13</b>
<b>1.4.</b>	<b>ECOULEMENT DES EAUX</b> .....	<b>16</b>
1.4.1.	<b>Généralités</b> .....	<b>16</b>
1.4.2.	<b>Précipitations</b> .....	<b>16</b>
1.4.3.	<b>Ruissellement</b> .....	<b>16</b>
1.4.4.	<b>Evaporation</b> .....	<b>17</b>
1.4.5.	<b>Infiltrations</b> .....	<b>17</b>
<b>1.5.</b>	<b>EROSION</b> .....	<b>19</b>

### CHAPITRE 2 SOLS ET MATERIAUX NATURELS

<b>2.1.</b>	<b>INTRODUCTION</b> .....	<b>21</b>
<b>2.2.</b>	<b>ROCHES MASSIVES</b> .....	<b>22</b>
<b>2.3.</b>	<b>MATERIAUX VOLCANIQUES</b> .....	<b>23</b>
<b>2.4.</b>	<b>ARENES GRANITIQUES</b> .....	<b>24</b>

SNBPE	Syndicat National du Béton Prêt à l'Emploi (France)
TMJA	trafic moyen journalier annuel
TRI	taux de rentabilité interne (voir tome 1, chapitre 3)
TRRL	Transport and road research laboratory - Angleterre
TTC	toutes taxes comprises
UNI	c'est la mesure de l'uni d'une chaussée (voir tome 3, annexe 1)
USAP	Union des Sociétés Françaises d'Autoroutes à Péage
UVP	unité voiture particulière
VB	Valeur de l'Essai au bleu de méthylène
VL	véhicule léger

MC	Ministère de la Coopération
MCD	Ministère (Français) de la Coopération et du Développement
MDE	Micro Deval en présence d'eau
MEAT	Ministère (Français) de l'Équipement et de l'Aménagement du Territoire
MEL	Ministère (Français) de l'Équipement et du logement
MELATT	Ministère (Français) de l'Équipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire et des Transports
MFCFA	millions de francs CFA
MPa	Megapascal
MRECD	Ministère (Français) des Relations Extérieures, de la Coopération et du Développement
MT	Ministère (Français) des Transports
NU	Nations Unies
OA	ouvrage d'art
OCDE	Organisation de Coopération et de Développement Economique
ONG	Organisation Non Gouvernementale
OPJ	Officier de Police Judiciaire
OPM	Optimum proctor modifié (voir tome 2 annexe 2)
OPN	Optimum proctor normal. (voir tome 2 annexe 2)
ORSTOM	Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération PARIS
PAQ	plan d'assurance qualité (voir tome 2, chapitre 10)
PED	pays en développement
P. K.	point kilométrique
PL	poids lourd
PME	petite ou moyenne entreprise
PNB	produit national brut
Proctor	(voir tome 2, annexe 2)
PSI	present serviceability index soit en français indice actuel de viabilité (voir tome 3, annexe 1 chapitre 4.4)
PTC	Poids total en charge
RGRA	Revue générale des Routes et Aérodrômes
RTR	Recommandation pour les Terrassements Routiers (voir tome 2 annexe 4)
SETRA	Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (Paris)
SFERB	Syndicat des Fabricants d'Emulsions Routières de Bitume (France)

CEBTP	Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics
CERILH	ancien Centre d'études et de recherches pour l'Industrie des liants hydrauliques, aujourd'hui ATILC.
CETE	Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement
CIEH	Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques (Burkina Faso)
CIIC	Centre d'Information de l'Industrie Cimentière - Paris
CPA	Coefficient de polissage accéléré.
CRR	Centre de Recherches Routières - (Bruxelles)
CU	Charge utile
DCE	dossier de consultation des entreprises (voir tome 2 chapitre 5)
DDE	Direction départementale de l'Équipement
ENPC	Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Paris)
ES	mesure de l'équivalent de sable.
ESE	essieu standard équivalent (voir tome 2 annexe 6)
f	fines (pourcentage d'éléments de sol inférieurs à 80 microns)
FCFA	franc de la Communauté Financière Africaine
FIDIC	Fédération Internationale des Ingénieurs Conseils
FF	franc français
HDM	highway design and maintenance standard model (voir tome 1, annexe 5)
HF	essais de stabilité HUBBARD-FIELD.
HIMO	haute intensité de main d'œuvre
HS	mesure de la rugosité par la profondeur au sable.
HT	hors taxes
Ip ou IP	indice de plasticité (voir Tome 2, annexe 2)
IPI	indice portant immédiat
ISTED	Institut des Sciences et des Techniques de l'Équipement et de l'Environnement pour le Développement. PARIS.
JORF	Journal Officiel de la République Française
L.A	mesure de résistance à la fragmentation Los Angeles.
LBTP	Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics (Abidjan)
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Paris)
LL	limite de liquidité.
LP	limite de plasticité.
LPEE	Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes (Maroc)
LRPC	Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées

## ABREVIATIONS

AASHTO	American association of state highway and transportation officials
AFNOR	Association française de normalisation
AIPCR	Association internationale permanente des congrès de la route
APD	avant-projet détaillé (voir tome 2, chapitre 5)
APL	analyseur de profil en long (voir tome 3 annexe 1)
APS	avant-projet sommaire (voir tome 2, chapitre 5)
ASTM	American Society for testing and materials
BCEOM	Société française d'ingénierie
BIT	Bureau International du Travail
BLLPC	Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées
BM	Banque Mondiale
BOCCRF	Bulletin officiel de la Concurrence, de la Consommation et de la Répression des Fraudes
CAF	coût assurance et fret ; c'est le prix d'une marchandise rendue au port de destination, mais non encore déchargée ni dédouanée. En anglais on dit CIF.
CBR	Californian bearing ratio soit en français "Indice portant californien" (voir tome 2 annexe 2)
CCAG	Cahier des Clauses Administratives Générales
CCTG	Cahier des Clauses Techniques Générales

On donne enfin ci-après les dénominations françaises officielles des principaux engins de travaux publics (arrêté du 12 Janvier 1973 du Ministère de l'aménagement du territoire, de l'équipement, du logement et du tourisme et du 17 Février 1986, du Ministère de l'urbanisme du logement et des transports).

Appellation légale	Autres termes usuellement employés
Bouteur	Bulldozer
Chargeuse	Chargeur Loader
Chargeuse Pelleteuse	Tractopelle, Backhoe
Finisseur	Finisher
Niveleuse	Grader
Pulvérisateur mélangeur	Pulvimixer
Rippeur ou Défonceuse	Ripper
Scrapeur ou Décapeuse	Scraper
Tombereau	Dumper (benne de grande capacité)



Maître d'œuvre désigne le service administratif, la personne physique ou morale désignée par le maître de l'ouvrage pour diriger et contrôler, en son nom, l'exécution des travaux ou études faisant l'objet du marché.

Nid de poule : Dégradation localisée des chaussées revêtues ou des routes en terre se traduisant par un arrachement des couches supérieures de chaussée (trou à bords francs).

Point à temps : Réparation des nids de poule sur les chaussées bitumées et par extension le matériel permettant de procéder à cette réparation.

Réhabilitation : restauration de l'aptitude au service d'une chaussée ancienne. Une réhabilitation peut être l'une ou l'autre des opérations suivantes :

- rechargement : mise en place d'un tapis bitumineux sur une chaussée ancienne revêtue ou apport de matériaux sélectionnés sur une route en terre

- renforcement : remise en état et/ou accroissement de la capacité portante d'une chaussée en lui rajoutant une nouvelle couche de base et une nouvelle couche de roulement.

- reconstruction : la ruine totale ou partielle d'une chaussée nécessite sa reconstruction avec selon les cas purges locales ou remise en forme de l'ancienne chaussée utilisée comme fondation de la nouvelle structure

- retraitement : méthode particulière de reconstruction consistant à défoncer la chaussée ancienne plus ou moins ruinée et à réutiliser les produits obtenus dans la nouvelle chaussée.

Termes de référence : c'est la traduction française de l'appellation anglaise "terms of reference". Ils définissent le cadre précis d'une étude ou d'un travail. On dit parfois en français "cahier des charges".

Trafic normal, dérivé, induit (voir tome I chapitre 4.2.) classe de trafics (voir annexe II.6).

## GLOSSAIRE

- Emploi partiel : Réparation des nids de poule sur les chaussées revêtues et réparation des nids de poule ou ravines sur les chaussées de route en terre.
- Entretien courant : Toutes les opérations d'entretien routier à réaliser au moins une fois par an : fauchage-débroussaillage ; entretien du drainage ; point à temps.
- Entretien périodique : Toutes les opérations d'entretien de périodicité supérieure à un an : renouvellement de la couche de surface d'une route ; enduit superficiel ou enrobés sur une route bitumée ; couche de roulement sur une route en terre. Marquage horizontal des chaussées etc.
- Entretien d'urgence : Reprise des accidents de terrain, ou destructions d'ouvrages qui coupent la circulation ou risquent, faute de reprise, de se développer catastrophiquement (érosion régressive etc.)

Maître d'ouvrage désigne la collectivité ou l'organisme qui conclut le marché et pour le compte duquel les travaux ou études sont exécutés.

- 235 - TISSERAND (JP) ASSOCIATION IVOIRIENNE DE GEOLOGIE DE L'INGENIEUR - Géologie appliquée aux études préliminaires de tracés routiers en Côte d'Ivoire. Symposium International de Yamoussoukro, 1990
- 236 - KORROYOKO (Y) - Etude des courbes PROCTOR et CBR d'une grave latéritique compactée dans une plage variant de la teneur en eau nulle à la teneur en eau de saturation, 1990
- 237 - DIRECTION DES J.O. -  
 C.C.A.G. Cahier des Clauses Administratives Générales  
 C.C.T.G. Cahier des Clauses Techniques Générales  
 Applicables aux Marchés de Travaux Publics.
- 238 - CRON (FW) - A review of highway design practices in developing countries - BM -
- 239 - DIRECTION DES ETUDES GENERALES ET DE LA NORMALISATION CAMEROUN - Projet de recommandation pour la réalisation des coulis bitumineux - Cameroun.
- 240 - SOCIETE COLAS - Les graves émulsion s'appliquant sous circulation.
- 241 - SETRA - DOSSIER PILOTE - L'étanchéité et les joints.

**Nota** : Le lecteur se reportera à la liste des abréviations pour les sigles utilisés dans la présente bibliographie.

- 214 - EVRARD (H) - GESTIN (G) - Les récifs coralliens et leur exploitation, ISTED, 1989
- 215 - Innovation française en matière d'émulsion de bitume - RGRA n° 664
- 216 - DORIDOT (M) - Apport de la télédétection spatiale à l'étude préliminaire des tracés routiers - Application aux Pays en Développement, ISTED, 1989
- 217 - NISSOUX (M) - VILLEMAGNE - Les chaussées en béton de ciment - Cours de Route, ENPC , 1989
- 218 - SETRA - Voiries à faible trafic. Eléments pour la conception et l'entretien., Guide , 1989
- 219 - SETRA - SFERB - Le savoir faire français en matière d'émulsion de bitume, ISTED, 1989
- 220 - LCPC - Les enduits superficiels sur les routes économiques, 1989
- 221 - CHAUVIN (JJ) - Les sables. Guide pratique d'utilisation routière, ISTED, 1989
- 222 - MAHMOUD (AOM) - ENSM - NANTES - Comportement, dimensionnement et expérimentation des chaussées inverses, 1989
- 223 - PERRIER (H) - Enduits renforcés par géotextiles sur routes en terre - Expérience française en Guyane, BLLPC n° 161, 1989
- 224 - DIRECTION DES J.O. - Fabrication et mise en œuvre des enrobés - CCTG - Fascicule n° 27, 1989
- 225 - GRIMAUX (JP) - GROZ (PC) - Fascicule n° 52 - Guide pratique de construction routière - Les enrobés bitumineux : généralités, RGRA n° 663 - 1989
- 226 - BERANGER (J) - RIVOIRE (J) - Guide pratique de construction routière : Liants modifiés routiers, RGRA n° 661 - Fascicule n° 51 1989
- 227 - AFNOR - Norme EN 45002 = X 50062 - Critères généraux concernant l'évaluation des laboratoires d'essais, 1989
- 228 - CIIC - Voirie à faible trafic en béton de ciment. Guide du prescripteur, 1990
- 229 - AIPCR - Dictionnaire technique routier - 6ème édition, 1990
- 230 - OCDE - Suivi des routes pour la gestion de l'entretien - Manuel pour les Pays en Développement, 1990
- 231 - SETRA - DIRECTION DES J.O. - Equipement de la route ; répertoire des homologations, 1990
- 232 - BAGARRE (E) - Utilisation des graveleux latéritiques en géotechnique routière, ISTED, 1990
- 233 - LCPC SETRA - Texpl - Ouvrages de soutènement. Guide technique, 1990
- 234 - DIRECTION DES J.O. - Exécution des corps de chaussées - CCTG - Fascicule 25, 1990

- 196 - BOCCRF - Recommandation n° T.1.87 relative à la gestion et l'assurance de la qualité lors de la passation et de l'exécution des marchés de travaux, 1988
- 197 - DIRECTION DES ETUDES GENERALES ET DE LA NORMALISATION - CAMEROUN - Projet de recommandation pour l'utilisation des sables argileux-ciment dans les chaussées- Cameroun, 1988
- 198 - ARQUIE (G) - MOREL (G) - Le compactage, EYROLLES, 1988
- 199 - DIRECTION DES ROUTES MAROC - Routes en milieu désertique - L'expérience marocaine, 1988
- 200 - DIRECTION DES ETUDES GENERALES ET DE LA NORMALISATION - CAMEROUN - Guide pour le dimensionnement des chaussées revêtues au Cameroun
- 201 - BANQUE MONDIALE - La détérioration des routes dans les pays en développement - Causes et remèdes, 1988
- 202 - LEROUX (A) - Mise en évidence de l'aptitude au traitement des sols argileux, BLLPC n° 154, 1988
- 203 - SFERB - Les émulsion de bitume - Généralités - Applications, 1988
- 204 - DIRECTION DES ETUDES GENERALES ET DE LA NORMALISATION - CAMEROUN - Projet de recommandation pour la réalisation des graves bitume , Cameroun, 1988
- 205 - DIRECTION DES ETUDES GENERALES ET DE LA NORMALISATION - CAMEROUN - Projet de recommandation pour la conception et la réalisation des enduits superficiels, 1988
- 206 - CASSAN (M) - Les essais in situ en mécanique des sols, EYROLLES, 1988
- 207 - GERRITSEN (AH) - SIMONCELLI (JP) - FERRADO (A) - MAIA - Comportement à l'orniérage des enrobés bitumineux, RGRA n° 649, 1988
- 208 - ABDO (J) - De Sydney à Bruxelles - Le béton de ciment dans la construction et l'entretien des routes, RGRA n° 650, 1988
- 209 - MELATT - DIRECTION des J.O - Dispositifs de retenue des véhicules - 1988
- 210 - ALEXANDRE (J) - COLOMBIER (G) - RGRA - Fascicule n° 48 - Guide pratique de construction routière - Assises traitées - Liants granulats - Formulation des mélanges, 1988
- 211 - BENSE (P) - COLOMBIER (G) - Guide pratique de construction routière - Béton compactés - Graves hydrauliques à hautes performances, RGRA n° 654, 1988
- 212 - Commentaires du memento des spécifications françaises pour les chaussées - Conseils pour une utilisation hors de France, RGRA n° 657, 1988
- 213 - MEL - JORF - Signalisation Routière, livre 1 (8 parties), 1989

- 174 - DIRECTION DES ROUTES CAMEROUN - Etude du bitumage en place des routes à faible trafic au Cameroun, 1987
- 175 - ISTED - Concevoir un projet routier en rase campagne, 1987
- 176 - ISTED - Le savoir-faire français en matière de compactage à faible teneur en eau, 1987
- 177 - SETRA - Liste des compacteurs vibrants, 1987
- 178 - SETRA- LCPC - Méthode de terrassements routiers utilisée en France (Memento), 1987
- 179 - ISTED Le savoir-faire français en matière de géotextiles et de géomembranes, 1987
- 180 - AIPCR - La route en béton de ciment - Guide pratique pour le transfert des technologies, 1987
- 181 - AUTRET (P) - CAROFF (G) - Structures inverses - Expérimentations sur manège de fatigue et comportement sur autoroute - AIPCR - 18ème Congrès mondial de la route Bruxelles, 1987
- 182 - OCDE - Entretien des routes non revêtues dans les Pays en Développement, 1987
- 183 - BAROUX (R) - Action des centres d'essai des matériels routiers du LCPC, RGRA n° 645, 1987
- 184 - UNIVERSITE DU BENIN - Etude comparative des aptitudes à la stabilisation au ciment de matériaux silto-argileux au Togo, 1987
- 185 - ENPC - Cours de route - Contrôle de qualité en construction routière , 1987
- 186 - BRULE (B) - Bitumes et normalisation, BLLPC n° 148 , 1987
- 187 - SNBPE - Guide pratique de la voirie à faible trafic, 1987
- 188 - DEMELATI (A) - REVUE MAROCAINE DE GENIE CIVIL - L'érodabilité des Sols : un problème superficiel de fond, 1987
- 189 - BRULE (B) - RAMOND (G) - Relations composition structure propriétés des bitumes routiers - RGRA n° 148, 1987
- 190 - ISTED - Second congrès mondial de l'international Slurry Seal Association - Interventions françaises - Genève 9-12 mars 1987
- 191 - HAVARD (H) - LCPC - Mise en œuvre des remblais hydrauliques - Application aux constructions routières - Rapport de recherche 148, 1987
- 192 - USAP - Séminaire sur les chaussées d'autoroutes - RGRA n° 647, 1987
- 193 - BRULE (B) - VANISCOTE (JC) - La susceptibilité thermique des bitumes et son incidence sur leur consistance à 60°C - BLLPC n° 147, 1987
- 194 - COLOMBIER (G) - ISTED - Tufs et encroûtement calcaires - Utilisations routières, 1988
- 195 - SETRA - Enrobés drainants - Note d'information CD 40, 1988

- 158 - DIRECTION DES ETUDES GENERALES ET DE LA NORMALISATION - CAMEROUN - Aperçu général sur les sols et sur les granulats routiers Cameroun - Projet, 1986
- 159 - DIRECTION DES ETUDES GENERALES ET DE LA NORMALISATION - CAMEROUN - Projet de recommandation pour la réalisation des couches bitumineuses (Cameroun), 1986
- 160 - CERILH - Etude du ciment pour l'Afrique - 1986
- 161 - RHARBAOUI (M) - Etude technico-économique en vue de l'introduction des chaussées en béton au Maroc, ISTED, 1986
- 162 - AASHTO-WASHINGTON - AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, 1986
- 163 - BRULE (B) - Liants modifiés par des polymères pour enduits et enrobés spéciaux, LCPC, 1986
- 164 - BORNONADO (G) - COLOMBIER (G) - Chaussées neuves en béton de ciment - Evolution et comportement - BLLPC n° 142, 1986
- 165 - SETRA LCPC - Météorologie et terrassements - (Recommandation), 1986
- 166 - DIRECTION DES ETUDES GENERALES ET DE LA NORMALISATION - CAMEROUN - Guide pour le dimensionnement des chaussées revêtues au Cameroun - (projet)  
I - Catalogue de structures-types 1986  
II - Dossier justificatif (juin 87).
- 167 - CASANOVA (FJ) - CARALLI (JA) - The assessment of cement requirement of Oxysols by a physico chemical method, 1986
- 168 - CEMBUREAU - 5ème Symposium International sur les chaussées en béton - (Aix-la-Chapelle) - Juin 1986  
- drainage de la chaussée  
- étude de la méthode de drainage dans les chaussées avec revêtement en béton de ciment  
- amélioration de la conception des revêtements en béton de ciment avec joints grâce aux observations in situ  
- formulation des bétons maigres pour fondations.
- 169 - LPEE - MAROC - Séminaire sur les "Routes économiques à faible trafic" Casablanca, 1986
- 170 - SETRA - LE NY (G) - Détermination pratique du paramètre Q/S ; interprétation et utilisation en phase préparatoire au contrôle du compactage, 1987
- 171 - FIDIC - Conditions de contrat applicables aux marchés de travaux de génie civil, 1987
- 172 - CHAUVIN (J) - Les sables - Guide pratique d'utilisation routière, ISTED, 1987 (voir aussi réf. 221).
- 173 - BAGARRE (E) - ISTED - Les matériaux volcaniques : utilisation en technique routière, 1987

- 139 - SETRA - Ponts mixtes acier, béton bipoutres - Guide de conception, 1985
- 140 - CRR - BELGIQUE - Dimensionnement des chaussées à revêtement de béton de ciment, 1985
- 141 - ENPC - Nouvelles techniques pour la route - Colloque ENPC 28-30-Oct, 1985
- 142 - REQUIRAND (R) - La route Tahoua Arlit (Niger) Comportement après 4 années de service, ISTED, 1985
- 143 - RETOUR (P) - Entretien routier en Colombie, ISTED, 1985
- 144 - LCPC - SETRA - Réalisation des couches de surface en béton bitumineux semi-grenu pour chaussées dimensionnées suivant le catalogue de structures-Recommandation, (Matériaux enrobés à chaud), 1985
- 145 - Recommandations pour la réalisation des bétons bitumineux - Cameroun, 1984
- 146 - LPC - Essai de compression simple sur enrobés hydrocarbonés - Essais DURIEZ-LPC - Méthode d'essais LPC 14, 1985
- 147 - SETRA - LCPC - Réalisation des assises de chaussées en sables traités aux liants hydrauliques - Directive, 1985
- 148 - GIROT (D) - BENOIST (J.M) - Utilisation d'un radar impulsif pour l'étude des structures de chaussées, BLLPC n° 139, 1985
- 149 - MARIOTTI (M) - CEBTP - Innovation dans les techniques de la route :
- Problèmes soulevés par le comportement sous chaussées, de certains sols très argileux instables dans les régions subtropicales - Solutions possibles,
  - Utilisation de sables confinés par des géotextiles pour la conception des chaussées à trafic modéré en régions sableuses dépourvues de matériaux pierreux, 1985
- 150 - Le compactage, progrès récents RGRA n° 623 (conférence EXPOMAT 7 mai 1985)
- 151 - BENAGEN (JP) - Classification des matériaux à l'aide de la presse à cisaillement giratoire - RGRA n° 623, 1985
- 152 - MOREL (G) - Le compactibilimètre - RGRA n° 623, 1985
- 153 - LCPC SETRA - Réalisation des chaussées en béton compacté - Recommandation, 1985
- 154 - SETRA LCPC - Module commun pour la réalisation des couches d'assises et de surface de chaussées en matériaux enrobés à chaud - Recommandation, 1985
- 155 - REQUIRAND (R) AUTRET (P) LCPC - Il y a des matériaux locaux qui se portent bien - Conférence IRF Le Caire, 1986
- 156 - MEL - Vitesses Pratiquées et Géométrie de la Route, 1986
- 157 - OCDE - Conception économique des routes à faible trafic, 1986



- 120 - LBTP - COTE D'IVOIRE - Recommandation pour le choix des pentes de déblais routiers et des systèmes de lutte contre l'érosion, 1983
- 121 - AUTRET (P) - Latérites et graveleux latéritiques, ISTD , 1983
- 122 - REQUIRAND (R) - La route Tahoua Arlit (Niger) - Les matériaux des chaussées, ISTD, 1983
- 123 - M. TRAN NGOC LAN - M. FAVE - M. GUIBEL - M. PASTORE - Traitement des sols par les hydrophobants à base d'amine - Nouveaux matériaux de construction en Génie Civil, INSA RENNES , 1983
- 124 - Terrassements routiers, (thématique), BLLPC, 1983
- 125 - SETRA LCPC - Réalisation des assises de chaussées en graves traitées aux liants hydrauliques - Directive, 1983
- 126 - COLLAS (J) - HAVARD (M) - Guide de géotechnique. Lexique et essais, EYROLLES , 1983
- 127 - SETRA LCPC - Notions générales sur les géotextiles en géotechnique routière (note d'information technique), 1983
- 128 - SETRA DOSSIER PILOTE PSI DA 68 - Passages supérieurs ou inférieurs en dalle continue de béton armé, (mise à jour 1973 et 1984)
- 129 - CEBTP - MRECD - Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux - Mise à jour, 1984
- 130 - AZZAOU (MK) - Routes économiques à faible trafic - Normes de conception des chaussées - 1er Congrès National de la Route, Maroc, 1984
- 131 - SETRA - LCPC - Mémento des spécifications françaises, 1984
- 132 - Chaussées en Béton - Thème C. XVIIe Congrès Mondial de la Route (SYDNEY) - RGRA n° 606, 1984
- 133 - BAGARRE (E) - Présentation d'une note technique sur l'actualisation des connaissances et sur les recherches nouvelles en cours, relatives aux graveleux latéritiques - Colloque International Route et Développement, ENPC, 1984
- 134 - SETRA - Buses métalliques : Recommandations et Règles de l'Art, 1985
- 135 - DHONNEUR (G) METEOROLOGIE NATIONALE - Traité de Météorologie Tropicale, 1985
- 136 - BANQUE MONDIALE - Documents d'Appel d'Offres Types :  
 - Passation des marchés de fournitures  
 - Passation des marchés de travaux  
 Washington, Banque Mondiale, 1985
- 137 - SETRA DOSSIER PILOTE PSI-DE 67 - Passages supérieurs ou inférieurs en dalle précontrainte à inertie constante ou variable (mise à jour 1967 et 1985)
- 138 - SETRA DOSSIER PILOTE PSI-DP 69 - Passages supérieurs ou inférieurs en dalle pleine continue de béton précontraint (mise à jour 1985)

- 101 - IRF - Symposium international bitume-soufre en construction routière. (Bordeaux), 1981
- 102 - LERET(B) - SYNDICAT DES ENTREPRENEURS DES TRAVAUX PUBLICS. - Travaux routiers de France. Les dopes d'adhésivité, 1981
- 103 - LCPC - SETRA. - Manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic, 1981
- 104 - SETRA -LCPC. - Compactage des assises de chaussées traitées aux liants hydrauliques ou non traitées. Guide pratique 1982. Guide technique, 1985
- 105 - TRRL - Overseas Road Note n°3 - A guide to surface dressing tropical countries, 1982
- 106 - AUTRET (P) - BAUCHERON DE BOISSOU DY - MARCHAND - LCPC. Alizee III practice in fifth international conference on the structural design of asphalt pavements vol.1 Ann Arbor, Michigan, 1982
- 107 - LCPC - Reconnaissance géologique et géotechnique des tracés de routes et autoroutes. (Note d'information technique), 1982
- 108 - SETRA - LCPC - Utilisation des listes d'aptitude des compacteurs : documents types pour appels d'offres et marchés, 1982
- 109 - OFFICE DES ROUTES ZAIRE - Conception routière zaïroise IV. Contribution à la conception, au dimensionnement, à la construction, et à l'entretien des pistes et routes non revêtues au Zaïre, 1982
- 110 - Le modèle HDM de la Banque Mondiale. ENPC, 1982
- 111 - LBTP - COTE D'IVOIRE -Guide pratique pour l'entretien des routes. (3 volumes), 1982
- 112 - Manuel d'entretien des routes, (3 volumes), NU, CEA, 1982
- 113 - PANNETON (A) - Congo - Contribution à l'étude et au contrôle de l'amélioration au ciment des sables du continental de la cuvette congolaise dans le domaine routier, 1982
- 114 - OFFICE DES ROUTES (ZAIRE) - Conception routière zaïroise, III : recommandation sur l'étude, le choix, la mise en œuvre et le contrôle de sols sableux en assise de chaussée revêtue, 1982
- 115 - MOREAU - Essais et moyens d'essais au laboratoire et dans l'industrie, LAVOISIER , 1982
- 116 - BOMBARD (J) - Traitement de surface pour imperméabilisation des sols traités, 1982
- 117 - AIPCR - Techniques des essais de matériaux - XVII Congrès Mondial de la route (Sydney), BLLPC n°119 , 1983
- 118 - SETRA DOSSIER PILOTE PICF 67 - Passage inférieur à cadre fermé, 1983
- 119 - SETRA DOSSIER PILOTE PIPO 74 - Passage inférieur en portique ouvert, 1983

- 82 - BESSOLES (B) - TROMPETTE (R) - MEMOIRE BRGM N° 92. - La chaîne panafricaine "zone mobile" d'Afrique Centrale (partie Sud) et "zone mobile" soudanaise, 1980
- 83 - BEDIN. RAZAC - CEBTP. - Les terrassements routiers - Contrôle des travaux., 1980
- 84 - CISSE (A). - Compactage à sec. Mythe ou réalité, BLLPC N°105, 1980
- 85 - CISSE (A). - ENPC. - Compactage à sec des remblais et assises des chaussées. Thèse, 1980
- 86 MOREL (G). - AUTRET (P). - ENPC. - Compactage à teneur en eau quasi nulle. Colloque International sur le compactage. Vol. 1. Paris, Avril 1980
- 87 - LARCHER, KONE - ENPC - Compactage des sols à teneur en eau naturelle en zone aride. Application à la construction d'une section de route expérimentale à GAO, 1980
- 88 - SOCIETE TOTAL. - Les bitumes, 1980
- 89 - CHAUVEL DE NOBREGA. - Caractéristiques granulométriques et géotechniques de la Terra Roxa Legitima, 1980
- 90 - MINISTRY OF PUBLIC WORKS - ALGER. - Test on road sections for dry compaction at Tamanrasset. Kartout - Djamel Eddine (4° Conférence IRF africaine de Nairobi), 1980
- 91 - CLIFFORD (JM). - ENPC. - An introduction to impact rollers (rouleaux-compacteurs par chaos). Colloque international sur le compactage Vol. 2 Paris Avril 1980, 1980
- 92 - SETRA - LCPC. - Réalisation des assises de chaussées en graves non traitées. Complément à la recommandation, 1981
- 93 - World Survey of Climatology -- ELSEVIER SCIENTIFIC PUBLISHING COMPANY, 1981
- 94 - SETRA DOSSIER PILOTE PSI-DN 81. - Passages supérieurs ou inférieurs en dalle nervurée, 1981
- 95 - LCPC - CEBTP. - Les Latérites au Gabon dans le domaine routier, 1981
- 96 - SETRA - LCPC. - Compactage des remblais de tranchées (note technique), 1981
- 97 - OFFICE DES ROUTES (ZAIRE). - Conception routière zaïroise II : Classification géotechnique des sols routiers, 1981
- 98 - MINISTRY OF TRANSPORT AND COMMUNICATION ROADS DEPARTMENT KENYA. - Road design manual - Part III. Materials and pavement design for new roads, 1981
- 99 - VANTUU (A). BCEOM. - Hydraulique routière MC, 1981
- 100 - FILLIAT (G) - La pratique des sols et fondations - Le Moniteur, 1981

- 63 - LCPC SETRA - Directive pour la réalisation des enduits superficiels 1978.
- 64 - LBTP - COTE D'IVOIRE - Recommandation pour le choix, l'étude et la réalisation des enrobés denses, 1978
- 65 - LBTP - COTE D'IVOIRE - Recommandation pour le choix, l'étude et la réalisation des bétons bitumineux, 1978
- 66 - LCPC SETRA - Réalisation des couches de surface de chaussées en béton bitumineux clouté. Recommandation (matériaux enrobés à chaud), 1978.
- 67 - LEVEQUE (J) - La grave émulsion SFERB, 1978
- 68 - COCKSEDGE (JE) / GRACE (H) - Recent investigation into dry compaction of sand - RRF. Conférence Middle East and North Africa - Le Caire, 1978
- 69 - M. RAY - F. VEREE - CEMBUREAU - Panorama des chaussées françaises en béton de ciment - Colloque international sur les routes en béton - BESANCON, 1978
- 70 - LCPC SETRA - Réalisation des chaussées en béton de ciment (directive), 1978
- 71 - SETRA LCPC - Les pieux forés - recueil des règles de l'art, 1978
- 72 - SETRA LCPC - Les ouvrages en terre armée : Recommandations et Règles de l'Art, 1979
- 73 - Chaussées en béton - Le transfert de charge aux joints transversaux des retrait-flexion BLLPC - Numéro spécial IX, 1979
- 74 - LBTP - COTE D'IVOIRE. - Recommandation pour l'utilisation en couche de base des graves bitume, 1979
- 75 - LCPC SETRA. - Réalisations des enrobés en couches minces pour l'entretien des chaussées renforcées et des chaussées neuves (note technique), 1979
- 76 - PHILIPPONNAT (G.) - Fondation et Ouvrages en Terre - Eyrolles, 1979
- 77 - Les graves ciment, BLLPC N° THEMATIQUE, 1979
- 78 - BERANGER (J) - PLUMAT (M). - Le bétonpact, RGRA N°554, 1979
- 79 - PEYRONNE (C) - KOBISCH (R). - L'ovalisation : une nouvelle méthode de mesure des déformations élastiques des chaussées BLLPC 102, 1979
- 80 - GIROUY (J). - SCHREIBER (D). - Guide pratique de Construction routière-Drainage et Assainissement, 2<sup>ème</sup> partie n°10 - RGRA N°558, 1979
- 81 - ENPC. - Colloque international sur le compactage, 1980

- 3) Compactage des remblais et couche de forme.  
 4) Contrôle de l'exécution des remblais et couches de forme.
- 45 - VIAFRANCE - Journées d'information liants, bitume-soufre, 1976
- 46 - KLAUS (P) - UNION DES PROFESSIONNELS SUISSES DE LA ROUTE - Table de clothoïdes, 1977
- 47 - BESSOLES (B) - Le craton Ouest Africain, MEMOIRES BRGM n° 88, 1977
- 48 - LIAUTAUD (G) - LBTP ABIDJAN. - Etude actualisée de la classification des graveleux en Côte d'Ivoire. RR 1, 1977
- 49 - LCPC - SETRA. - Catalogue des structures-types des chaussées neuves, 1977 (avec mise à jour 1981-1988)
- 50 - TRRL - Road note 31 - A guide to the structural design of bitumen surfaced roads in tropical and subtropical countries, 1977
- 51 - LE ROHELLEC (J) - Prospection, détermination et organisation de l'exploitation des gîtes de matériaux destinés à l'entretien des routes en Afrique. 2° conférence panafricaine (Ghana), 1977
- 52 - SFERB - Bitumes et enrobés bitumineux, 1977
- 53 - LBTP - Côte d'Ivoire - Recommandation pour l'utilisation en couche de base des graves ciment, 1977
- 54 - DE GARIDEL (R) THORON. JAVOR (E) - Routes rurales en béton de ciment, l'expérience française, RGRA n° 530, 1977
- 55 - LBTP Côte d'Ivoire - Manuel pour la conception et le dimensionnement des chaussées neuves. Catalogue de structures types en Côte d'Ivoire, Septembre, 1977
- 56 - SMUH - SEAE - Fiches climatiques pour 14 pays d'Afrique francophone à l'usage des architectes, urbanistes, aménageurs, 1978.
- 57 - LBTP - COTE D'IVOIRE - Recommandation pour le choix, l'étude et la réalisation des couches bitumineuses de surface.  
 - Les Sand Asphalt  
 - Les Enrobés denses  
 - Les Bétons bitumineux 1978.
- 58 - LBTP - COTE D'IVOIRE - Recommandation pour le choix, l'étude et la mise en œuvre des sols de plate-forme 1978.
- 59 - Chaussée en béton - Problèmes posés par la présence d'eau dans leur structure - BLLPC - Numéro spécial VIII, 1979
- 60 - DIRECTION DES J.O - Exécution des chaussées en béton de ciment CCTG. FASCICULE 28 (78-51 TER), 1978
- 61 - SETRA LCPC - Guide pour l'acceptation des centrales de fabrication d'enrobés, 1978
- 62 - LBTP - COTE D'IVOIRE - Recommandation pour l'utilisation en corps de chaussée des sables argileux traités à l'émulsion ou au bitume fluidifié, 1978

- 24 - SETRA. LCPC - Recommandation pour le traitement des sols à la chaux, 1972
- 25 - CAMBEFORT (H). Géotechnique de l'Ingénieur. Eyrolles, 1972
- 26 - DIRECTION DES J.O. - Fascicule 61 - Titre 2 du CCTG - Programme de charges et épreuves des ponts-routes. J.O.R.F, 1972
- 27 - SETRA -LCPC. - Directive pour la réalisation des assises de chaussées en graves-bitume et sables-bitume, 1972
- 28 - Dossier pilote - SETRA - Murs de soutènement en béton armé, 1973
- 29 - JEUNE AFRIQUE - Grand Atlas du continent africain, 1973
- 30 - MOREL (G). VALEUX (JC). - Compactage de matériaux traités aux liants hydrauliques pour assises de chaussées BLLPC n° 66, 1973
- 31 - VAN GANSE (R). La technique routière n° 4, vol. XVIII. CRR. Le remblayage hydraulique dans la construction routière, 1973
- 32 - PHILIPPONNAT (G). - Etude expérimentale de l'érosion des sols et du drainage superficiel à Madagascar, RGRA n° 489, 1973
- 33 - DEBAIRE (JP). MIEUSSENS (C). - Compactage d'un remblai routier par consolidation dynamique, BLLPC n°66, 1973
- 34 - M. DE RAGUENEL(M). PUIG. - Bilan du traitement des limons à la chaux et chaux -ciment en Normandie, RGRA n° 490, 1973
- 35 - PARAMYTHIOTI (M). GIRARD (J). - Engins de compactage en construction routière, Travaux n° 464, 1973
- 36 - FENZY (E) - La tôle ondulée : effet du pneumatique, RGRA N° 503, 1974
- 37 - SETRA - LCPC - Directive pour la réalisation des assises de chaussées en grave émulsion., 1975
- 38 - JONEAUX (R) - Possibilités comparées des routes non revêtues et des routes revêtues dans les pays africains, MC, 1975
- 39 - BCEOM - Manuel des petits ouvrages routiers. MCD, 1975 (Nouvelle édition en cours)
- 40 - BOUCHE (M) CEBTP - Mouvement de l'eau dans les sols fins compactés. Action d'un produit hydrophobant, Annales ITBTP n° 119, 1975
- 41 - VERHASSELT (A). CRR - Le traitement des sols à chaux. La Technique Routière n°1, 1975
- 42 - SETRA - Fondations courantes d'ouvrages d'art (Fond 72). 1976
- 43 - FAO - UNESCO - Carte mondiale des sols. Vol.VI Afrique - (Feuilles 1.2.3), 1973
- 44 - SETRA - LCPC - Recommandations pour les terrassements routiers.(RTR) 1976-1981
  - 1) Etablissement des projets et conduite des travaux de terrassement
  - 2) Utilisation des sols en remblai et couche de forme.

- 1 - ROBINSON (J. R.). - Piles, culées et cintres des ponts. ENPC-Dunod, 1958
- 2 - GAUNIN (J). HOUDAILLE (L).- Tables trigonométriques et tables pour le tracé des courbes. Dunod, 1961
- 3 - AUVRAY (C). RODIER (J). - Estimation des débits de crues décennales pour les bassins de superficie inférieure à 200km<sup>2</sup> en Afrique Occidentale. CIEH, 1965
- 4 - ESDDES (JL) et RECORD (HR) - Quick test to determine lime requirements for lime stabilisation., 1966
- 5 - TERZAGHI (K). et PECK (RB). - Mécanique des sols appliquée. JOHN WILEY, 1967
- 6 - SETRA DOSSIER PILOTE.- Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes de hauteur constante. SETRA, 1967
- 7 - ODIER (L). MILLARD (RS). - Routes dans les pays en voie de développement. UNESCO, Eyrolles, 1968
- 8 - FURON (R). - Géologie de l'Afrique. Payot, 1968
- 9 - FAO. - Directive pour la description des sols, 1968
- 10 - MELLIER (G). - La route en terre - situation et entretien. Eyrolles, 1968
- 11 - NU. - Circulation routière. Convention sur la circulation routière et convention sur la signalisation routière. Conférence Nations Unies Vienne -Autriche. 1968
- 12 - KONIAKINE (A). - Traité pratique des bacs. MCD, 1969
- 13 - DAVIDIAN (Z). - Pieux et fondations sur pieux. MCD, 1969
- 14 - SETRA. - Guide d'esthétique pour ouvrages d'art courants, SETRA, 1969
- 15 - ORSTOM. - Glossaire de pédologie, 1969
- 16 - PELTIER (R). - Manuel du laboratoire routier. Dunod, 1969
- 17 - MEL. - Instruction sur les conditions techniques d'aménagement des routes nationales (ICTARN). DRCR, 1970
- 18 - CESAREO (A). - Entretien mécanique des routes en terre en Côte d'Ivoire. SEAE, 1970
- 19 - RAT (M). - Etude théorique sur le drainage, in : Hydraulique des sols. BLLPC numéro spécial, 1970
- 20 - PERRELON (A). - Ponts sur pieux métalliques. SEAE, 1970
- 21 - MINISTERE DE L'AGRICULTURE. - Cahier des charges pour routes rurales en béton de ciment. 1971
- 22 - KRENZ (A)OSTERLOH (H).- Tables de clothoïdes pour l'établissement des projets et le piquetage. Eyrolles, 1972
- 23 - CEBTP. - Etude des matériaux coralliens. Technique routière en Polynésie, 1972

*(Institut National de Recherche et d'Etude sur le Transport et la Sécurité)  
et du SETRA.*

*Cette base est accessible sur le serveur IRS (Information Retrieval Service) de l'Agence Spatiale Européenne (ASE). A signaler que les coproducteurs français publient à l'intention des Pays en Développement avec l'aide du ministère français de la coopération, un bulletin "Documentation routière pour les Pays en Développement" qui est une sélection des dernières entrées dans la base à l'intention des PED.*

*Ce bulletin peut être obtenu en écrivant à l'ISTED (Institut des Sciences et des Techniques de l'Équipement et de l'Environnement pour le Développement), 38 rue Liancourt 75014 Paris.*

***IBISCUS** base mise en forme avec l'aide du ministère français de la coopération et du développement, sur l'économie des P.E.D. Créé en 1983, le système d'information IBISCUS est accessible au public depuis 1986. Cette base vient en complément des nombreuses bases bibliographiques déjà existantes en couvrant les problèmes de développement sous l'angle technico-économique.*

*La qualité du réseau IBISCUS est une garantie pour la pertinence de ses données. Celles-ci proviennent non seulement des revues et ouvrages accessibles en librairie, mais aussi des études produites par ses membres et qui le plus souvent ne sont pas publiées.*

*Se trouvent dans le réseau :*

- des organismes de financement ;*
- des sociétés d'étude et d'intervention ;*
- des organismes de Recherche ;*

*Pour informations complémentaires, le lecteur pourra s'adresser*

*Réseau IBISCUS  
1 bis, rue du Havre  
75008 PARIS.  
Tél.: 42-94-24-34*



## BIBLIOGRAPHIE

### NOTE AU LECTEUR

*Contrairement aux tomes 1 et 3 où nous n'avons retenu que les documents de base, il nous a semblé utile de présenter pour ce tome une bibliographie plus importante bien que non exhaustive, compte tenu des nombreuses modifications apportées au contenu de ce volume par rapport à l'édition précédente. Le lecteur pourra utilement consulter pour compléter son information sur tel ou tel point particulier les documents suivants :*

- . Moniteur du Bâtiment et des Travaux Publics ;*
- . Revue générale des Routes et des Aérodomes ;*
- . Travaux ;*
- . Les comptes rendus des Congrès de l'Association Internationale Permanente des Congrès de la Route. et de l'I.F.R. (Fédération Routière Internationale).*

*Signalons enfin l'existence de deux bases de données bibliographiques qui compléteront utilement les recherches des lecteurs :*

- . La D.I.R.R. (Documentation Internationale de Recherche Routière) mise en place dans le cadre du Programme de Recherche en matière de routes et de transports routiers par l'OCDE dont le coordonateur français est le LCPC avec la participation du BCEOM, du CEBTP, de l'INRETS*



**TABLEAU 6**  
**TROISIEME STADE D'EVALUATION**

	Unités	Quantités	Prix d'ordre en FCFA	Evaluation en F.CFA	Quantités Savane	Quantités Forêt	Evaluation en M.F.CFA en Savane	Evaluation en M.F.CFA en Forêt
- Terrassements - Plate-forme et fossés								
Débroussaillage abattage d'arbres hors décapage	m2	3 000 000	110	330 000 000	1 800 000	1 200 000	198	132
Débais dépôt ou emprunts en terrain meuble et transport <50 m	m3	3 170 000	1 500	4 755 000 000	990 000	2 160 000	1 485	3 270
Débais rocheux	m3	15 000	12 000	180 000 000	5 000	10 000	60	120
Plus-value pour transport >50 m	m3/m	2 536 000	350	887 600 000	792 000	1 744 000	277	610
Finition de la plate-forme	m2	800 000	150	120 000 000	480 000	320 000	72	48
Soutènements Béton armé y/c acier	m3	500	350 000	175 000 000		500	0	175
Béton ordinaire	m3	600	150 000	90 000 000		600	0	90
Maçonnerie	m3	1 200	70 000	84 000 000		1 200	0	84
Sous total				6 627 600 000			2 092	4 535
- Chaussée et revêtement								
Corps de chaussée	m3	350 000	5 000	1 750 000 000	189 000	161 000	945	805
Fondation en graveleux 20 cm								
Base en graveleux 20 cm	m2	600 000	2 000	1 200 000 000	360 000	240 000	720	480
Revêtement bicouche								
Sous total				2 950 000 000			1 665	1 285
- Assainissement et drainage								
Fossée bétonnés	m	15 000	35 000	525 000 000	5 000	10 000	175	350
Buses et têtes D=80	m	1 650	170 000	285 600 000	720	960	122	163
Dalot 3 x 1	m	9	6 500 000	58 500 000	2	7	13	46
Sous total				869 100 000			310	559
- Petits ouvrages de franchissement < 30 m								
Béton armé y/c acier et coffrage	m3	1 800	350 000	630 000 000	675	1 125	236	394
Béton ordinaire ou maçonnerie	m3	7 500	120 000	900 000 000	2 813	4 657	338	562
Poutres métalliques	kg	6 000	2 200	13 200 000	6 000		13	0
Sous total				1 543 200 000			587	956
TOTAL ROUTE COURANTE				11 989 900 000			4 655	7 335
- Grands franchissements	m	360	5 000 000	1 800 000 000	60	300	300	1 500
TOTAL EVALUATION 3e STADE				13 789 900 000			4 955	8 835
COUT MOYEN AU KM DE LA ROUTE COURANTE				119 899 000			77, 577	183, 382
COUT MOYEN AU KM DE LA ROUTE COMPLETE Y COMPRIS O.A.				137 899 000			82, 577	220, 982

Caractéristiques de la route : Longueur totale = 100 km dont 60 km en savane à relief doux et 40 km en forêt à relief vallonné.

TABLEAU 4  
PREMIER STADE D'EVALUATION

	Unités	Quantités	Prix d'ordre en FCFA	Evaluation en F.CFA	Quantités Savane	Quantités Forêt	Evaluation en M.F.CFA en Savane	Evaluation en M.F.CFA en Forêt
- Route courante (sauf franchissements > 30 m), chaussée revêue pour trafic moyen plate-forme 9 m revêtement 8 m	km	60	77 000 000	4620 000 000	60	40	4 620	7 320
- En Savane, relief plat	km	40	183 000 000	7 320 000 000				
- En Forêt tropicale, relief montagneux								
TOTAL ROUTE COURANTE		100 km		11 940 000 000			4 620	7 320
- Grands franchissements	m	400	5 000 000	2 000 000 000	70	330	350	1 650
				2 000 000 000				
TOTAL EVALUATION 1er STADE				13 940 000 000			4 970	8 970
ESTIMATION DU COUT MOYEN AU KILOMETRE				139 400 000			82,833	224,250

TABLEAU 5  
DEUXIEME STADE D'EVALUATION

	Unités	Quantités	Prix d'ordre en FCFA	Evaluation en F.CFA	Quantités Savane	Quantités Forêt	Evaluation en M.F.CFA en Savane	Evaluation en M.F.CFA en Forêt
- Terrassements : déblais ou emprunts mis en remblais ou dépôts et soulèvements	m <sup>3</sup>	3 300 000	2 100	6 930 000 000	1 000 000	2 300 000	2 100	4 630
- Chaussée (40 cm total) et revêtement bicouche	m <sup>2</sup>	600 000	4 500	2 700 000 000	360 000	240 000	1 620	1 080
- Assainissement et drainage	km	100	7 500 000	750 000 000	60	40	450	300
- Petits ouvrages < 30 m	m	228	7 000 000	1 596 000 000	60	168	420	1 176
TOTAL ROUTE COURANTE				11 976 000 000			4 590	7 386
- Grands franchissements	m	360	5 000 000	1 800 000 000	60	300	300	1 500
TOTAL GRANDS FRANCHISSEMENTS				1 800 000 000			300	1 500
TOTAL EVALUATION 2e STADE				13 776 000 000			4 890	8 886
COUT MOYEN AU KM DE LA ROUTE COURANTE				119 760 000			76,500	184,650
COUT MOYEN AU KM DE LA ROUTE COMPLETE Y COMPRIS O.A				137 760 000			81,500	222,150

**TABLEAU 2**  
**ESTIMATION SOMMAIRE DES QUANTITES**  
**AU DEUXIEME STADE D'EVALUATION**

Terrassements moyens sur la base du km : en savane : 15 000 m <sup>3</sup> /x60 km =	900 000 m <sup>3</sup> 1 800 000 m <sup>3</sup> 600 000 m <sup>3</sup>	Nombre d'ouvrages au km OA/km Savane 1,3 Forêt 2,5	Total 78 U 100 U
	Total 3 300 000 m <sup>3</sup>		
Détail des ouvrages d'assainissement : 133 Buses à 4,2 MFCFA l'unité 15 Dalots à 13 MFCFA l'unité	Coût total 599 MFCFA 195 MFCFA	Répartition par type : Grands ouvrages de franchissement Petits ouvrages < à 30 m : Buses et dalots	6 U 24 U <u>148 U</u>
148 total pour 100 km 1,5 soit le km moyen	754 MFCFA 7 500 FCFA		178 U
Détail des petits ouvrages < à 30 m : 6 ponts de 20 m = 18 ponts de 6 m =	120 ml 108 ml	Détails des longueurs des grands ouvrages : 6 ponts de 60 ml en moyenne	360 ml
24 Total	228 ml		

**TABLEAU 3**  
**AVANT METRE DE L'AVANT PROJET SOMMAIRE**  
**AU TROISIEME STADE D'EVALUATION**

Terrassements en terrain meuble : en savane sur 60 km : Déblais dépôt Déblais en remblais Remblais d'emprunt Décapage		en savane sur 60 km 390 000 m <sup>3</sup> 300 000 m <sup>3</sup> 120 000 m <sup>3</sup> 180 000 m <sup>3</sup>	en forêt sur 40 km 360 000 m <sup>3</sup> 700 000 m <sup>3</sup> 880 000 m <sup>3</sup> 240 000 m <sup>3</sup>
Total		990 000 m <sup>3</sup> 16 5000 m <sup>3</sup> /km	2 180 000 m <sup>3</sup> 54 500 m <sup>3</sup> /km
Estimation du nombre de grands ouvrages de portée > à 30 m 1 pont de 120 ml 2 ponts de 60 ml 3 ponts de 40 ml	120 ml 120 ml 120 ml	Répartition en nombre	
		1	1
			3
6 unités	360 ml	1	5
Estimation du nombre de petits ouvrages de portée < à 30 m 1 pont de 20 ml = 5 ponts de 15 ml = 8 ponts de 8 ml = 10 ponts de 6 ml =	20 ml 75 ml 56 ml 60 ml	2 1 6	1 3 7 4
24 unités	211 ml	9	15
Estimation du nombre de buses et dalots 140 buses D=80 de 12 ml 9 Dalots 3 x 1	1 680 ml	60 2	80 7
149 unités		62	87
Nombre total d'ouvrages 179 unités		72	107
Nombre d'ouvrages au km Savane = 60 km Forêt = 40 km		1,200	2,675

**E) Evaluation du coût de construction d'une route à l'aide des prix d'ordre**

On trouvera ci-après les tableaux suivants :

Tableaux 2 et 3 : estimation sommaire des quantités au 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> stade

Tableaux 4 et 5 : premier et deuxième stade d'évaluation

Tableau 6 : troisième stade d'évaluation

**D/ ANALYSE DES PRIX UNITAIRES DE TRAVAUX ROUTIERS**

Page D/3bis

DEFINITIONS DES PRIX DE TRAVAUX	Pays : Route :	TCHAD NDJAM.- DJERMAYA	TOGO SOKODE-KARA	en F.CFA, Janv.90			
				CONGO MFOUTH-LOUTETE	CONGO LOUDIMA-SIBITI	PHILIPPINES TALABA- PALIPARAN	PHILIPPINES PALICO- BATANGAS
		K5	K6	K10	K11	K102	K103
<b>ASSAINISSEMENT ET OUVRAGES D'ART</b>							
Gabions	% marché	2,4 %	8,5 %	26,6 %	20,3 %	2,4 %	5,2 %
Perris maçonnés	m3	33 334	20 612	120 982	54 569	-	23 308
Busés métalliques D = 800 mm	m3	37 664	27 071	51 706	66 354	-	-
Busés métalliques D = 1000 mm	ml	57 390	-	100 322	129 947	-	-
Busés métalliques D = 1250 mm	ml	65 810	-	126 770	178 431	-	-
Busés métalliques D = 1400 mm	ml	134 255	-	-	218 685	-	-
Busés en béton D = 800 mm	ml	(n/c tôles)	48 553	-	268 005	-	-
Busés en béton D = 1000 mm	ml	-	60 374	-	-	84 736	-
Tôles de busés D = 800 mm	U	en pierre ou	(n/c tôles)	164 163	-	-	-
Tôles de busés D = 1000 mm	U	en béton	202 687	-	-	-	-
Tôles de busés D = 1250 mm	U	-	-	-	-	-	-
Tôles de busés D = 1400 mm	U	-	9 696	47 060	-	-	-
Fossés trapézoïdaux maçonnés	ml	36 912	-	21 162	26 506	-	-
Fossés trapézoïdaux bétonnés	ml	-	-	-	12 886	-	-
Fossés triangulaires bétonnés	ml	-	-	-	1 362	-	-
Matériau non tassé	m2	-	-	-	681	-	-
Ergozonement manuel	m2	-	-	-	-	-	-
<b>SIGNALISATION ET EQUIPEMENT</b>	% / marché	1,1 %	1,3 %	0,0 %	2,2 %	8,5 %	3,2 %
Panneaux triangulaires	U	81 069	41 941	-	-	-	-
Panneaux ronds	U	196 030	42 599	-	-	60 958	-
Panneaux octogonaux	U	-	45 372	-	-	-	-
Balises de virages	U	-	20 940	-	-	-	-
Bornes kilométriques	U	-	29 773	-	-	-	-
Bornes pentagonométriques	U	-	-	-	41 214	-	-
Glissières de sécurité	ml	-	14 085	-	16 158	46 217	40 986
Bande discontinue	ml	-	34,4	-	-	-	-
Bande continue	ml	422	40,4	-	-	-	-
<b>FORAGES D'EAU</b>							
Forages et équipement	ml	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %





D/ ANALYSE DES PRIX UNITAIRES DE TRAVAUX ROUTIERS

Page D/2 bis

DEFINITIONS DES PRIX DE TRAVAUX	Pays : Roule :	TCHAD NDJAMI- DJERMAYA	TOGO SOKODE-KARIA	en F.CFA Janv.90			
				CONGO MFOUTH-LOUTETE	CONGO LOUIDM A-SIBITI	PHILIPPINES TALABA- PALIPARAN	PHILIPPINES PALICO- BATANGAS
		K5	K6	K10	K11	K102	K103
<b>REVETEMENT</b>	% marché	37,7 %	38,7 %	10,9 %	12,0 %	23,1 %	17,5 %
Monocouche Mise en Oeuvre + Fournit.	m2	487	405	-	-	-	-
Bicouche Mise en oeuvre seule	m2	-	-	-	-	-	-
Tricouche Mise en oeuvre seule	m2	-	-	-	301	-	-
Liant pour bicouche et tricouche	T	-	-	-	417 799	-	-
Gravillons pour bicouche et tricouche	m3	-	-	-	14 652	-	-
Transport du gravillon	m3/km	-	-	-	239	-	-
Bicouche Fourniture et Mise en oeuvre	m2	946	833	3 962	1 167	1 437	21 670
Béton bitumineux Fourn. + Fabric. + Mise en Oeuvre	T	38 902	36 659	-	-	28 199	-
Béton bitumineux Fabric. + Mise en Oeuvre.	T	-	-	-	-	-	-
Gravillon pour B B	m3	-	-	-	-	-	-
Liant pour B B	T	-	-	-	-	-	-
Transport du gravillon pour B B	m3/km	-	-	428	-	-	-
PV dosage bitume	0,1 kg/m2	18	15	-	-	-	-
PV dosage gravillon	l/m2	17	-	-	-	-	-
<b>ASSAINISSEMENT ET OUVRAGES D'ART</b>	% marché	2,4 %	8,5 %	26,6 %	20,3 %	2,4 %	5,2 %
Démolition d'ouvrage existant	m3	68 966	38 267	20 764	5 329	-	-
Fouilles à sec	m3	-	1 913	5 033	3 436	-	-
P.V. pour fouilles dans l'eau	m3	-	-	-	13 278	-	-
P.V. pour déblais rocheux	m3	-	-	-	59 716	-	-
Rembais pour buses et ouvrages	m3	-	3 448	4 378	7 251	-	-
Béton de propreté C 150	m3	60 623	-	106 888	91 288	-	-
Béton C 200	m3	88 542	32 213	120 982	99 827	-	-
Béton pour B.A. C 350	m3	508	46 377	161 464	129 222	-	-
Acier H.A.	kg	567	567	1 240	813	-	-
Acier Rond lisse	kg	555	555	1 048	-	-	-
Coiffage ordinaire	m2	7 142	5 039	4 415	21 015	-	-
Coiffage soigné	m2	-	6 476	24 697	41 522	-	-
Coiffage pour parements fins	m2	-	-	-	-	-	-
Mécomens	m3	-	-	-	-	-	-
Blocage en enrochement	m3	-	9 734	25 935	37 740	22 987	44 396

P.V. = plus value



D/ ANALYSE DES PRIX UNITAIRES DE TRAVAUX ROUTIERS

Page D/1 bis

DEFINITIONS DES PRIX DE TRAVAUX	Pays : Route :	TCHAD N'DJAM- DJERMAVA	TOGO SOKODE-KARA	en F.C.F.A. Janv. 90		CONGO M'FOUTI- LOUTETE	CONGO LOUDIMA-SIBITI	PHILIPPINES TALABA- PALIPARAN	PHILIPPINES PALICO- BATANGAS
				K5	K6				
<b>INSTALLATION CHANTIER + AMENEREPLI MAT.</b>  <b>PREPARATION ET TERRASSEMENTS</b> Déblaisage Abattage d'arbres Décapage 0,20 m Finition de la plate-forme Déblais dépot Déblais mis en remblais Déblais rochers ripables Déblais rochers à l'explosif Remblais d'emprunt aux engins Création fossés de pieds ou divergents Création fossés triangulaire Création fossés trapézoïdaux  <b>CHAUSSEE</b> Découverte carrière Couche de fondation T.V. naturel Couche de base T.V. naturel Couche de base Sol traité au ciment Couche de base concassé Couche de base avec 30 % de concassé Couche de base en grave bitume Plus value de transport couche de base  <b>REVETEMENT</b> Imprégnation Mise en Oeuvre Liant pour imprégnation Imprégnation Mise en Oeuvre et Fournit.	% marché	5,2 %	0,0 %	8,2 %	5,7 %	inclus	inclus	inclus	inclus
	% marché	3,5 %	1,8 %	39,6 %	30,3 %	22,3 %	16,1 %	22,3 %	16,1 %
	m2	40	-	145	47	358	558	358	558
	U	-	48 688	84 463	69 719	117	compris ci-dessus	compris ci-dessus	compris ci-dessus
	m2	-	176	128	419	112	compris ci-dessus	compris ci-dessus	compris ci-dessus
	m3	69	1 698	912	678	-	-	-	-
	m3	696	-	2 019	927	-	-	-	-
	m3	1 312	-	1 623	1 839	-	-	-	-
	m3	-	2 443	6 851	18 788	7 724	1 525	1 329	1 329
	m3	-	1 465	2 373	2 206	1 112	-	-	5 290
	ml	301	-	282	1 399	-	-	-	-
	ml	-	-	678	-	-	-	-	-
	%marché	50,1 %	49,7 %	14,6 %	29,4 %	40,4 %	48,9 %	40,4 %	48,9 %
	m3	-	-	-	-	-	-	-	-
	m3	1 454	-	2 660	5 252	6 342	8 793	8 793	4 749
m3	-	2 651	2 651	12 954	-	10 629	10 629	17 588	
m3	-	7 638	-	-	-	-	-	-	
m3	-	-	-	-	18 166	-	-	-	
T	22 456	-	-	-	-	-	-	-	
m3/km	522	90	428	143	-	compris ci-dessus	compris ci-dessus	compris ci-dessus	
%marché	37,7 %	38,7 %	10,9 %	12,0 %	23,1 %	17,5 %	23,1 %	17,5 %	
m2	-	-	-	-	37	-	-	-	
T	-	-	-	-	388 333	-	-	-	
m2	270	234	949	465	-	-	-	-	

T.V. = tout venant

DEFINITIONS DES PRIX DE TRAVAUX	Pays : Route : Date prix : Coef. Actual : Coef. Initial : Coef. Total :	NIGER ZINDER-AGADES 1/1984 1,293 1,012 1,305		BURKINA FASO PIEGA-MATANKOLI 3/1983 1,355 1,041 1,410		CAMEROUN DOUALA-EDOUA 1/1981 1,763 1,022 1,802		ILE MAURICE 1er Proj Rout. 2/1985 1,202 1,219 1,466		NIGER TAHOUA-ARLIT Lot 1-4/1977 2,584 1,050 2,714		NIGER TAHOUA-ARLIT Lot 2-4/1977 2,584 1,050 2,714		NIGER TAHOUA-ARLIT Lot 3-4/1977 2,584 1,052 2,719	
		K1	K2	K3	K4	K7	K8	K9							
<b>INSTALLATION CHANTIER + AMENAGEREPLI MAT.</b>															
<b>PREPARATION ET TERRASSEMENTS</b>															
Déblaisage	% marché	1,2 %	4,1 %	2,2 %	21,5 %	5,0 %	4,4 %	5,0 %	4,4 %	5,0 %	4,4 %	5,0 %	4,4 %	5,2 %	
Abattage d'arbres	% marché	28,1 %	37,2 %	48,3 %	8,4 %	20,5 %	18,8 %	20,5 %	18,8 %	20,5 %	18,8 %	20,5 %	18,8 %	24,5 %	
Décapage 0,20 m	m <sup>2</sup>	-	35	115	43	-	-	-	-	-	-	-	-	68	
Finition de la plate-forme	m <sup>2</sup>	297	19 741	108	106	23 475	71	23 475	71	23 475	71	23 475	71	13 759	
Déblais dépôt	m <sup>3</sup>	89	402	173	101	469	101	469	101	469	101	469	101	576	
Déblais mis en remblais	m <sup>3</sup>	912	113	173	101	119	119	119	119	119	119	119	119	128	
Déblais rocheux ripables	m <sup>3</sup>	1 384	1 340	1 054	611	1 045	1 045	1 045	1 045	1 045	1 045	1 045	1 045	1 354	
Pembais d'emprunt aux engins	m <sup>3</sup>	2 103	1 481	1 261	835	1 650	835	1 650	835	1 650	835	1 650	835	2 115	
Création fossés de pieds ou divergents	m <sup>3</sup>	9 847	6 345	3 757	1 882	6 982	1 753	1 753	2 007	2 007	2 007	2 007	2 007	3 102	
Création fossés triangulaire	m	1 465	1 579	1 064	6 982	1 720	1 720	1 720	2 010	2 010	2 010	2 010	2 010	11 949	
Création fossés trapézoïdaux	m	496	254	1 442	1 003	309	309	309	396	396	396	396	396	2 194	
<b>CHAUSSEE</b>														517	
Découverte carrière	%/marché	38,0 %	22,9 %	33,9 %	17,8 %	29,4 %	43,3 %	29,4 %	43,3 %	29,4 %	43,3 %	29,4 %	43,3 %	20,5 %	
Couche de fondation T.V naturel	m <sup>3</sup>	566	656	-	-	703	-	703	-	703	-	703	-	886	
Couche de base T.V naturel	m <sup>3</sup>	2 053	3 384	-	4 003	3 905	-	3 905	-	3 905	-	3 905	-	4 173	
Couche de base Sol traité au ciment	m <sup>3</sup>	2 995	4 371	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Couche de base concassé	m <sup>3</sup>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Couche de base avec 30 % de concassé	m <sup>3</sup>	-	9 871	23 245	11 753	17 600	30 081	17 600	30 081	17 600	30 081	17 600	30 081	-	
Couche de base en grave bitume	T	-	-	20 389	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Plus valeur de transport couche de base	m <sup>3</sup> /km	-	268	541	183	244	262	244	262	244	262	244	262	427	
<b>REVETEMENT</b>															
Imprégnation Mise en Oeuvre	%/marché	25,0 %	20,8 %	8,5 %	19,5 %	27,4 %	21,5 %	27,4 %	21,5 %	27,4 %	21,5 %	27,4 %	21,5 %	30,2 %	
Liant pour Imprégnation	m <sup>2</sup>	4,8	21	-	34	34	-	34	-	34	-	34	-	-	
Imprégnation Mise en Oeuvre et Fournit.	m <sup>2</sup>	345 966	332 783	378	350 014	350 014	-	350 014	-	350 014	-	350 014	-	-	
	m <sup>2</sup>	429	387	-	419	594	-	594	-	594	-	594	-	637	

T.V = tout venant

## **D) Analyse des prix unitaires de travaux routiers**

Une série de prix unitaires courants a permis de donner les valeurs des prix actualisés des différents marchés étudiés. Pour éviter des distorsions importantes, il a été incorporé à ces prix la part des dépenses d'installation et d'amenée et repli du matériel qui interfèrent en principe sur tous les prix.

Ces tableaux D indiquent, pour chaque projet étudié, les prix hors taxes comprenant:

- l'actualisation en Janvier 1990 ;
- la réincorporation du coût des installations et d'amenée du matériel.

Ces tableaux D se présentent comme suit :

pages D/1 et D/1 bis : installation de chantier et amenée et repli du matériel en %, ainsi que les principaux prix de préparation et terrassements, chaussée et revêtement (début) ;

pages D/2 et D/2 bis: les prix du revêtement (suite) et d'assainissement et ouvrages d'art (début) ;

pages D/3 et D/3 bis : les prix d'assainissement et d'ouvrages d'art (suite), de signalisation et d'équipement de la route et de forages d'eau ;

Nota : Dans les tableaux D, tous les prix, y compris ceux précédemment exprimés en US D ont été convertis en FCFA actualisés au début 1990.

C : ANALYSE DES CARACTERISTIQUES TECHNIQUES ET FINANCIERES  
C/5 Dans un pays Est asiatique

Page C/5

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	PHILIPPINE TAGAYTAY-PALICO		PHILIPPINE TALABA-PALIPARAN		PHILIPPINE PALIGO-BATANGAS		PHILIPPINE AMUYONG-BALEN ROAD		PHILIPPINE TAGAYTAY-TRIAS ROAD		PHILIPPINE BALAVAN-TALSAY ROAD	
	Date/prix	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	
CARACTERISTIQUES TECHNIQUES	1/1980	K101	1/1980	K102	1/1980	K104	1/1980	K105	1/1980	K106	1/1980	K106
TYPE DE TRAVAIL	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation
PLATE-FORME FINI LARGEUR	9,00 m	9,00 m	9,00 m	8 m	12 m	7,00 m	7,00 m	9 m	9 m	9 m	9 m	9 m
CHAUSSEE TYPE FONDATION	+ ou - 9,00 m	grave naturelle	grave naturelle	grave naturelle	grave naturelle	grave naturelle	grave naturelle	grave naturelle	grave naturelle	grave naturelle	grave naturelle	grave naturelle
CONDITION LARGEUR	grav.ciment	grav.ciment	grav.ciment	grav.ciment	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m
CHAUSSEE TYPE BASE	+ ou - 7,00 m	embossés	embossés	embossés	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm
BAS LARGEUR TYPE	embossés	embossés	embossés	embossés	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm
REVIETEMENT TYPE	7 m	7 m	7 m	6 m	7,00 m	7,00 m	7,00 m	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m
REVIETEMENT LARGEUR MOYENNE	Nov. 81/Mars 84	Nov. 81/Mars 84	Nov. 81/Mars 84	Nov. 81/Mars 84	Janv/81/Mai 84	Janv/81/Mai 84	Janv/81/Mai 84	Janv/81/Sept/82	Janv/81/Sept/82	Janv/81/Sept/82	Janv/81/Sept/82	Mars 82/Janv 83
PERIODE DE VEGETATION	29 mois	29 mois	16 mois	16 mois	41 mois	41 mois	10 mois	21 mois	21 mois	21 mois	21 mois	11 mois
DUREE DU CHANTIER	1,3	1,3	1,3	1,3	1,4	1,4	2,0	1,6	1,6	1,6	1,6	1,0
NGRE MOYEN DE KM PARMOIS												
CARACTERISTIQUES QUANTITATIVES												
CUBE DE TERRASSEMENT	12 229	6 408	6 408	829	8 349	6 349	6 349	7 971	7 971	7 971	7 971	7 884
CUBE DE FONDATION	2 040	829	829	987	895	895	895	984	984	984	984	790
CUBE DE LA COUCHE DE BASE	6 955	5 400	5 400	5 400	1 760	1 760	1 760	2 284	2 284	2 284	2 284	1 903
SURFACE REVETEMENT	74	41	41	41	4 662	4 662	4 662	6 055	6 055	6 055	6 055	5 392
NOMBRE TOTAL D'OUVRAGES	2,01	1,98	1,98	1,98	27	27	27	109	109	109	109	92
NOMBRE DOUVRAGES					1,34	1,34	1,34	3,29	3,29	3,29	3,29	2,85
CARACTERISTIQUES FINANCIERES Y COMPRIS REINTEGRATION DE I.A. ET D												
COUT TERRASSEMENT	en USD	3 465	3 465	3 465	7 011	7 011	7 011	6 04	6 04	6 04	6 04	6 49
COUT DE LA CHAUSSEE	en USD	46 05	46 05	46 05	48 52	48 52	48 52	13 73	13 73	13 73	13 73	24 65
COUT DE REVETEMENT	en USD	13 35	13 35	13 35	9 05	9 05	9 05	5 99	5 99	5 99	5 99	5 03
CHIFFRE D'AFFAIRE MENSUEL MOYEN	en 1000 USD	408,37	408,37	408,37	524,41	524,41	524,41	232,49	232,49	232,49	232,49	170,86

Notes : Coef.I+A+D = (somme des incidences en % de l'installation de chantier + Amanée et repq du matériel + Divers et forages) / (100% - somme des incidences en %)

C: ANALYSE DES CARACTERISTIQUES TECHNIQUES ET FINANCIERES

C/4 Travaux de Réhabilitation, de Renforcement et de voies urbaines

Page C/4

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays : Route :	TCHAD Réhab. NDJAMENA-DUERMAYA	CONGO Réhab. LOUDIMA-SIBITI Lot 2	TOGO SOKODE-KARA Renf.	BURKINA FASO OUGAINTER-R,Urbaine
	Date/prix Référence Longueur Km	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D
<b>CARACTERISTIQUES TECHNIQUES</b>					
TYPE DE TRAVAIL		réhabilit. lourde	réhabilit. lourde	renforcement	route urbaine
PLATE-FORME FINI LARGEUR	9 m	sable	latérite	9 m	13,5 à 19,6
CHAUSSEE TYPE FONDATION				latérite	latérite
FONDATION LARGEUR		grav bitume 9 cm	concessé	latérite/ciment	13 à 19 m
CHAUSSEE TYPE BASE		bét. bitumineux	trouche	enrobés	12 à 16 m
BASE LARGEUR				5 et 3 cm	trouche
REVETEMENT TYPE	6 m			7 à 8 m	10,5 à 14 m
EPAISSEUR ENROBES	année 1989			Janv.87/Fév.88	Oct.87/Nov.88
REVETEMENT LARGEUR MOYENNE	10 mois			13 mois	11,3 mois
PERIODE D'EXECUTION	2,7			5,5	11
DUREE DU CHANTIER					
NBRE MOYEN DE KM PAR MOIS					
<b>CARACTERISTIQUES QUANTITATIVES</b>					
CUBE DE TERRASSEMENT	en m3 km	1 444	3 331	262	18 425
CUBE DE FONDATION	en m3 km	900	1 656	139	3 356
CUBE DE LA COUCHE DE BASE	en m3 km	1 507	1 555	1 708	2 740
SURFACE REVETEMENT	en m2 km	8 704	7 059	7 803	12 825
NOMBRE TOTAL D'OUVRAGES	par km	N.C.	N.C.	N.C.	22
NOMBRE D'OUVRAGES		N.C.	N.C.	N.C.	1,51
<b>CARACTERISTIQUES FINANCIERES Y COMPRIS REINCORPORATION DE L'A ET D</b>					
COUT TERRASSEMENT	au m3	1 837	6 946	3 336	2 770
COUT DE LA CHAUSSEE	au m3	15 148	9 460	13 062	3 793
COUT DE REVETEMENT	au m2	3 287	3 523	2 403	1 734
CHIFFRE D'AFFAIRE MENSUEL MOYEN		194	398	269	157

Notes : Coef. I+A+D = (somme des incidences en % de l'installation de chantier + Amortie et repli du matériel + Divers et forages) / (100% - somme des incidences en %)

NC : Non communiqué

NS : Non significatif

C: ANALYSE DES CARACTERISTIQUES TECHNIQUES ET FINANCIERES

C/3 Routes difficiles ou axes lourds en régions tropicales humides

page C/3

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays :	CONGO M'FOUTI-LOUTETE		CAMEROUN YAOUNDE-BAFIA		CAMEROUN DOUALA-EDEA	
	Route :	Date/prix	avec inclusion	1/1980	avec inclusion	1/1981	avec inclusion
	Référence	K10	Coef.	K13	Coef.	K3	Coef.
	Longueur Km	18	I+A+D	76	I+A+D	40	I+A+D
<b>CARACTERISTIQUES TECHNIQUES</b>							
TYPE DE TRAVAUX		route neuve		route neuve		axe lourd	
PLATE-FORME FINI LARGEUR		9 m		11 m		11,4 m	
CHAUSSEE TYPE FONDATION		graveleux naturel		latérite		concessé 0/40 63 cm	
FONDATION LARGEUR		9 m		+ ou - 11 m		+ ou - 11 m	
CHAUSSEE TYPE BASE		graveleux naturel		concessé 0/40		grav bitume 13 cm	
BASE LARGEUR		8 m		+ ou - 10 m		+ ou 10 m	
REVETEMENT TYPE		tricoche		enrobés dense		béti bitumineux	
EPAISSEUR ENROBES		7 m		5 cm et tricoche		7,5 cm	
REVETEMENT LARGEUR MOYENNE				10 m		8,3 m	
PERIODE D'EXECUTION		Avr. 82/Juill. 84		Nov. 80/Juill. 83		Janv. 82/Sept. 85	
DUREE DU CHANTIER		15 mois		32 mois		45 mois	
NBRE MOYEN DE KM PAR MOIS		1,2		2,4		0,9	
<b>CARACTERISTIQUES QUANTITATIVES</b>							
CUBE DE TERRASSEMENT	en m3 km	27 748		52 500		137 500	
CUBE DE FONDATION	en m3 km	3 500		2 395		7 033	m3/km
CUBE DE LA COUCHE DE BASE	en m3 km	1 133		2 237		1 250	m3/km
SURFACE REVETEMENT	en m2 km	7 095		10 000		8 275	
NOMBRE TOTAL D'OUVRAGES		34		135		290	
NOMBRE D'OUVRAGES	par km	1,89		1,78		7,25	
<b>CARACTERISTIQUES FINANCIERES Y COMPRIS REINCORPORATION DE I, A ET D</b>							
COUT TERRASSEMENT	au m3	en F.CFA	4 849	N.C.		2 214	
COUT DE LA CHAUSSEE	au m3	en F.CFA	10 710	ON.C.		25 770	
COUT DE REVETEMENT	au m2	en F.CFA	5 227	enr. dansés	N.C.	6 470	
CHIFFRE D'AFFAIRE MENSUEL MOYEN		en MFCFA	374	2 chant.	2 x 375,5	548	

Note : Coef. I+A+D = (somme des incidences en % de l'installation de chantier + Aménée et repli du matériel + Divers et forages) / (100% - somme des incidences en %)



**C: ANALYSE DES CARACTERISTIQUES TECHNIQUES ET FINANCIERES**  
**C/2 En régions tropicales et équatoriales**

Page C/2

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays : Route :	CONGO - LOUIDIMA - SIBITI Lot 1+3		CAMEROUN MBALMAYO-EBOLOMA		CAMEROUN BAFIAT-TONGA		CONGO ETSOUALI-ABOUYA		ZAIRE OSOKARI-WALIKALE	
		Date/prix Référence Longueur: Km	avec inclusion Coef. I+A+D	1/1980 K20 100 I+A+D	3/1997 K19 110 I+A+D	1/1980 K15 258 I+A+D	3/1990 K21 37 I+A+D				
<b>CARACTERISTIQUES TECHNIQUES</b>											
TYPE DE TRAVAUX		route neuve		route neuve		route neuve		route neuve		route neuve	
PLATE-FORME FINI LARGEUR		9 m		7+ (2x2,00)=11 m		9 m		10 m		10 m	
CHAUSSEE TYPE FONDATION		latérite/ciment		latérite 20 cm		latérite		mat. sableux		gravelleux 35 cm	
FONDATION LARGEUR		9 m		concrassé 0/20 20 cm		9 m		10 m		10 m	
CHAUSSEE TYPE BASE		concrassé	0/40	8 m		latérite		grav.cim. 15 cm		concrassés 0/40	
BASE LARGEUR		8 m		biouche		8 m		9 m		9 m	
REVIEMENT TYPE		trouche		biouche		trouche		trouche		biouche	
EPAISSEUR ENROBES		7 m		+ monocouche/acoot		6 m		7 m		6 m	
REVIEMENT LARGEUR MOYENNE		Jun 83/Mai 85		7 m	N.C.	N.C.		Mars 80/Mars 84		Mars 87/Aout 90	
PERIODE D'EXECUTION		23 mois						48 mois		42 mois	
DUREE DU CHANTIER		2,6						5,4		0,9	
NBRE MOYEN DE KM PAR MOIS											
<b>CARACTERISTIQUES QUANTITATIVES</b>											
CUBE DE TERRASSEMENT	en m3/km	52 745		81 500		35 900		N.C.		67 811	
CUBE DE FONDATION	en m3/km	4 283		2 500		2 100		N.C.		3 568	
CUBE DE LA COUCHE DE BASE	en m3/km	1 783		2 200		1 900		N.C.		1 297	
SURFACE REVIEMENT	en m2/km	7 100		8 500		6 500		7 101		6 000	
NOMBRE TOTAL D'OUVRAGES		93		N.C.		566		671		N.C.	
NOMBRE D'OUVRAGES	par km	1,55				5,15		2,60			
<b>CARACTERISTIQUES FINANCIERES Y COMPRIS REINCORPORATION DE I, A ET D</b>											
COUT TERRASSEMENT	aum3		1 196		791		2 555		N.C.		USD 3,59
COUT DE LA CHAUSSEE	aum3		10 098		11 047		13 142		N.C.		USD 29,53
COUT DE REVIEMENT	aum2		3 515						N.C.		
CHIFFRE D'AFFAIRE MENSUEL MOYEN			512						N.C.		
											10 <sup>3</sup> USD
											471

1 USD = 285,5 FCFA

en USD, J  
any60

Notes : 1/ N.C. : non communiqué

2/ Coef. I+A+D = (somme des incidences en % de l'installation de chantier + Aménagé et rempli du matériel) + Divers et forages) / (100% - somme des incidences en %)

3/ lat. : latérite

C: ANALYSE DES CARACTERISTIQUES TECHNIQUES ET FINANCIERES

C1 En régions sahélo-sahariennes et sahariennes

Page C1

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays : Région :	NIGER		BURKINA FASO		NIGER		NIGER		NIGER		NIGER		CAMEROUN	
		ZINDER - AGADEZ		PIEGA-MATIAKOLI		TAHOUA-ARLIT Lot 1		TAHOUA-ARLIT Lot 2		TAHOUA-ARLIT Lot 3		FIGUIL-MAROUA			
	Date/prix Coef./Actual. Référence Longueur/km	1/1984 1,289 K1	avec inclusion Coef. I+A+D	3/1983 1,385 K2	avec inclusion Coef. I+A+D	4/1977 2,584 K7	avec inclusion Coef. I+A+D	4/1977 2,584 K8	avec inclusion Coef. I+A+D	4/1977 2,584 K9	avec inclusion Coef. I+A+D	R=3/1978 2,388 K17	avec inclusion Coef. I+A+D		
<b>CARACTERISTIQUES TECHNIQUES</b>															
TYPE DE TRAVAUX		route neuve		route neuve		route neuve		route neuve		route neuve		route neuve		route neuve	
PLATE-FORME FINI		11m		9m		9m		9m		9m		9m		9m	
LARGEUR		T.V. graveleux		T.V. graveleux		néant		néant		néant		T.V. Concas. 031,5		T.V. Concas. 031,5	
CHANGEMENT TYPE		+ ou - 10 m		+ ou - 9 m								+9m		+9m	
FONDATION		T.V. graveleux		latérite		8m		8m		8m		8m		8m	
CHANGEMENT TYPE		+ ou - 9 m		bicouche		bicouche		bicouche		bicouche		bicouche		bicouche	
BASE LARGEUR		bicouche													
REVENEMENT TYPE															
REVENEMENT ENROBES															
REVENEMENT LARGEUR MOYENNE															
PERIODE D'EXECUTION		7m		7m		7m		7m		7m		7m		7m	
DUREE DU CHANTIER		Mai 85/Avr 86		Jun 84/Juil 86		Avril 78/ Juil 81		Avril 78/ Juil 81		Avril 78/ Juil 81		Avril 78/ Juil 81		Avril 78/ Juil 81	
NBRE MOYEN DE KM PAR MOIS		1Tras 4,3		25 mois 4,4		39 mois 5,1		39 mois 6,6		39 mois 6,1		N.C.		N.C.	
<b>CARACTERISTIQUES QUANTITATIVES</b>															
CUBE DE TERRASSEMENT	en m3/km	9 574		13 018		6 421		12 800		15 012		3 560		3 560	
CUBE DE FONDATION	en m3/km	1 709		1 954		0		0		0		N.C.		N.C.	
CUBE DE LA COUCHE DE BASE	en m3/km	1 569		1 404		2 058		2 124		1 867		N.C.		N.C.	
SURFACE REVETEMENT	en m2/km	7 106		7 073		6 397		6 234		6 606		6 500		6 500	
NOMBRE TOTAL D'OUVRAGES		92		178		174		236		307		61		61	
NOMBRE D'OUVRAGES	par km	1,96		1,63		0,88		0,91		1,30		0,59		0,59	
<b>CARACTERISTIQUES FINANCIERES Y COMPRIS REINCORPORATION DE L'ETD</b>															
COUT TERRASSEMENT	en F.CFA	1 656		2 067		2 124		Concas		1 192		1 093		3 566	
COUT DE LA CHAUSSEE	en F.CFA	7 333		4 935		9 516		16 513		16 513		8 168		N.C.	
COUT DE REVETEMENT	en F.CFA	2 223		2 129		2 875		bicouche		2 780		3 035		N.C.	
CHIFFRE D'AFFAIRE MENSUEL MOYEN	en M.F.CFA	259		303		316				510		375		N.C.	

Notes : 1/ Tous les montants sont exprimés en Millions de F.CFA en janvier 1990  
 2/ Coef. I+A+D : Coefficient de prise en compte des incidences en % de l'installation de chantier + Aménage et repli du matériel + Divers  
 3/ N.C. : non communiqué  
 4/ T.V. : tout venant

### **C) Analyse des caractéristiques techniques et financières**

Cette analyse comporte pour chaque projet étudié :

- une description des caractéristiques techniques: type de travaux, dimensions principales de la plate-forme, fondation, chaussée, revêtement et durée des travaux.
- une description des quantités moyennes des différents postes de travaux : terrassements, fondation, couche de base, revêtement et ouvrages d'assainissement ;
- une estimation des prix; du m<sup>3</sup> moyen de terrassements, du m<sup>3</sup> de la chaussée (fondation+base), du m<sup>2</sup> de revêtement et du chiffre d'affaires mensuel moyen.

Ces tableaux C se présentent comme suit :

page C/1 Routes neuves en région Sahélienne  
pages C/2 et C/3 Routes neuves en région tropical humide  
page C/4 Réhabilitations et renforcements  
page C/5 Routes dans un pays Est asiatique



**B : ANALYSE DES COUTS PAR POSTE DE TRAVAU**  
**B/4 Travaux de Réhabilitation, de Renforcement et de votes urbaines**

Page B/4

Pays : Route :	TCHAD Réha. N'DJAMENA-DJERMAYA	CONGO Réha. LOUIDJIMA-SIBITI Lot 2	ILE MAURICE		TOGO		BURKINA FASO	
			1er projet routier	SOKODE-KARA	OUGARINTER-Urbaine			
Date/prix	1/1988	2/1982	2/1985	2/1986	4/1987			
Références	K5	K12	K4	K6	k16			
Longueur Km	27	20	75	72	14,6			
<b>COUTS MOYENS PAR KILOMETRE ET PAR POSTE DE TRAVAU</b>								
Coût km Terrassement y/c I+A+D	2,7	23,1	9,2	0,9	51,0			
Coût km chaussée y/c I+A+D	38,0	30,4	19,4	24,1	23,1			
Coût km Revêtement y/c I+A+D	28,6	24,9	21,3	16,8	22,2			
Coût km Assainissement y/c I+A+D	1,8	1,2	31,7	4,1	49,1			
Coût km Signalisation y/c I+A+D	0,8	0,0	4,1	0,6	0,0			
<b>COUT MOYEN AU KM ROUTE COURANTE</b>								
en M.F.CFA	71,9	79,5	85,7	48,5	139,5			
<b>COUT MOYEN AU KM OUVRAGES D'ART</b>								
en M.F.CFA	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0			
<b>COUT MOYEN TOTAL ROUTE AU KM</b>								
en M.F.CFA	71,9	79,5	85,7	48,5	139,5			
<b>REPARTITION EN POURCENTAGE DES PRINCIPAUX POSTES DE TRAVAU</b>								
INSTALLATION DE CHANTIER	5,2%	5,0%	21,5%	0,0%	0,0%			
AMENEE ET REPLI DU MATERIEL	0,0%	0,4%	0,0%	0,0%	0,0%			
PREPARATION ET TERRASSEMENTS	3,5%	27,5%	8,4%	1,8%	36,6%			
CHAUSSEE	50,1%	36,1%	17,8%	49,7%	16,6%			
REVETEMENT	37,7%	29,6%	19,5%	38,7%	15,9%			
ASSAINISSEMENT	2,4%	1,4%	29,0%	8,5%	30,9%			
OUVRAGES D'ART	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%			
SIGNALISATION ET EQUIPEMENT	1,1%	0,0%	3,7%	1,3%	0,0%			
DIVERS DU FORAGES D'EAU	0,0%	0,0%	4,8%	0,0%	0,0%			
<b>TOTAL DES % SUR MONTANT DES TRAVAUX</b>								
	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%			

**Nota :** 1/ Tous les montants sont exprimés en Millions de F.CFA en janvier 1990  
2/ Coef.I+A+D = (somme des incidences en % de l'installation de chantier + Amenée et repli du matériel + Divers et forages) / (100% - somme des incidences en %)

**B : ANALYSE DES COUTS PAR POSTE DE TRAVAUX**

**B/3 Routes difficiles ou axes lourds en régions tropicales humides**

page B/3

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays : Route :	CONGO M'FOUTI-LOUTETE		CAMEROUN DOUALA-EDEA	
	Date/prix Référence Longueur Km	2/1981 K10 18	avec inclusion Coef. I+A+D	1/1981 K3 40	avec inclusion Coef. I+A+D
COÛTS MOYENS PAR KILOMETRE ET PAR POSTE DE TRAVAUX					
Coût km Terrassement y/c I+A+D	en M.F.CFA		134,5		304,4
Coût km chaussée y/c I+A+D	en M.F.CFA	graveleux	49,6	grav. bitum.	213,4
Coût km Revêtement y/c I+A+D	en M.F.CFA	tricouche	37,1	bét. bitumi.	53,5
Coût km Assainissement y/c I+A+D	en M.F.CFA		15,1		37,7
Coût km Signalisation y/c I+A+D	en M.F.CFA		0,0		5,1
COUT MOYEN AU KM ROUTE COURANTE	en M.F.CFA		236,3		614,2
COUT MOYEN AU KM OUVRAGES D'ART	en M.F.CFA		75,4		1,8
COUT MOYEN TOTAL ROUTE AU KM	en M.F.CFA		311,7		616,1
REPARTITION EN POURCENTAGE DES PRINCIPAUX POSTES DE TRAVAUX					
INSTALLATION DE CHANTIER	% marché	3,5%		2,2%	
AMENEE ET REPLI DU MATERIEL	% marché	4,7%		0,0%	
PREPARATION ET TERRASSEMENTS	% marché	39,6%	43,2%	48,3%	49,4%
CHAUSSÉE	% marché	14,6%	15,9%	33,9%	34,6%
RETEMENT	% marché	10,9%	11,9%	8,5%	8,7%
ASSAINISSEMENT	% marché	4,4%	4,8%	6,0%	6,1%
OUVRAGES D'ART	% marché	22,2%	24,2%	0,3%	0,3%
SIGNALISATION ET EQUIPEMENT	% marché	0,0%	0,0%	0,8%	0,8%
DIVERS DU FORAGES D'EAU	% marché	0,0%		0,0%	
TOTAL DES % SUR MONTANT DES TRAVAUX		100,0%	100,0%	100,0%	100,0%

Nota : 1/ Tous les montants sont exprimés en Millions de F.CFA en janvier 1990

2/ Coef. I+A+D = (somme des incidence en % de l'installation de chantier + Amenée et repli du matériel + Divers et forages) / (100% - somme des incidences en %)

B : ANALYSE DES COUTS PAR POSTE DE TRAVAU

B2 En régions tropicales et équatoriales

Page B2

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays : Route :	CONGO - LOUIDIMA-SIBITI Lot 1+3		CAMEROUN MBALMAYO-EBOLWA		CAMEROUN BAFIA-TONGA		CONGO ETSOUALI-ABOUYA		ZAIRE OSOKARI-WALIKALE	
		Date/prix	avec inclusion Coef.	avec inclusion Coef.	avec inclusion Coef.	avec inclusion Coef.	avec inclusion Coef.	avec inclusion Coef.	avec inclusion Coef.	avec inclusion Coef.	avec inclusion Coef.
	Préférence	K11	K11	K20	K19	K15	K19	K15	K15	K21	K21
	Longueur Km	60	60	100	110	258	110	258	258	37	37
COUTS MOYENS PAR KILOMETRE ET PAR POSTE DE TRAVAU											
Cout km Terrassement	en M.F.CFA	63,1	63,1	64,5	91,7	48,3	91,7	48,3	48,3	243,4	243,4
Cout km chaussée	en M.F.CFA	61,3	61,3	51,9	52,6	29,8	52,6	29,8	29,8	143,6	143,6
Cout km Revêtement	en M.F.CFA	25,0	25,0	0,0	0,0	50,5	0,0	50,5	50,5	0,0	0,0
Cout km Assainissement	en M.F.CFA	35,6	35,6	21,8	38,2	32,2	38,2	32,2	32,2	104,5	104,5
Cout km Signalisation	en M.F.CFA	4,6	4,6	9,0	5,3	11,3	5,3	11,3	11,3	0,0	0,0
COUT MOYEN AU KM ROUTE COURANTE	en M.F.CFA	189,4	189,4	147,2	187,8	172,0	187,8	172,0	172,0	10 <sup>3</sup> US D	491,5
COUT MOYEN AU KM OUVRAGES D'ART	en M.F.CFA	6,7	6,7	9,3	27,8	5,9	27,8	5,9	5,9	10 <sup>3</sup> US D	42,7
COUT MOYEN TOTAL ROUTE AU KM	en M.F.CFA	196,1	196,1	156,5	215,6	177,9	215,6	177,9	177,9	10 <sup>3</sup> US D	534,2
REPARTITION EN POURCENTAGE DES PRINCIPAUX POSTES DE TRAVAU											
INSTALLATION DE CHANTIER	% marché	5,3%	5,3%	18,5%	inclus	3,3%	inclus	3,3%	3,3%	13,9%	13,9%
AMENEE ET REPLI DU MATERIEL	% marché	0,4%	0,4%	1,8%	inclus	1,6%	inclus	1,6%	1,6%	0,0%	0,0%
PREPARATION ET TERRASSEMENTS	% marché	30,3%	32,2%	32%	42,5%	25,8%	42,5%	25,8%	25,8%	36,9%	45,6%
CHAUSSEE	% marché	29,4%	31,2%	33,2%	24,4%	16,7%	24,4%	16,7%	16,7%	21,8%	26,9%
REVETEMENT	% marché	12,0%	12,7%	26,4%	24,4%	27,0%	24,4%	27,0%	28,4%	0,0%	0,0%
ASSAINISSEMENT	% marché	17,1%	18,1%	11,1%	17,7%	17,2%	17,7%	17,2%	17,2%	15,9%	19,6%
OUVRAGES D'ART	% marché	3,2%	3,4%	4,7%	12,9%	3,1%	12,9%	3,1%	3,9%	6,5%	8,0%
SIGNALISATION ET EQUIPEMENT	% marché	2,2%	2,3%	4,6%	2,5%	6,0%	2,5%	6,0%	6,3%	0,0%	0,0%
DIVERS DU FORAGES D'EAU	% marché	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	5,0%	5,0%
TOTAL DES % SUR MONTANT DES TRAVAUX		100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%

Nota : 1/ Tous les montants sont exprimés en Millions de F.CFA en janvier 1990 sauf dernière colonne.  
2/ Coef. I+A+D = (coefficient de incidence en % de l'installation de chantier + Aménage et repli du matériel) + Divers et forages / (100% - somme des incidences en %)

B : ANALYSE DES COUTS PAR POSTE DE TRAVAUX  
B1 En régions sahéloennes et sahariennes

Page B/1

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays : Route :	NIGER - AGADEZ 1/1984 avec inclusion Coef. K1 4,7 I+A+D	BURKINA FASO PIEGA-MATIAROLI 3/1983 avec inclusion Coef. K2 103 I+A+D	NIGER TAHOUA-ARLIT Lot 1 4/1977 avec inclusion Coef. K7 197 I+A+D	NIGER TAHOUA-ARLIT Lot 2 4/1977 avec inclusion Coef. K8 288 I+A+D	NIGER TAHOUA-ARLIT Lot 3 4/1977 avec inclusion Coef. K9 236 I+A+D	CAMEROUN FIGUIL-MAROUA R=3/1978 avec inclusion Coef. K17 104 I+A+D
COUTS MOYENS PAR KILOMETRE ET PAR POSTE DE TRAVAUX							
Cout/km Terrassement	en M.F.CFA	17,8	26,9	13,6	15,3	16,3	12,7
Cout/km chaussée	en M.F.CFA	24,0	16,6	19,5	35,1	13,6	65,7
Cout/km Revêtement	en M.F.CFA	15,8	15,1	16,2	17,4	20,0	0,0
Cout/km Assainissement	en M.F.CFA	2,9	7,9	0,0	5,5	8,2	4,8
Cout/km Signalisation	en M.F.CFA	0,2	0,2	0,1	0,2	0,1	1,2
COUT MOYEN AU KM ROUTE COURANTE	en M.F.CFA	60,7	66,6	57,5	73,4	58,2	84,3
COUT MOYEN AU KM OUVRAGES D'ART	en M.F.CFA	0,0	2,9	6,1	3,7	3,7	6,7
COUT MOYEN TOTAL ROUTE AU KM	en M.F.CFA	60,7	69,4	62,6	77,1	62,0	91,0
REPARTITION EN POURCENTAGE DES PRINCIPAUX POSTES DE TRAVAUX							
INSTALLATION DE CHANTIER	% marché	0,6%	3,2%	5,0%	4,4%	5,2%	inclus
AMENEE ET REPLI DU MATERIEL	% marché	28,1%	9,9%	0,0%	0,0%	0,0%	inclus
PREPARATION ET TERRASSEMENTS	% marché	39,5%	37,2%	26,5%	18,8%	24,5%	13,9%
CHAUSSEE	% marché	38,0%	22,9%	29,4%	43,3%	20,5%	72,2%
REVETEMENT	% marché	25,0%	27,4%	21,5%	22,6%	30,2%	32,4%
ASSAINISSEMENT	% marché	4,6%	4,6%	9,0%	6,8%	12,4%	5,2%
OUVRAGES D'ART	% marché	0,0%	0,0%	7,7%	4,5%	5,6%	7,9%
SIGNALISATION ET EQUIPEMENT	% marché	0,3%	0,2%	0,2%	0,2%	0,2%	1,3%
DIVERS DU FORAGES D'EAU	% marché	2,6%	0,0%	0,6%	0,4%	1,4%	0,2%
TOTAL DES % SUR MONTANT DES TRAVAUX		100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%

Nota :  
1/ Tous les montants sont exprimés en Millions de F.CFA en janvier 1980  
2 Coef I+A+D = (somme des incidences en % de l'installation de chantier + Aménage et repli du matériel + Divers et brages) / (100% - somme des incidences en %)



## **B) Analyse des coûts par poste de travaux**

Cette analyse comporte pour chaque projet étudié :

- une répartition des coûts moyens par kilomètre suivant les 6 principaux postes de travaux routiers permettant de déterminer les coûts kilométriques de la ROUTE COURANTE (sans les ouvrages) et séparément celui des OUVRAGES D'ART. Ces coûts peuvent constituer une base de prix d'ordre (voir chapitre 11.2.2.6 du présent tome) :
- une répartition en pourcentage sur le coût global des travaux, des 9 rubriques puis des 6 rubriques principales comme indiqué plus haut,

Ces tableaux B se présentent comme suit :

page B/1 Routes neuves en région Sahélienne ;

pages B/2 et B/3 Routes neuves en région tropicale humide ;

page B/4 Réhabilitations et renforcements ;

page B/5 Routes dans un pays Est asiatique.

**A : ANALYSE DES PRIX DE REVIENT DE ROUTES REVETUES**

**A/5 dans un pays Est Asiatique**

Base des prix : Mars 1980

1 USD = 7,4 pesos Coût en USD Janv.90 = (coût en pesos 1980 - 7,4) x Coef. actualisation prix

1000 pesos 1980 = 17,4 1000 USD = 135,14 US D

Page A/5

DEFINITIONS PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays : Route : Date/prix Coef.Actual. Référence K101 Longueur Km	PHILIPPINE TAGAYTAY-PALICO		PHILIPPINE TALABA-PALIPARAN		PHILIPPINE PALIGO-BATANGAS		PHILIPPINE AMUYONG-BALEN ROAD		PHILIPPINE TAGAYTAY-TRIAS ROAD		PHILIPPINE BALAYAN-TALASAY ROAD	
		1/1980 inclusion Coef. I+A+D (2)	avec inclusion Coef. I+A+D (2)	1/1980 inclusion Coef. I+A+D (2)	avec inclusion Coef. I+A+D (2)	1/1980 inclusion Coef. I+A+D (2)	avec inclusion Coef. I+A+D (2)	1/1980 inclusion Coef. I+A+D (2)	avec inclusion Coef. I+A+D (2)	1/1980 inclusion Coef. I+A+D (2)	avec inclusion Coef. I+A+D (2)	1/1980 inclusion Coef. I+A+D (2)	avec inclusion Coef. I+A+D (2)
MONTANTS ACTUALISES DES TRAVAUX en 1000 US D90		36.938	20.543	57.661	20,11	33,134	11,221						
INSTALLATION DE CHANTIER	Montants	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus
AMENEE ET REPLI DU MATERIEL	Montants	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus
PREPARATION ET TERRASSEMENTS	Montants	1 559	891	3 436	771	771	771	1 660	1 660	1 660	1 660	571	571
CHAUSSEE	Montants	5 924	1 611	10 418	733	733	733	2 979	2 979	2 979	2 979	745	745
REVETEMENT	Montants	3 431	923	3 723	562	562	562	1 009	1 009	1 009	1 009	323	323
ASSAINISSEMENT	Montants	205	96	1 105	54	54	54	198	198	198	198	183	183
OUVRAGES D'ART	Montants	303	133	1 952	142	142	142	276	276	276	276	14	14
SIGNALISATION ET EQUIPEMENT	Montants	362	338	674	64	64	64	116	116	116	116	43	43
DIVERS OU FORAGES D'EAU	Montants	0	inclus	192	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus	inclus
TOTAL TRAVAUX MOYEN PRIX AU KM	Montants	11 785 319,0	3 993 194,4	21 501 372,9	2 325 115,6	2 325 115,6	2 325 115,6	6 235 186,2	6 235 186,2	6 235 186,2	6 235 186,2	1 890 167,5	1 890 167,5
TYPES DE TRAVAUX RELEVEMENT		route neuve	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation	réhabilitation
RELIEF		béton bitumineux	béton bitumineux	valloigné	valloigné	valloigné	valloigné	valloigné	valloigné	valloigné	valloigné	valloigné	valloigné
VEGETATION		forêt	forêt	forêt	forêt	forêt	forêt	forêt	forêt	forêt	forêt	forêt	forêt
CLIMAT (classe de pluviométrie)		trop.hum.1500/2000	trop.hum.1500/2000	trop.hum.1500/2000	trop.hum.1500/2000	trop.hum.1500/2000	trop.hum.1500/2000	trop.hum.1500/2000	trop.hum.1500/2000	trop.hum.1500/2000	trop.hum.1500/2000	trop.hum.1500/2000	trop.hum.1500/2000
CONTROLE	Montants %/travaux	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.
ETUDES	Montants % travaux	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.	N.C.

**Nota :**  
 1/ Tous les montants sont exprimés en 1 000 USD 90  
 2/ Coef. I+A+D = (somme des incidences en % de l'installation de chantier + Amortie et repli du matériel) + Divers et forages) / (100% - somme des incidences en %)  
 3/ N.C. : non communiqué

A : ANALYSE DES PRIX DE REVIENT DE ROUTES REVETUES

A/4 Travaux de Réhabilitation, de Renforcement et de voies urbaines

Page A/4

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays : Routte :	TCHAD Réhab. N'DJAMENA-DJERMAVA		ILE MAURICE Réhab.+Renf. 1er projet routier		TOGO SOKODE-KARA Renf.		BURKINA FASO OUGARINTER-R.Urbaine	
		Date/prix Coef. Actual. Référence Longueur Km	1/1988 1,081 K5	avec inclusion Coef. H+A-D	2/1985 1,202 K4	75	2/1986 1,145 K6	288	4/1987 1,071 K16
MONTANTS ACTUALISES DES TRAVAUX		Coef. (H+A-D) <sup>(2)</sup>	1,055		1,274		1,000		0,932
INSTALLATION DE CHANTIER	Montants		102	inclus	1 383			inclus	1 000
AMENEE ET REPLI DU MATERIEL	Montants		68	inclus	541			inclus	745
PREPARATION ET TERRASSEMENTS	Montants		972	1 025	1 142		63	745	745
CHAUSSEE	Montants		752	772	1 456		1 737	338	338
REVIETEMENT	Montants		47	49	1 254		1 350	325	325
ASSAINISSEMENT	Montants		21	0	1854		298	629	629
OUVRAGES D'ART	Montants		0	0	0		0	0	0
SIGNALISATION ET EQUIPEMENT	Montants		0	0	240		45	0	0
DIVERS OU FORAGES D'EAU	Montants		0	0	0		0	0	0
TOTAL TRAVAUX en 10% CFA	Montants		1 941		6 424		3 493	2 037	2 037
PRIX MOYEN KM DES TRAVAUX			71,9		25,7		48,5	139,5	139,5
TYPES DE TRAVAUX									
RELIEF									
VEGETATION									
CLIMAT (classe de pluviométrie)									
CONTROLE	Montants %/travaux		N.C.		renforc. et réhab. embôles villonne forêt dense tróp. hum. 1500/2000		renforcement bicoûche et enrobés montagnaux savane arborée sahélien 500/1000	route urbaine trouche plat savane arborée sahélien 500/1000	123 6,0%
ETUDES	Montants % travaux		99 5,1%		64 4,0%		159 4,6%	74 2,1%	36 1,8%

Note : 1/ Tous les montants sont exprimés en Millions de F.CFA en janvier 1980

2/ Coef.(H+A-D) : (somme des incidences en % de l'installation de chantier + Aménée et repli du matériel + Divers

et forages) / (100% - somme des incidences en %)

3/ N.C. : non communiqué

A : ANALYSE DES PRIX DE REVIENT DE ROUTES REVETUES

A/3 routes difficiles ou axes lourds en régions tropicales humides

Page A/3

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays : Route :	CONGO M'FOUTI-LOUTETE		CAMEROUN YAOUNDE-BAFIA		CAMEROUN DOUALA-EDEA	
		Date/prix Coef.Actual. Référence Longueur Km	avec inclusion Coef. I+A+D	1/1980 1,975 K13	avec inclusion Coef. I+A+D	1/1981 1,763 K3	avec inclusion Coef. I+A+D
MONTANTS ACTUALISES DES TRAVAUX			1,089				1,022
INSTALLATION DE CHANTIER	Montants	195	inclus	N.C.		541	inclus
AMENEE ET REPLI DU MATERIEL	Montants	264	inclus	N.C.		11 910	inclus
PREPARATION ET TERRASSEMENTS	Montants	2 223	2 422	N.C.		8 350	8 538
CHAUSSEE	Montants	820	893	N.C.		2 095	2 142
REVETEMENT	Montants	613	668	N.C.		1 474	1 507
ASSAINISSEMENT	Montants	249	272	N.C.		72	74
OUVRAGES D'ART	Montants	1 245	1 357	N.C.		201	206
SIGNALISATION ET EQUIPEMENT	Montants		0	N.C.			
DIVERS OU FORAGES D'EAU	Montants			N.C.			
TOTAL TRAVAUX en 10% CFA	Montants	5 611	5 611	24 032	24 032	24 643	24 643
PRIX MOYEN KM DES TRAVAUX	Montants	311,7		316,2		616,1	
TYPES DE TRAVAUX		route neuve		route neuve		axe lourd	
RELEVEMENT		bicouche		enrobé et bicouche		enrobé	
RELIEF		vallonné		montagneux		montagneux	
VEGETATION		forêt dense		forêt dense		forêt dense	
CLIMAT (classe de pluviométrie)		trop.hum. 1500/2000		trop.hum. 1500/2000		équatorial > 2000	
CONTROLE	Montants %/travaux	537 9,6%		1 852 7,7%		1 222 5,0%	
ETUDES	Montants % travaux	153 2,7%		N.C		N.C.	

Nota :

- 1/ Tous les montants sont exprimés en Millions de F CFA en janvier 1990
- 2/ Coef. I+A+D = (somme des incidences en % de l'installation de chantier + Aménée et repli du matériel + Divers et forages) / (100% - somme des incidences en %)
- 3/ N.C. : non communiqué

A : ANALYSE DES PRIX DE REVIENT DE ROUTES REVETUES

A/2 En régions tropicales et équatoriales

Pour les prix en USD ramenés au 1/1990  
1 USD = 285,5 F.CFA

Page A/2

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays : Route :	CONGO RTE NEUVE LOUIDIMA-SIBITI Lot 1+3		CAMEROUN BAPFI-TONGA		CONGO ETSOUALI-ABOUYA		ZAIRE OSOKARI-WALIKALE	
		Date/prix Coef. Actual. Référence Longueur Km	avec inclusion Coef. I+A+D	3/1997 2,649 K19 Coef. I+A+D	1/1980 1,975 K15 Coef. I+A+D	1/1990 0,963 K21 Coef. I+A+D	1/1980 1,975 K15 Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	3/1990 0,963 K21 Coef. I+A+D
MONTANTS ACTUALISES DES TRAVAUX	Coef I+A+D(2)		1,061		1,00		1,051		1,233
INSTALLATION DE CHANTIER	Montants	625	inclus	inclus		1 524	inclus	2 742	inclus
AMENEE ET REPLI DU MATERIEL	Montants	51	inclus	inclus		721	inclus	7 301	inclus
PREPARATION ET TERRASSEMENTS	Montants	3 784	5 133	10 090		11 848	12 459	7 301	9 004
CHAUSSEE	Montants	3 464	3 676	5 783		7 682	7 682	4 309	5 315
REVETEMENT	Montants	1 411	1 497	chaussée		12 381	13 018		0
ASSAINISSEMENT	Montants	2 011	2 133	4 204		7 899	8 305	3 134	3 865
OUVRAGES D'ART	Montants	381	404	3 062		1 442	1 515	1 282	1 581
SIGNALISATION ET EQUIPEMENT	Montants	259	274	583		2 785	2 907	997	0
DIVERS OU FORAGES D'EAU	Montants								
TOTAL TRAVAUX en 10/6 CFA (sauf Zaïre)	Montants	11 768	11 768	23 721	23 721	45 886	45 886	19 765	19 765
PRIX MOYEN KM DES TRAVAUX	Montants	196,1		215,5		177,9		534,10,3	US D
TYPES DE TRAVAUX									
REVETEMENT				route neuve		route neuve		route neuve	
RELIEF				tricolche		tricolche		tricolche	
VEGETATION				montagneux		tricolche		montagneux	
CLIMAT (classe de pluviométrie)				forêt dense		forêt dense		forêt dense	
				trop. hum.	1500/2000	trop. hum.	1500/2000	équatorial	>2000
CONTROLE	Montants %travaux		501 4,3%	N.C.					1 694 8,6%
ETUDES	Montants % travaux		N.C.						N.C.

Note :  
1/ Tous les montants sont exprimés en Millions de F.CFA en janvier 1990, sauf pour la Zaïre où ils sont exprimés en 10<sup>3</sup> US D 1990  
2/ Coef. I+A+D = (somme des incidences en % de l'installation de chantier + Aménée et repli du matériel + Divers et forages) / (100% - somme des incidences en %)  
3/ N.C. : non communiqué

A : ANALYSE DES PRIX DE REVIENT DE ROUTES REVETUES

A/1 En régions sahélo-sahariennes et sahariennes

Page A/1

DEFINITIONS DES PRINCIPALES CATEGORIES DE TRAVAUX	Pays : Route :	NIGER - AGADEZ		BURKINA FASO PIEGA-MATIAKOLI		NIGER TAHOUA-ARLIT Lot 1		NIGER TAHOUA-ARLIT Lot 2		NIGER TAHOUA-ARLIT Lot 3		CAMEROUN FIGUIL-MAROUA	
		Date/prix Coef. Actual. Référence Longueur Km	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D	avec inclusion Coef. I+A+D
MONTANTS ACTUALISES DES TRAVAUX		1/1984 1 289 K1	47	1,041	3/1983 1 355 K2	109	1,062	4/1977 2 584 K8	258	1,051	4/1977 2 584 K9	286	1,000
INSTALLATION DE CHANTIER	Montants	23		inclus	244		615	884		785			
MONTAGE ET REPLI DU MATERIEL	Montants	11		inclus	68								
TERASSEMENTS	Montants	802		inclus	835								
CHAUSSEES	Montants	1 085		inclus	1 130		2 530	3 747		3 582			
REVIETEMENT	Montants	713		inclus	1 732		3 631	8 611		3 000			
ASSAINISSEMENT	Montants	132		inclus	1 574		3 380	4 269		3 214			
OUVRAGES D'ART	Montants	0		inclus	824		1 106	1 355		4 417			
SIGNALISATION ET EQUIPEMENT	Montants	9		inclus	299		952	897		1 807			
DIVERS OU FORAGES D'EAU	Montants	79		inclus	16		22	44		23			
TOTAL TRAVAUX en 10% CFA	Montants	2 854		2 854	7 569		12 338	19 885		14 625			
PRIX MOYEN KM DES TRAVAUX	Montants	60,7		69,4	69,4		62,6	77,1		62,0			
TYPES DE TRAVAUX		route neuve bicoche plat désertique saharien en	100/600		route neuve bicoche vallonnées savane arborée sahélien	500/1000	route neuve bicoche plat désertique saharien <	500	route neuve bicoche plat désertique saharien <	500	route neuve bicoche plat désertique saharien <	500	route neuve bicoche vallonné savane arborée trop. sec
REVIETEMENT													
RELIEF													
VEGETATION													
CLIMAT (classe de pluviométrie)													
CONTROLE	Montants % travaux	188 6,6%		508 6,7%	508 6,7%		726 5,9%	1 171 5,8%		863 5,9%			NC
ETUDES	Montants % travaux	125 4,4%		NC	NC		376 3,1%	485 2,5%		453 3,1%			NC

1/ Tous les montants sont exprimés en Millions de F.CFA en janvier 1990  
 2/ Coef.I+A+D = (somme des incidences en % de l'installation de chantier + Aménage et repli du matériel + Divers et forages) / (100% - somme des incidences en %)  
 3/ N.C. : non communiqué

- les montants hors taxes actualisés au premier trimestre 1990 des travaux détaillés suivant 9 rubriques pour permettre un calcul ultérieur, il a été prévu une colonne supplémentaire qui permet de réduire à 6 rubriques principales (terrassements, chaussée, revêtement, assainissement, ouvrages d'art et signalisation) en y réincorporant les coûts d'installation de chantier (I) d'aménage et de repli du matériel (A) et des travaux divers et de forages d'eau (D). En fin de cette première partie du tableau, il est donné le prix de revient moyen du kilomètre en Janvier 1990 ;
- le rappel des principales caractéristiques des travaux et de l'environnement du projet : relief, végétation et pluviométrie ;
- les coûts actualisés hors taxes du contrôle et des études si ils sont disponibles et le pourcentage par rapport au coût des travaux ;

Ces tableaux A se présentent comme suit :

page A/1 Routes neuves en région Sahélienne ;

pages A/2 et A/3 Routes neuves en région tropicale humide ;

page A/4 Réhabilitations et renforcements ;

page A/5 Routes dans un pays Est asiatique.

	Année	1 1er Trim.	2 2e Trim.	3 3e Trim.	4 4e Trim.
1	1990	1,000			
2	1989	1,020	1,015	1,010	1,005
3	1988	1,061	1,051	1,041	1,030
4	1987	1,103	1,093	1,082	1,071
5	1986	1,158	1,145	1,131	1,117
6	1985	1,216	1,202	1,188	1,173
7	1984	1,289	1,272	1,253	1,235
8	1983	1,418	1,388	1,355	1,322
9	1982	1,518	1,538	1,497	1,457
10	1981	1,574	1,720	1,670	1,621
11	1980	1,763	1,927	1,871	1,816
12	1979	1,975	2,189	2,115	2,044
13	1978	2,251	2,460	2,388	2,319
14	1977	2,773	2,715	2,649	2,584

**Tableau 1**  
COEFFICIENTS D'ACTUALISATION  
rapportés au 1er trimestre 1990



## **ANNEXE 10**

### **ANALYSE DES COÛTS DES TRAVAUX ROUTIERS**

Cette annexe comporte une analyse des coûts de construction réels de routes dans divers pays, et un exemple d'évaluation du prix d'une route en cours de projet à l'aide de prix d'ordre.

Dans l'analyse, pour permettre de comparer les coûts des projets , il a été procédé à une actualisation des prix. Le calcul est basé sur les diverses formules de révision des prix utilisées dans les marchés analysés en y réincorporant la partie fixe, qui n'intervient pas dans une actualisation (voir chapitre 11.2.1.5.). Le coefficient représente la variation moyenne de la totalité des prix d'un marché de travaux routiers.

Le tableau 1 donne les coefficients d'actualisation au 1er janvier 1990, trimestre par trimestre depuis 1977. Dans les tableaux d'analyse A, B, C, D, l'indication 3/1987 veut dire 3ème trimestre 1987.

#### **A) Analyse des prix de revient des routes revêtues**

Cette analyse comporte pour chaque projet étudié :

- l'identifiant du projet : nom du pays et de l'itinéraire, la date d'établissement des prix, le coefficient d'actualisation retenu, le N° de référence du projet et la longueur de la route ;

#### 4. FORMULE-TYPE EN COTE D'IVOIRE POUR SABLE ENROBE

CARACTERISTIQUES	COMPOSITIONS ENVELOPPES	FORMULE TYPE MOYENNE
<i>Analyse granulométrique</i>		
Passant à 4 mm	95 - 100	100
Passant à 2 mm	85 - 100	96
Passant à 0,63 mm	40 - 85	61
Passant à 0,20 mm	15 - 40	29
Passant à 0,08 mm	8 - 18	12
Equivalent de sable ES	40 - 90	55
Poids spécifique moyen	2,63 - 2,66	2,65
Coefficient d'uniformité Cu	5 - 20	10,50
Bitume pur 60/70 ppc	6 - 7,50	7,05
Module de richesse en liant K	3,75 - 4,25	3,85
Rapport filler/bitume	1,50 - 2	1,70
<i>Performances anticipables Etude Hubbard-Field</i>		
Densité apparente des éprouvettes	2,10 - 2,28	2,14
Compacité des éprouvettes en %	88 - 95	89,20
Stabilité HF à 18°C en kg	2 500 - 1 500	3 500
Stabilité HF à 60°C en kg	500 - 1 500	700
Rapport $\frac{HF \text{ à } 60^{\circ}C}{HF \text{ à } 18^{\circ}C}$	0,10 - 0,40	0,20
<i>Etudes Duriez</i>		
Densité apparente des éprouvettes	2,00 - 2,15	2,10
Compacité des éprouvettes	85 - 90	87,50
Rc 18°C à sec MPa	3,5 - 5	4,1
Rc' 18°C après immersion MPa	3 - 4,5	3,5
Rapport $\frac{Rc'}{Rc}$	0,75 - 1,00	0,85

### 3. FORMULE-TYPE EN COTE D'IVOIRE POUR ENROBE DENSE A BASE DE CONCASSE EXCLUSIVEMENT

- **Agrégats** : tout-venant de concassage de roche massive 0 :14 (sans apport d'autres matériaux)

- **Granulométrie** :

tamis en mm :	20	14	10	5	4	2	1	0,315	0,2	0,08
passant en %	100	95-10	72-100	51-80	35-65	23-45	15-33	7-20	4-15	3-8

- surface spécifique en m<sup>2</sup>/kg
- % de concassé
- équivalent de sable ES
- dureté Los Angeles
- bitume
- filler d'apport : (chaux-ciment-fines calcaires
- rapport filler total/bitume
- module de richesse
- teneur en bitume

5,5 à 28

100

> 40

> 35

63/70

1 à 2%

0,9 à 1,05

3,6 à 4

5 à 8,8

- **Performances probables** :

- . résistance Duriez en MPa
- . rapport  $R'/R_C$
- . compacité Duriez
- . densité apparente Duriez
- . stabilité Marshall 60°C en kg
- . fluage
- . densité apport Marshall
- . compacité Marshall %

6,5 à 9,5

0,7 à 0,9

68 à 92

2,15 à 2,3

600 à 1200

25 à 35

2,15 à 2,35

90 à 95

- **Commentaires**

- . excellente angularité - meilleure homogénéité que les précédentes formules
- . très bonne stabilité et rugosité ;
- . moins économique - difficile à compacter.

- Le filler d'apport s'avère nécessaire (manque de fines naturelles)
- Bonne angularité - bonne maniabilité - stabilité bonne à excellente.

## 2. FORMULE-TYPE EN COTE D'IVOIRE POUR ENROBE DENSE A BASE DE TOUT-VENANT GRAVELEUX, EVENTUELLEMENT SEMI CONCASSE OU DE GRAVE NATURELLE MELANGEE A DU SABLE NATUREL

- **Granulométrie :**  

tamis en mm :	20	14	10	5	4	2	1	0,315	0,2	0,08
passant en %	100	100	95-100	80-95	68-88	50-75	36-60	20-35	14-25	3-8
- surface spécifique en m<sup>2</sup>/kg : 7,5 à 15,5
- % de concassé : 0 - 50
- équivalent de sable ES : > 40
- dureté Los Angeles : > 40
- adhésivité avec dope : > 0,75
- bitume : 60 - 70
- filler d'apport : (chaux-ciment-fines calcaires) : 1 à 3%
- rapport filler total/bitume : 0,9 à 1,2
- module de richesse : 3,6 à 4
- teneur en bitume : 5,4 à 6,9
- **Performances probables :**
  - . résistance Duriez en MPa : 4 à 7
  - . rapport R<sub>f</sub>/R<sub>C</sub> : > 0,6
  - . compacité Duriez : 66 à 92
  - . densité apparente Duriez : 2,05 à 2,23
  - . stabilité Marshall 60°C en kg : 400 à 850
  - . fluage : > 40
  - . densité apport Marshall : 2,10 à 2,30
  - . compacité Marshall % : 90 à 95
- **Commentaires :**
  - . formule économique ;
  - . filler d'apport et dope souvent nécessaires ;
  - . homogénéité douteuse, angularité moyenne , stabilité plus faible.

## ANNEXE 9

### QUELQUES FORMULES TYPE D'ENROBES EN COTE D'IVOIRE

#### 1. FORMES-TYPE EN COTE D'IVOIRE POUR ENROBE DENSE A BASE DE CONCASSE ET DE SABLE NATUREL (SABLE LAGUNAIRE OU DE PLAGE SL OU SABLE D'EMPRUNT SE).

- <b>Agrégats</b> :	% 4/14 concassé	40-70 avec SL								
	% 0/4 concassé	10-40 avec SL	60-80 avec SE							
	% sable naturel	10-30 avec SL	20-10 avec SE							
- <b>Granulométrie</b> :										
tamis en mm :	20	14	10	5	4	2	1	0,315	0,2	0,08
passant en %										
avec SL =	100	95-100	72-90	51-68	35-56	23-48	15-34	7-22	5-15	3-5
avec SE =	100	95-100	72-90	62-75	50-65	36-58	26-50	14-36	10-28	5-8
- surface spécifique en m <sup>2</sup> /kg =	4 à 20 avec SL		10 à 15 avec SE							
- % Equivalent de sable ES	> 40		> 40							
- dureté Los Angeles	> 35		> 35							
- bitume	60/70		60/70							
- filler d'apport (chaux-ciment-fines calcaires)	2 à 3%		1 à 2%							
- rapport filler total /bitume	0,8 à 1,2		1,05 à 1,20							
- module de richesse	3,6 à 4		3,06 à 4							
- teneur en bitume	5 à 7,3		5,7 à 6,9							
- <b>Performances probables</b> :										
. résistance Duriez RC en MPa	5 à 8		5,55 à 9,5							
. R' <sub>RC</sub>	0,7 à 0,9		0,65 à 0,9							
. compacité Duriez - %	88 à 92		88 à 93							
. densité apparente Duriez	2,15 à 2,27		2,15 2,30							
. stabilité Marshall 60°C en kg	600 à 1200		850 à 1500							
. fluage Marshall 1/10 mm	30 à 40		30 à 35							
. densité apparente Marshall	2,20 à 2,35		2,25 à 2,40							
. compacité Marshall : %	91 à 95		92 à 97							



**Composition :**

- pour trafic T1 à T3.
- liant ciment CPA 50 : 3 à 6%.
- graveleux latéritiques G<sub>1</sub> - G<sub>2</sub> présentant un f. IP ≤ 700

**Formulation au laboratoire :**

- sur éprouvettes CBR ( Ø = H = 152 mm) ou sur moules Ø = 160 et H = 320 mm compactés à au moins 95 % γ d OPM et à teneur en eau OPM ou OPM-2,
- essais à effectuer à plusieurs dosages : 3,4, 5, 6% et à plusieurs teneurs en eau : OPM - 2 ; OPM ; OPM + 1.
- mesures de l'indice portant CBR et des résistances en compression (R'<sub>c</sub>) après 3 jours de cure à l'air dans des sacs plastiques (ou après paraffinage) et 4 jours d'immersion,
- mesures de la résistance à la compression (R<sub>c</sub>) et à la traction par essai Brésilien (RT<sub>B</sub>) après 7 jours de cure à l'air sur éprouvettes conservées en sacs plastiques ou paraffinées.

**Spécifications requises sur les éprouvettes :**

- CBR > 160
- 1,8 MPa < R'<sub>c</sub> < 3 MPa
- R'<sub>c</sub> > 0,5 MPa
- RT<sub>B</sub> > 0,3 MPa

**Mise en œuvre :**

- dosage sur chantier 1 % de plus que celui déterminé au laboratoire,
- malaxage :
  - . en centrale pour matériau peu argileux f. IP < 400,
  - . in situ pour matériau argileux f. IP > 400 avec pulvimixer de plus de 100 CV,
- transport sur camion bâché,
- teneur en eau comprise entre OPM - 2 et OPM,
- compactage dans les 3 heures suivant le répandage par combinaison d'un vibrant lourd (M/L > 20 kg/cm) et d'un rouleau à pneus (charge par roue > 4 T) ; on doit atteindre au moins 95 % γ d OPM,
- mise en oeuvre par couches unitaires de 15 à 25 cm,
- protection par enduit de cure : émulsion cationique 300 à 500 g de bitume résiduel après le compactage,
- trafic de chantier interdit pendant 7 jours,
- déflexion admissible (D<sub>m</sub> + 1,3 σ) 6 mois après la mise en circulation :  
pour T1 : 60 à 75/100 pour T2 - T3 : 40 à 50/100

Source : Biblio 232

**Tableau 8.2.**  
Graveleux latéritiques traités au ciment

**Composition :**

- *liant*
  - . chaux : jusqu'à 5 %.
  - . ciment : jusqu'à 3 %.
- *graveleux latéritiques*
  - . Ip > 10,
  - . f. Ip < 1 000,
  - . matières organiques ≤ 1,5 %.

**Etude au laboratoire au moyen d'éprouvettes :**

Performances à obtenir :

- CBR 7 jours (3 j air, 4 j eau) : > 120 avec le ciment, > 60 avec la chaux
- cure à l'air des éprouvettes ensachées dans des pochettes plastiques,
- compactage 95 %  $\gamma_d$  OPM au moins à  $\omega$  OPM  $\pm$  2 avec la chaux et à  $\omega$  OPM et  $\omega$  OPM - 2 avec le ciment

**Mise en œuvre :**

- malaxage in situ à la charrue à disques ou au pulvimixer : 1 % de liant de plus qu'au laboratoire,
- répandage à la niveleuse ou au finisseur,
- compactage à au moins 95 %  $\gamma_d$  OPM de  $\omega$  OPM à  $\omega$  OPM - 2 au moyen d'un vibrant lourd (M/L > 20 kg/cm) et d'un rouleau à pneus (charge par roue > 4 T),
- protection par enduit de cure émulsion cationique : de 300 à 500 g de bitume résiduel par m<sup>2</sup> moins de 4 heures après le compactage,
- interdiction au trafic pendant au moins 48 heures.

Source : Biblio 232

**Tableau 8.1.**  
Graveleux latéritiques améliorés à la chaux ou au ciment



## ANNEXE 8

### PROPOSITIONS DE SPECIFICATIONS POUR LES MELANGES GRAVELEUX LATERITIQUES, CIMENT, CHAUX

On distingue les mélanges graveleux améliorés au ciment ou à la chaux et les mélanges traités au ciment.

Dans les tableaux ci-après la terminologie est la suivante :

$I_p$  = indice de plasticité

$\gamma_d$  = densité sèche

$D_m$  = déflexion moyenne

$\sigma$  = écart type de la déflexion

$T_1$   $T_2$   $T_3$  classes de trafic CEBTP (voir annexe 6 du présent tome)

$f$  = passant au tamis de 80  $\mu\text{m}$  en %

$\omega$  = teneur en eau

$M/L$  = poids par unité de largeur du cylindre métallique



- (1) applicable si  $H_1 \geq 30$  mm
- (2) Module à une température de  $30^\circ\text{C}$
- (3)  $a_i = (29,14 \text{ CBR} - 0,1977 \text{ CBR}^2 + 0,00045 \text{ CBR}^3) 10^{-4}$   
 $a_i$  peut être augmenté de 60% si  $\text{CBR} > 70$  ou si la fondation est traitée aux liants hydrauliques
- (4) CBR correspondant aux conditions de teneur en eau et compacité in situ
- (5)  $a_i = 0,075 + 0,039 R_C - 0,00088 R_C^2$   
 $R_C$  étant la résistance à la compression simple à 14 jours en MPA
- (6) grave-bitume de module élevé  $E = 4\,000$  MPA à  $20^\circ\text{C}$   
 $a_i = 0,01 + 0,065 \log_{10} \text{CBR}$

Tableau.7.4.

Coefficients d'équivalence des matériaux

Couches de chaussée :	Coefficient a
Couche de roulement	
Enduit superficiel	0,20 à 0,40
Béton bitumineux peu performant ou enrobés denses	0,20
Béton bitumineux très performant (1)	
Module = 1 500 MPa (2)	0,30
Module = 2 500 MPa	0,40
Module = 4 000 MPa min	0,45
Couche de base	
Non traitée (3)	
CBR = 30 (4)	0,07
CBR = 50	0,10
CBR = 70	0,12
CBR = 90	0,13
CBR = 110	0,14
Traitée au ciment (5)	
R <sub>C</sub> = 0,7 MPa	0,10
R <sub>C</sub> = 2,0 MPa	0,15
R <sub>C</sub> = 3,5 MPa	0,20
R <sub>C</sub> = 5,0 MPa	0,24
Matériaux bitumineux (6)	0,32
Fondation	
Non traitée (7)	
CBR = 5	0,06
CBR = 15	0,09
CBR = 25	0,10
CBR = 50	0,12
CBR = 100	0,14
Traitée au ciment	
RC > 0,7 MPa	0,14