

08 JUL 1986

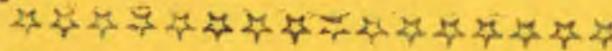
IICA - CIDIA



INSTITUT INTERAMÉRICAIN DE COOPERATION POUR L'AGRICULTURE

IICA

BUREAU EN HAITI



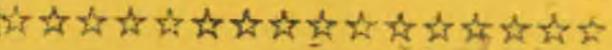
MARND R
FAMV
IICA

USAID
ACDI

**PREMIER
COURS NATIONAL
POST-GRADUE
SUR L'IRRIGATION,
LE DRAINAGE
ET LA GESTION
DES RESSOURCES
HYDRIQUES**

15 Juillet - 30 Septembre 1955

Port-au-Prince, Haïti



MECANIQUE DES SOLS ET GEOTHECHNIQUE

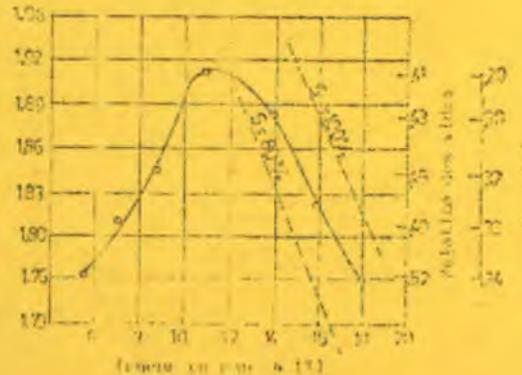


Fig. 1.1. Essai de compaction sur un sol standard

IICA

PAR

Ernst LARAQUE

Harry CLINTON

Henry PROPHETE

Louis FLORIVAL

IICA
PM-655

No. 655

ISSN - 0534-5391

REVISION ET EDITION: HUMBERTO PIZARRO

Spécialiste en Projets d'Irrigation et Drainage

IICA - HAITI

L'Institut est l'organisme spécialisé en agriculture du système interaméricain. Il fut fondé par les gouvernements américains afin de stimuler, de promouvoir et d'appuyer les efforts des Etats Membres, pour parvenir au développement agricole et obtenir le bien-être de la population rurale. L'Institut Interaméricain des Sciences Agricoles, établi le 7 octobre 1942, fut réorganisé et devint l'Institut Interaméricain de Coopération pour l'Agriculture par Convention ouverte à la signature des Etats Américains le 5 mars 1979 et qui entra en vigueur en décembre 1980.





INSTITUT INTERAMERICAIN DE COOPERATION POUR L'AGRICULTURE

Centro Interamericano de Documentación e Información Agrícola

18 AGO 1986

IICA

BUREAU EN HAÏTI

IICA - CIDIA

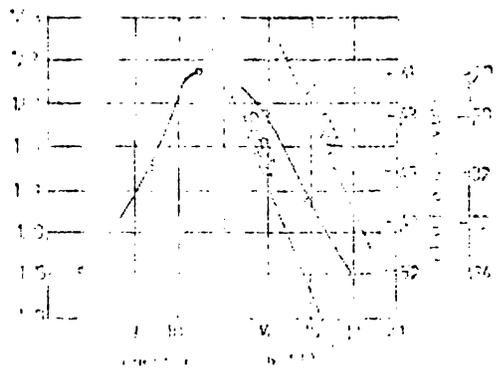
MECANIQUE DES SOLS ET GEOTECHNIQUE

★ MARND R USAID ★
★ F A M V ACDI ★
★ I I C A ★

**PREMIER
COURS NATIONAL
POST-GRADUE
SUR L'IRRIGATION,
LE DRAINAGE
ET LA GESTION
DES RESSOURCES
HYDRIQUES**

15 Juillet - 30 Septembre 1985

Port-au-Prince, Haïti



Pr
Inst L...AQUE
erry C. INTON
enry P. PHETE
ouis P. RIVAL

No. 655

ISSN - 0534-5391

REVISION ET EDITION: HUMBERTO PIZARRO
Spécialiste en Projets d'Irrigation et Drainage
IICA - HAÏTI

L'institut est l'organisme spécialisé en agriculture du système interaméricain. Il fut fondé par les gouvernements américains, afin de servir les États Membres, pour parvenir au développement agricole et obtenir le bien-être de la population rurale. En 1942, fut reorganisé et devint l'Institut Interaméricain de Coopération pour l'Agriculture par l'Convention Interaméricaine en vigueur en décembre 1986.

00008367

~~001792~~

~~00008367~~

PREMIER COURS NATIONAL POST-GRADUE
SUR L'IRRIGATION, LE DRAINAGE
ET LA GESTION DES RESSOURCES HYDRIQUES

COORDINATION:

INSTITUT INTERAMERICAIN DE
COOPERATION POUR L'AGRICULTURE (IICA)
FACULTE D'AGRONOMIE ET
MEDECINE VETERINAIRE (FAMV)

SOUTIEN FINANCIER:

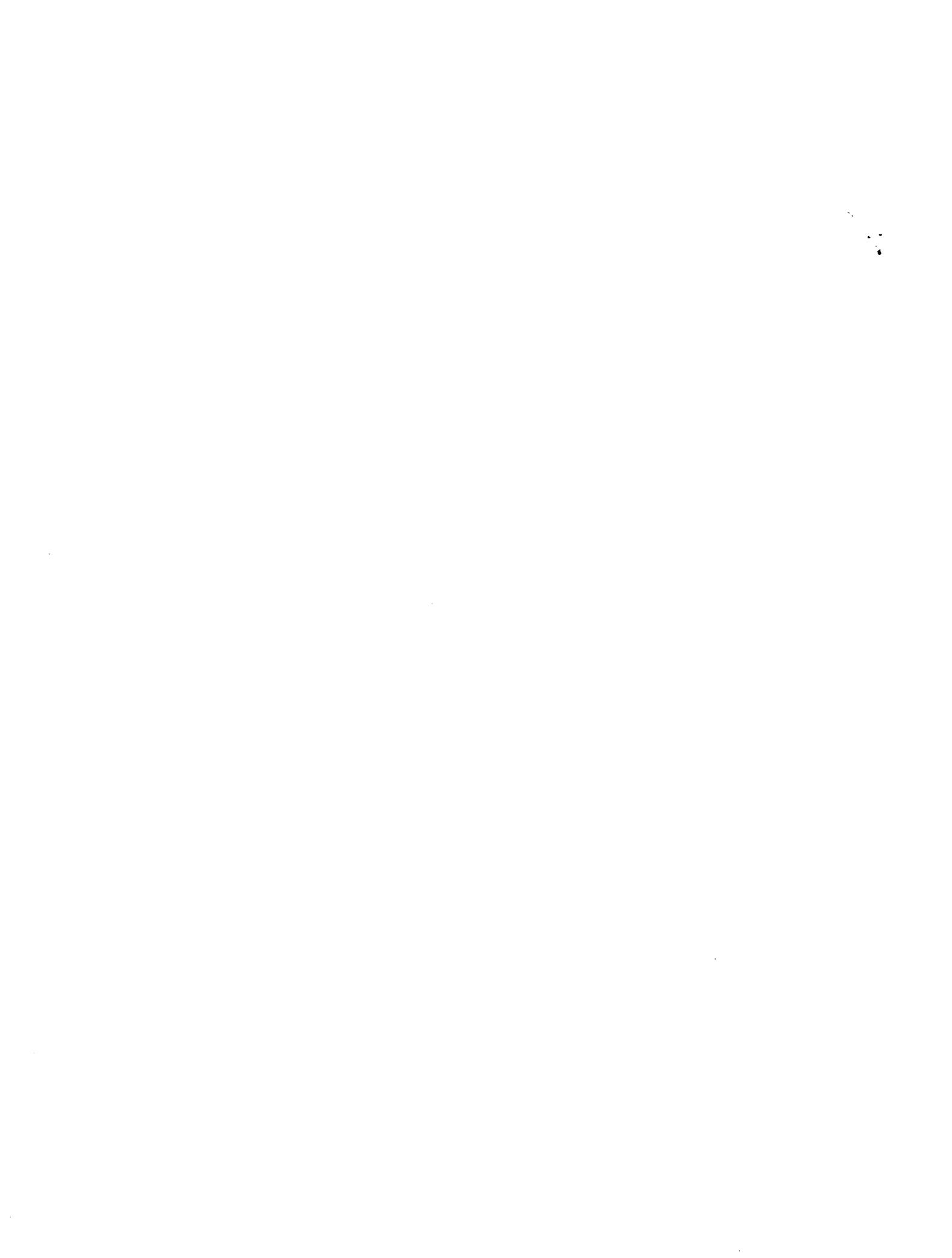
AGENCE DE DEVELOPPEMENT INTERNATIONAL (USAID)
PROJET DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE INTEGRE 521 - 0078
AGENCE CANADIENNE POUR LE DEVELOPPEMENT INTERNATIONAL (ACDI)
INSTITUT INTERAMERICAIN DE COOPERATION POUR L'AGRICULTURE (IICA)
MINISTERE DE L'AGRICULTURE, DES RESSOURCES NATURELLES ET
DU DEVELOPPEMENT RURAL (MARNDR)
FACULTE D'AGRONOMIE ET MEDECINE VETERINAIRE (FAMV)

TEXTE : MECANIQUE DES SOLS ET GEOTECHNIQUE
DACTYLOGRAPHIE : LAURENCE JOACHIM ET JULIETTE MOREL
DESSINS : JEAN ROBERT MOREL ET JOSETTE CHARLES
IMPRESSION : JEAN NICOLAS JOSEPH

MECANIQUE DES SOLS ET GEOTECHNIQUE

	PAGE
TABLE DES MATIERES	i
LISTE DES FIGURES	viii
LISTE DES TABLEAUX	xii
CHAPITRE I	
CONNAISSANCE DU SOL	1
1.1 Caractéristiques des sols de plate-forme	1
1.1.1 Constitution des sols	1
1.1.2 Granulométrie ou dimension des grains	3
1.1.3 Formes des particules constituant le sol	5
1.1.4 Texture des grains	5
1.1.5 Sensibilité à l'eau	5
1.1.6 Teneur en argile des sols	8
1.1.7 Compacité des sols	9
1.1.8 Mesure de la densité en place des sols	9
1.1.9 Relation densité - teneur en eau. Optimum Proctor	10
1.2 Classification des sols	11
1.2.1 Classification L.C.P.C. ou U.S.C.S	11
1.2.2 Classification HRR ou AASHO	16
1.2.3 Nouvelle classification LCPC/SFTRA	16
CHAPITRE II	
COMPORTEMENT DU SOL	23
2.1 Généralités	23
2.1.1 Contraintes et déformations dans les sols	23
2.1.2 Influence de la présence de deux phases dans le sol	23
2.1.3 Définition de la rupture dans le cas des sols	25
2.1.4 Aspect physique de la résistance au cisaillement des sols	29
2.2 Etude expérimentale de la résistance au cisaillement des sols	32
2.2.1 Résistance au cisaillement des sols Grénus sans cohésion	32

	TABLE DES MATIERES	PAGE
2.2.2	Paramètres influençant l'angle de frottement interne d'un sol pulvérulent	35
2.2.3	Influence de la compacité	36
2.2.4	Angle de talus naturel	36
2.2.5	Orientation du plan de rupture dans un essai triaxial	36
2.26	Densité critique	37
2.3	La résistance au cisaillement des sols fins	37
2.3.1	Phase préliminaire précédant le cisaillement	41
2.4	Essai de compression simple	49
2.5	Déformation des sols	50
2.5.1	Comportement du squelette des sols grossiers	51
2.5.2	Comportement du sol saturé	52
2.5.3	Comportement du squelette des sols fins	54
2.6	Calcul du tassement à partir de l'essai Oedométrique	59
CHAPITRE III		
	POUSSEE, BUTEE - EQUILIBRE LIMITE	62
3.1	Notion de poussée et de butée	62
3.2	Etat d'équilibre limite	63
CHAPITRE IV		
	LES FONDATIONS	72
4.1	Introduction	72
4.2	Type de fondation	72
4.3	Les fondations superficielles	73
4.3.1	Types	73
4.3.2	Définition d'une fondation superficielle	73
4.3.3	Méthode de dimensionnement d'une fondation superficielle	74
4.4	Fondation par semelle	77
4.4.1	Semelle continue sous mur	78
4.4.2	Semelle Isolée sous pilier	81



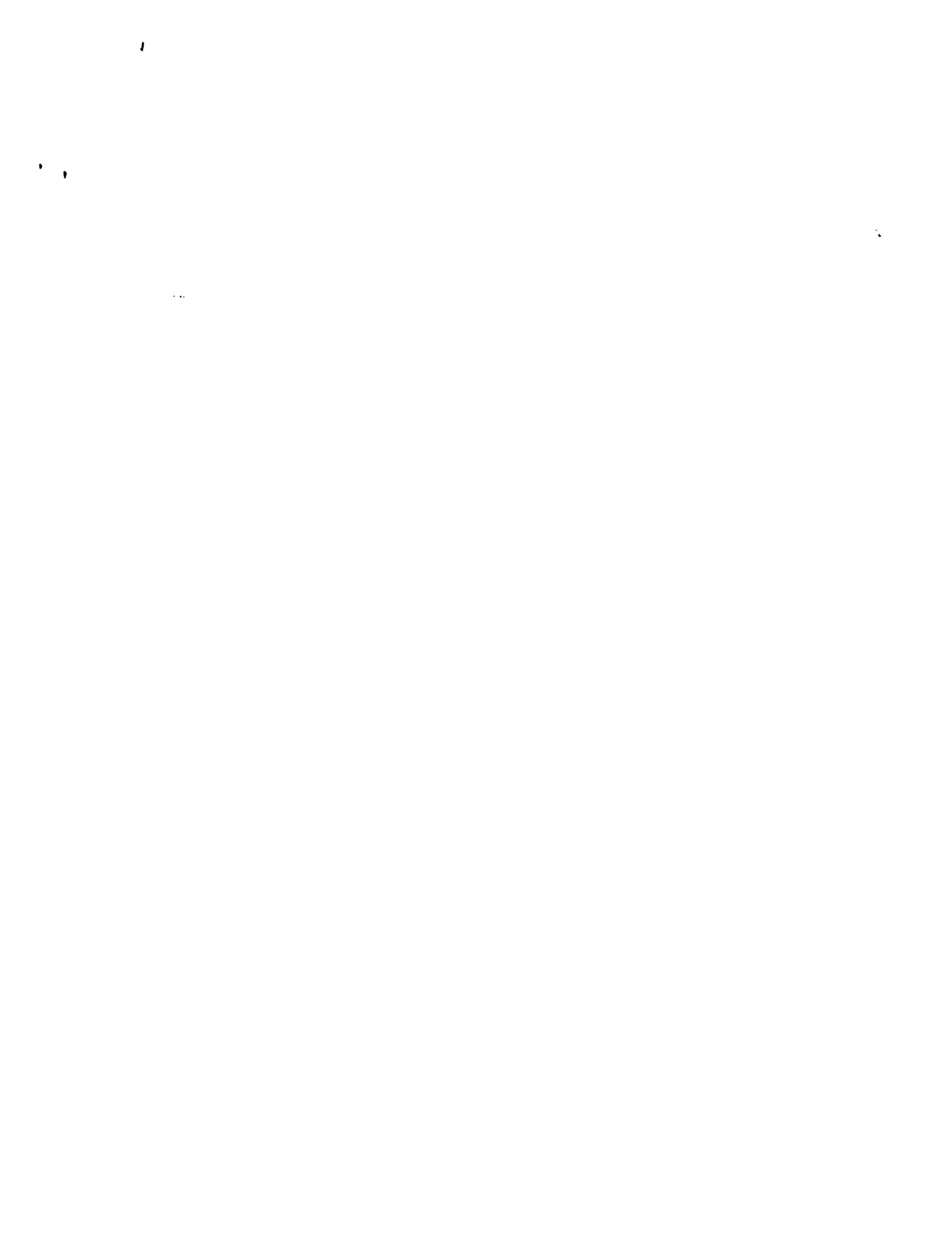
	PAGE
TABLES DES MATIERES	
4.5	Calcul des semelles 85
4.5.1	Détermination de la surface portante 85
4.5.2	Contrainte admissible des fondations 86
4.5.3	Semelles isolées 88
4.5.4	Sol de fondation Multi couche 94
4.5.5	Charges verticales excentrées 100
4.5.6	Charges excentrées et inclinées 102
4.6	Méthode utilisant les essais in situ 104
4.7	Détermination de l'épaisseur et de l'armature de la semelle 106
CHAPITRE V	
FONDATEIONS PROFONDES	
5.1	Introduction 108
5.2	Fondation par puits 108
5.2.1	Puits creusés à la main 109
5.2.2	Puits exécutés par des moyens mécaniques 111
5.2.3	Liaison entre les puits 112
5.3	Fondation par pieux 112
5.4	Méthodes générales pour la réalisation des fondations par pieux 113
5.5	Calcul des fondations sur puits et pieux 114
5.6	Méthode de calcul statique 115
5.6.1	Frottement négatif 118
5.6.2	Force portante d'un groupe de pieux 119
5.7	Méthode de calcul dynamique 120
5.7.1	Formule des Hollandais 120
5.7.2	Battage par marteau, trépideur 121
5.7.3	Formules améliorées 121
5.7.4	Formules de Virendeel 122

	TABLE DES MATIERES	PAGE
	CHAPITRE VI	
	STABILITE ET SOUTÈNEMENT	125
6.1	Introduction	125
6.2	Généralités sur les mouvements de terrain	125
6.2.1	Description	125
6.2.2	Critères pour classer les mouvements de terrain	127
6.2.3	Remarques	128
6.3	Glissement des terres	132
6.3.1	Notions d'équilibre limite	133
6.3.2	Stabilité d'un talus	135
	CHAPITRE VII	
	MUR DE SOUTÈNEMENT	148
7.1	Introduction	148
7.2	Définition	148
7.3	Principales dispositions à prendre	149
7.3.1	Fondations	149
7.3.2	Drains	150
7.3.3	Matériaux à éviter	150
7.3.4	Réduction de la Poussée	150
7.3.5	Stabilité Globale	150
	CHAPITRE VIII	
	BATARDEAUX	154
8.1	Définition	154
8.2	Rideaux encastrés	154
8.3	Enceintes ou Fouilles Blindées	154
8.4	Batardeaux en terre	154
8.5	Batardeaux à double Rideau	154
8.6	Batardeaux cellulaires (ou en gabions)	155
8.7	Matériaux constitutifs	158

	PAGE
TABLI DES MATIERES	
CHAPITRE IX	
GEOTECHNIQUE ROUTIERE	159
9.1 Introduction	159
9.2 Méthode CBR	159
9.3 Méthode de Liddle et l'Asphalt Institute	160
9.4 Méthode du Road Research Laboratory R.R.L. Note No. 31	161
9.5 Méthode de Dimensionnement pour pays tropicaux par le C.I.B.T.P.	162
9.6 Présentation du catalogue	179
9.7 Utilisation du catalogue	181
9.7.1 Détermination du paramètre trafic (Ti) chaussée revêtues	181
9.7.2 Détermination du paramètre sol (Sj)	183
9.7.3 Fiches - Types de chaussées	186
COUCHE DE FONDATION	191
TOUT VENANT NATUREL CRIBLE	
I. Caractéristiques Minimales du Matériau	191
II. Granulométrie du Matériau	191
III. Mise en oeuvre	192
COUCHE DE BASE - CHAUSSEE REVETUE	193
GRAVE SEMI-CONCASSEE	193
I. Caractéristiques Générales du matériau	193
II. Fuseau de spécification (Grave sableuse)	193
III. Mise en oeuvre	194
COUCHE DE BASE - CHAUSSEE REVETUE	195
GRAVE CONCASSEE POUR GRAVE-CIMENT	195
I. Caractéristiques Minimales du matériau	195
II. Fuseau de spécification (Grave grénue)	195
III. Mise en oeuvre	196
COUCHE DE ROULEMENT/CHAUSSEE NON REVETUE	197
TOUT VENANT NATUREL CRIBLE ET ECRETE	197
I. Caractéristiques Minimales du matériau	197

TABLE DES MATIÈRES	PAGE
II. Fuseau Granulométrique	197
III. Mise en oeuvre	198
COUCHE DE BASE/CHAUSSEE REVELTEE	199
I. Caractéristiques Générales du Matériau de base	199
Fuseau de spécification	199
II. Caractéristiques du liant et du mélange	200
III. Fabrication et mise en oeuvre	200
COUCHE DE ROULEMENT	201
I. Caractéristiques des matériaux inertes	201
II. Liant	201
III. Caractéristiques du mélange et mise en oeuvre	202
ANNEXE I MODE OPERATOIRE DE CERTAINS ESSAIS DE IDENTIFICATION	203
Caractéristiques physiques du sol	204
1. La teneur en eau (w %)	205
2. La densité apparente ou poids volumique humide (γ)	206
3. Le poids volumique du sol sec (γ_d)	206
4. Le poids volumique des grains (γ_s)	206
5. Le degré de saturation (Sr)	207
6. Le poids volumique Immergé ou densité Immergé (γ')	208
7. Le dosage en matière organique (M.O.)	211
8. La mesure de l'équivalent de sable (E.S.)	211
9. Analyse granulométrique	214
Courbe de compressibilité Oedométrique	218
Courbe de consolidation	218
Paramètres de déformation	218
Compression simple	218
Les limites d'Atterberg	221
Limite de plasticité	223
L'indice de plasticité	223
La limite de Retrait	223

	PAGE
TABLE DES MATIÈRES	
Caractéristiques Mécaniques	226
Essai de Résistance Mécanique	226
a) Essai de Cisaillement Rectiligne	226
b) L'essai de Compression Triaxial	227
L'essai oedométrique	228



LISTE DES FIGURES

FIGURES	PAGE	
I.1	Exemple de courbe granulométrique	4
I.2	Exemple de courbes granulométriques	6
I.3 a	Essai de compactation proctor standard	10
I.3	Le diagramme d'Atterberg	15
I.4	Nomogramme pour la classification des sols	18
I.5	Schéma d'une chaussée neuve	22
II.1	Comportement d'un sol sous un champ de contraintes isotropes	26
II.2	Rupture fragile	26
II.3	Rupture par cisaillement localisé sans fissures ouvertes	27
II.4	Rupture par cisaillement localisé avec fissures ouvertes	27
II.5	Rupture par écoulement plastique	28
II.6	La résistance des sols pulvérulents au cisaillement est liée au frottement physique des grains	31
II.7	Principaux types d'appareils de laboratoire permettant la mesure des paramètres caractérisant les contraintes et déformations dans les sols: a) boîte de cisaillement, b) oedomètre et c) appareil triaxial	33
II.8	Diagramme effort- déformations des sols	34
II.9	Relation intrinsèque ($\tau - \sigma$)	34
II.10	Orientation du plan de rupture dans un essai triaxial	38
II.11	Schéma de la variation de volume pour un même échantillon de sable de compacité différente	39
II.12	Courbe effort - déformation pour les échantillons montrés à la figure II.11	40
II.13	Courbes de variation de volume des échantillons de la figure II.11	40

FIGURES	PAGE	
II.14	Schéma de prélèvement d'un échantillon de sol pour son étude sous la condition de remise sous contraintes	42
II.15	Schémas d'essai consolidé - drainé (C.D.)	45
II.16	Equation de la droite intrinsèque. Equation de Coulomb	46
II.17	Essai de compression simple	47
II.18	Schémas de cisaillement simple	53
II.19	Schématisation unidimensionnelle du comportement d'un sol fin	55
II.20	Courbes de fluage d'un sol fin	58
III.1	Schéma d'un milieu semi-infini (équilibre limite)	64
III.2	Schéma d'un mur de soutènement	64
III.3	Schéma de butée du massif	65
III.4	Schéma d'un cercle de Mohr pour montrer le champ de contraintes	67
III.5	Directions de glissement	67
III.6	Réseau des lignes de glissement	68
III.7	Schéma de rupture d'une fondation	69
IV.1	Schéma de charges verticales excentrées sur une fondation superficielle	75
IV.2	Schéma d'une charge inclinée excentrée sur une fondation superficielle	75
IV.3	Schéma d'une semelle continue	77
IV.4	Schéma d'un profil de semelle d'égale résistance à la flexion	78
IV.5	Schéma d'une semelle qui contribue à la rigidité de la structure	79
IV.6	Semelle liée à une poutre de rigidité	80
IV.7	Schéma d'emploi de goussets pour augmenter la rigidité horizontale	80

	FIGURES	PAGE
IV.8	Schéma des armatures et de la semelle sous pilier	81
IV.9	Schéma d'une semelle de liaison	82
IV.10	Schéma d'une semelle excentrée	83
IV.11	Schéma qui montre l'arrangement pour que la résultante passe par le centre de gravité de la semelle	84
IV.12	Schéma d'une semelle pour déterminer la contrainte admissible du sol	87
IV.13	Homogramme pour le calcul de H_c^*	99
IV.14	Homogramme pour le calcul de N_c^*	98
IV.15	Schéma d'une charge excentrée et inclinée	102
IV.16	Schéma de répartition des contraintes dans les sols	107
V.I	Diagramme de la résistance dynamique du sol	124
VI.1	Schéma montrant les éléments d'un glissement	126
VI.2	Schéma d'une section de glissement, cas où le talus artificiel atteint la roche mère, montrant la circulation de l'eau	129
VI.3	Schéma d'une falaise rocheuse surmontant une argile marneuse	130
VI.4	Schéma d'un remblai construit sur une formation alluviale molle et déformable	130
VI.5	Schéma montrant un talus artificiel sur des couches inclinées	131
VI.6	Schéma pour montrer l'équilibre limite	133
VI.7	Schéma pour montrer l'équilibre limite	134
VI.7a	Schéma d'un talus infiniment long d'angle $\frac{\phi}{2}$	138
VI.8	Analyse des forces du schéma de la figure VI.7a	138
VI.9	Schéma d'un talus vertical montrant la ligne de glissement	139
VI.10	Schéma de la relation H et α	139
VI.11	Schéma d'un cercle de glissement	145
VI.12	Schéma de protection d'un talus par une charge sur le pied du talus	145

VI.13	Schéma de protection du talus par l'emplacement d'un drain	146
VI.14	Schéma de revêtement d'un fossé et protection du talus	146
VI.15	Nomogramme pour la stabilité des talus	147
VII.1	Schémas de murs de soutènement	151
VII.2	Schémas de murs de soutènement et leur nomenclature usuelle	152
VII.3	Schéma d'un mur de soutènement et du cercle de glissement	153
VIII.1	Rideau de palplanches	156
VIII.2	Batardeau composés d'un noyau argileux et d'un parapente	156
VIII.3	Batardeau composés d'un remblai pulvérulent	157
VIII.4	Schéma de l'écoulement à travers un batardeau en sable pourvu de deux palplanches	157
IX.1	Relation entre le CBR et l'épaisseur de la chaussée	164
IX.2	Relation entre le CBR et l'épaisseur de la chaussée pour différentes charges	165
IX.3	Calcul de chaussées souples	166
IX.4	Calcul de l'épaisseur équivalente d'une chaussée. Méthode asphalt Institute	167
IX.5	Relation entre le module élastique (à la plaque) E et le coefficient d'équivalence "a"	168
IX.6	Chaussées souples, méthode LDDU	169
IX.7	Coefficient d'équivalence du trafic (chaussées souples)	170
IX.8	Abaques de dimensionnement des chaussées pour la méthode du Road Research Laboratory	174
IX.9	Chaussée du type 1 Routes Revêtues/Chaussées neuves	187
IX.10	Chaussée du type 2 Routes Revêtues/Chaussées neuves	188
IX.11	Chaussée du type 3 Routes non Revêtues/Chaussées neuves	189
IX.12	Routes non Revêtues/Chaussées en terre	190
AN.1	Schéma des appareils pour la détermination de l'équivalent de sable	212
AN.2	Exemples des courbes granulométriques	217

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU		PAGE
I.1	Classification des grains constituant le sol	1
I.2	Formulaire pour l'essai de granulométrie	3
I.3	Classification des sols grénus	13
I.4	Classification rapide des sols fins	14
I.5	Classification AASHO	17
I.6	Définition des sous classes (SETRA-LCPC)	19
IX.1	Facteurs pour la conversion du nombre d'essieux en nombre équivalent d'essieux standard de 8.200 Kg	172
IX.2	Valeurs CBR minimales estimées des sol et plate-forme sous chaussées revêtues	173
IX.3	Dimensionnement de chaussée	175
IX.4	Dimensionnement de chaussée	176
IX.5	Dimensionnement de chaussée	178
IX.6	Catégories des véhicules	181
IX.7	Détermination de la classe S _j du sol	186
AN.1	Formulaire utilisé dans la détermination de la densité des grains	210
AN.2	Résultats d'une Analyse Granulométrique	216
AN.3	Résultats de la Détermination des Limites d'Atterberg	225

CHAPITRE I

CONNAISSANCE DU SOL

1.1 Caractéristiques des sols de plate-forme1.1.1 Constitution des sols

Les sols proviennent de la désagrégation et de la décomposition des roches. Ces roches d'origine peuvent être ignées, sédimentaires ou métamorphiques. Ces sols contiennent de l'eau libre et de l'eau absorbée et de l'air.

Les sols sont constitués le plus souvent des mélanges de particules de formes et de dimensions différentes ce qui fait varier leurs caractéristiques et en rendent l'étude délicate.

1.1.2 Granulométrie ou dimension des grains

D'après leur grosseur les grains constituant les sols sont classés d'après le tableau I.1

TABLEAU I.1 Classification des grains constituant le sol

Blocks rocheux			200 mm
Cailloux	200	à	20 mm
Gravier	20	à	2 mm
Sable grossier	2	à	0.42 mm
Sable fin	0.42	à	0.074 mm
Limon	0.074	à	0.005 mm
Argile	0.005	à	0.001 mm
Colloïde			2 microns.

La granulométrie est déterminée à partir des essais: analyse granulométrique et analyse sédimentométrique. Le tableau I.2 est un formulaire qui doit être rempli lors d'un essai pour l'analyse granulométrique. La figure I.1 montre un exemple d'une courbe granulométrique.

TABLEAU I.2 Formulaire pour l'essai de granulométrie

_____ Date : _____
 Poids initial gr: _____ Opérateur : _____

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Route _____ Sec. No. _____

Echantillon _____ Nature _____

TABLEAU I.2 Formulaire pour l'essai de granulométrie

Tamis mm	Module ASTM	Poids retenu en gr	% retenu	% passant
80				
63				
40				
25				
16				
12.5				
8				
5	4			
2.5	8			
1.25	16			
0.63	30			
0.315	50			
0.160	100			
0.08	200			



Port. du Prince HAITI

Dossier 86178-050-04

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

PROJET ROUTES SECONDAIRES AGRICOLES

Sondage : St Raphael - Pignon
Echantillon : SPR9 - Riquet 9+000
Profondeur :

Terminologie

Sédimentation

CAILLoux

GRAVIER

SABLE

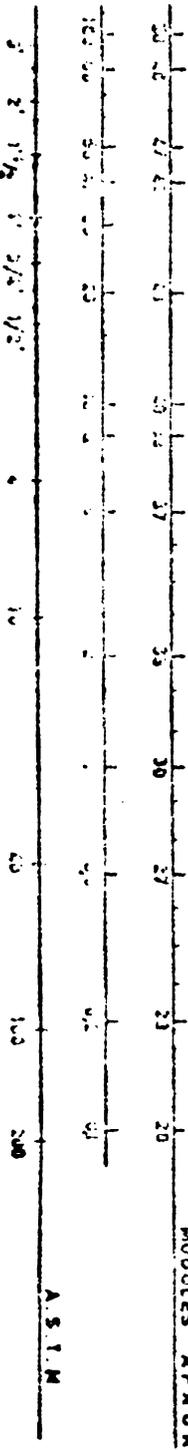
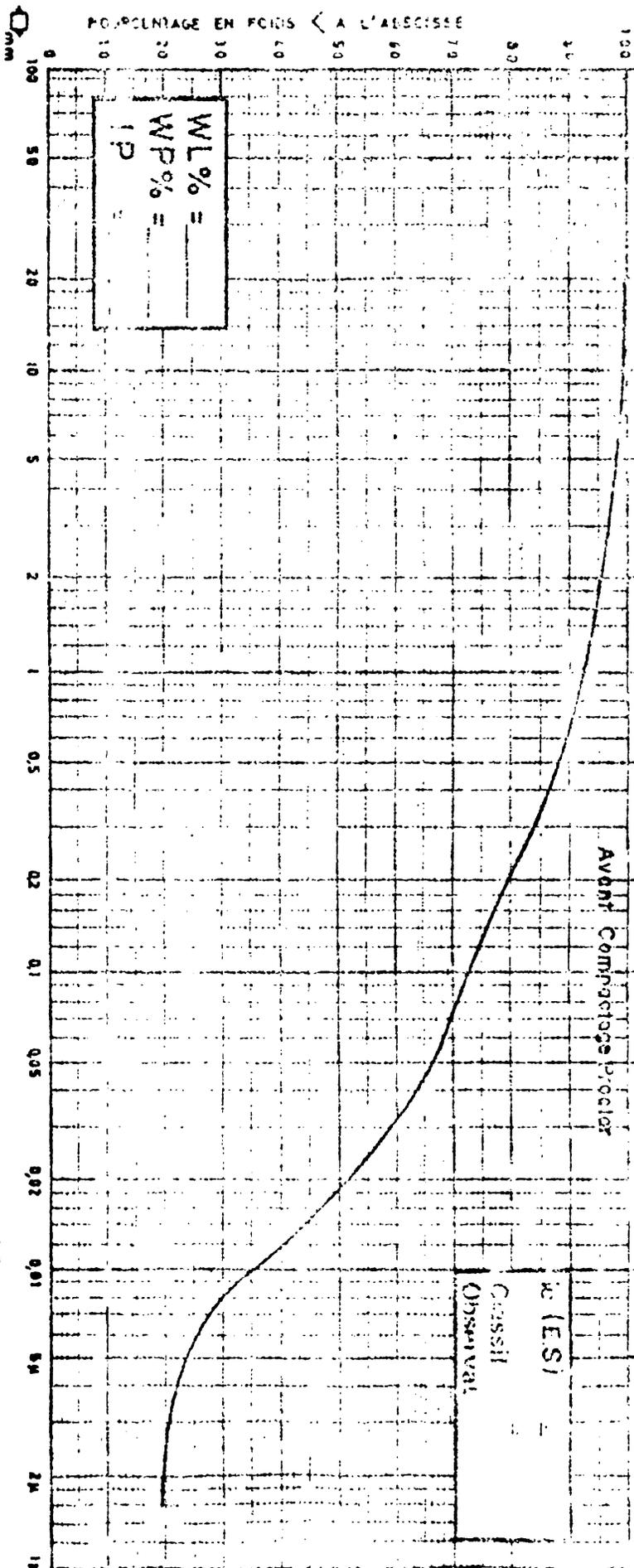
SILT

ARGILE

Avant Compactage Proctor

Classement
Observations

POURCENTAGE EN FOIDS < A L'ABSCISSE



Une granulométrie peut être serrée ou étalée, elle peut être continue ou discontinue. La granulométrie est une caractéristique importante d'un sol (Figure I.2)

1.1.3 Forme des particules constituant le sol

La forme des grosses particules fournit une indication sur leur dureté et leur résistance. En effet les particules rondes sont dures et résistantes, les particules plates et en aiguille sont fragiles et friables et ne doivent pas être utilisées.

Comme, pour d'autres raisons, les matériaux utilisés dans le domaine routier doivent contenir peu de fines, les propriétés des grosses particules ont une grande influence sur leur comportement. Ainsi les éléments anguleux obtenus par concassage donnent une bonne résistance sous charge au matériau par augmentation de l'angle de frottement.

1.1.4 Texture des grains

La texture des grains augmentent également l'angle de frottement des matériaux les rendant plus performant:

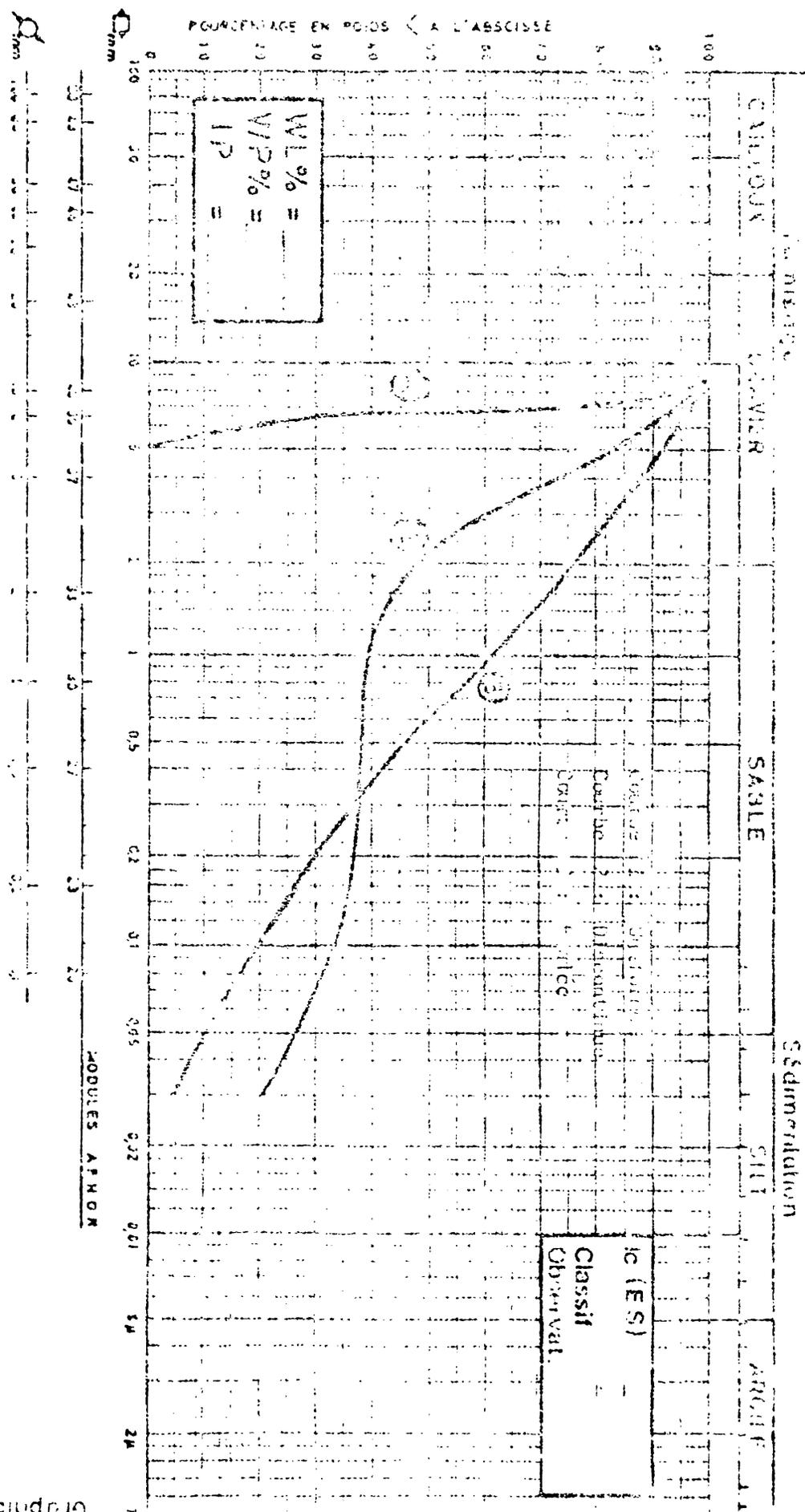
1.1.5 Sensibilité à l'eau

Les propriétés des sols routiers sont influencées en premier lieu par la présence de l'eau: un sol de bonne résistance ayant un fort pouvoir portant à un certain degré d'humidité peut avoir un pouvoir portant nul à une autre teneur en eau. La principale difficulté en technique routière vien du fait que les sols sont sujets à des variations de teneur en eau. Il faut remarquer que l'influence de ces variations est moindre pour des grains de grosse dimensions.



République d'Haïti
 Ministère de l'Équipement et des Travaux Publics
 Direction des Ponts et Chaussées
ANALYSE COLLOIMÉTRIQUE

Dossier :
 Sandage :
 Echantillon :
 Profondeur :



5 2 1/2 1 3/4 1/2

La teneur en eau w est le rapport du poids d'eau au poids du matériau sec qui la contient.

Suivant la valeur de la teneur en eau on pourra distinguer quatre états différents pour un sol :

- l'état liquide
- l'état plastique
- l'état solide
- l'état solide avec retrait

les différents états sont délimités par les limites d'ATTERBERG.

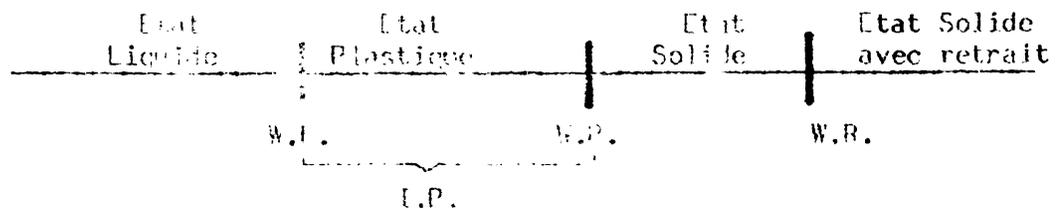
La limite de liquidité (W.L.), est la teneur en eau pour laquelle un sol passe de l'état liquide à l'état plastique.

La limite de plasticité (W.P.), est la teneur en eau pour laquelle un sol passe de l'état plastique à l'état solide.

La limite de retrait (W.R.), est la teneur en eau pour laquelle un sol passe de l'état solide à l'état solide avec retrait.

L'indice de plasticité I.P. est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité :

$$I.P. = W.L. - W.P.$$



Les limites d'ATTERBEG sont caractérisées par un sol dont elle mesurent l'affinité pour l'eau. Ainsi on recommande les sols ayant un I.P. faible car il y a peu de risque qu'ils soient à l'état plastique.

L'indice de consistance renseigne sur l'état naturel du sol:

$$I_c = \frac{w.L. - w_p}{I.P.}$$

$I_c > 1$ Solide

$0 < I_c < 1$ Plastique

$I_c < 0$ Liquide

Le gonflement est l'augmentation de volume du sol avec sa teneur en eau; la réduction de la teneur en eau amène le retrait: tout ceci se passe dans l'état solide du sol.

$$A_c = \frac{I.P.}{< 2 \beta_0}$$

1.1.6 Teneur en argile des sols

Un sol est d'autant plus sensible à l'eau qu'il contient plus de fines mais parmi les fines seules les fines argileuses sont dangereuses. La teneur en fines argileuses peut être mesurée par la teneur de sable F.S.



1.1.7 Compacité des sols

La densité d'un sol est son poids par unité de volume. On distingue la densité sèche γ_d de la densité humide γ_h qui sont reliés par la relation:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + w}$$

Le pourcentage des vides est le rapport du volume des vides au volume des particules solides.

La porosité est le rapport du volume des vides au volume total. quand la densité augmente la résistance du sol s'accroît: c'est la compacité obtenue par compactage. Une trop forte compacité augmente l'affinité des sols fins pour l'eau et produit du gonflement.

Mentionnons le poids spécifique des grains qui varie de 2.6 à 2.7 c'est γ_s

La compacité d'un sol est le rapport de la densité du sol en place à une densité de référence: la densité maximum Proctor. Cette compacité est dans la plupart des cas le seul critère de réception des structures de chaussées.

1.1.8 Mesure de la densité en place des sols

La densité sèche des sols en place est obtenue à partir de la densité humide et de la teneur en eau d'après la formule:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + w}$$



La densité humide est le rapport du poids au volume d'un échantillon de sol.

Si le poids est obtenu directement par pesés il n'en est pas de même du volume. Pour cela on utilise soit la membrane, soit le cône de sable.

A part le manque de précision ces méthodes sont longues aussi a-t-on développé depuis quelques temps les jauges nucléaires.

1.1.9 Relation densité - teneur en eau: OPTIMUM PROCTOR

Si pour un échantillon de sol on trace la courbe de la densité sèche γ_d en fonction de la teneur en eau w , on obtient un graphique qui présente un maximum appelé densité maximum Proctor et la teneur en eau correspondante teneur en eau optimum Proctor

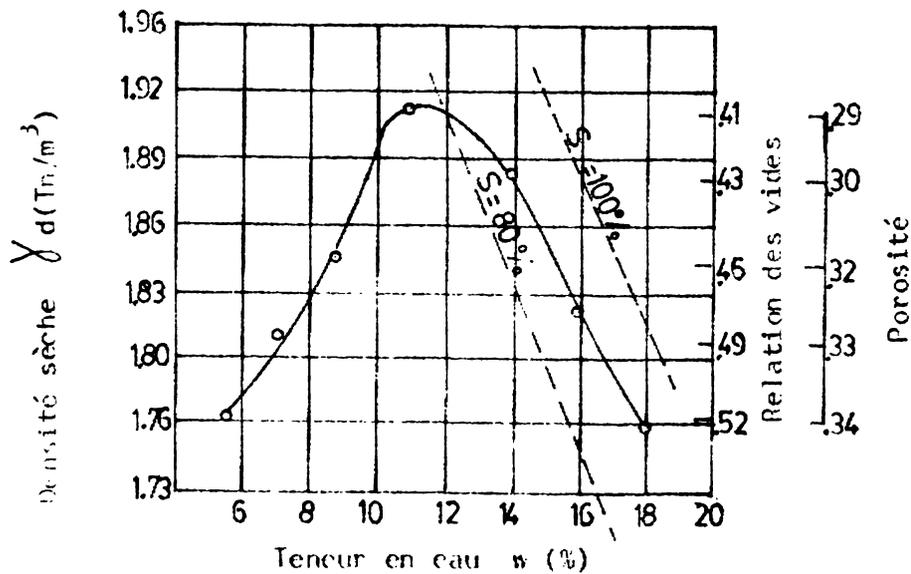


Fig. I.3a Essai de compactation proctor Standard

L'allure de la courbe s'explique par le fait que pour des faibles teneurs en eau, l'eau s'attachant aux particules joue le rôle de lubrifiant permettant une meilleure compacité jusqu'à la densité maximum ensuite l'eau occupant la place du sol la densité diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. La courbe est asymptote à la courbe de saturation d'équation:

$$w_s = \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s}$$

1.2 Classification des sols

1.2.1 Classification L.C.P.C ou U.S.C.S.

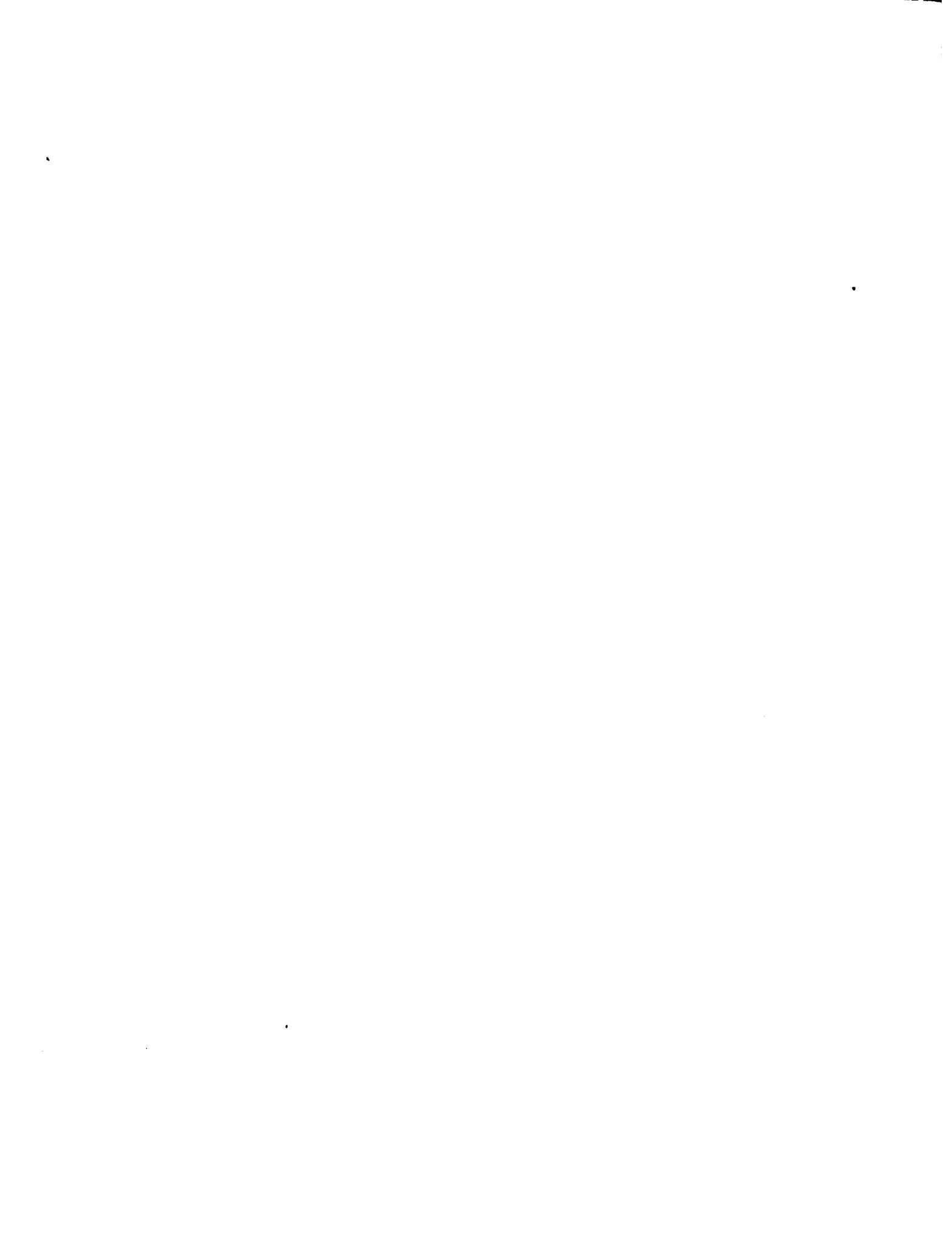
Cette classification fait appel aux éléments:

- graveG
- sableS
- limon L
- argile A
- tourbe T
- sol organique 0

On utilise également les caractéristiques de granulométrie:

L.C.P.C = Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

U.S.C.S = Unified Soil classification system. Système Unifié de classification des sols.



$$\text{bien graduée } G_b \dots\dots\dots C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$$

$$1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} < 3$$

mal graduée C_m

et les limites d'ATTERBERG

W.L. > 50 très plastique t

W.L. < 50 peu plastique p

Pour la classification, on utilisera les Tableaux I.3 et I.4 et la figure I.3

TABLEAU 1.3

 CLASSIFICATION DES SOUS-GRANULÉS
 (plus de 50 % des éléments $\geq 0,075$ mm)

Définitions		Symboles	Conditions	Appellation
GRAVILS	Plus de 50 % des éléments $\geq 0,075$ mm ont un diamètre de > 2 mm	Gb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \geq 4$	grave propre
		(Gw)	et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	bien graduée
		Gm (Gp)	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
	Plus de 50 % des éléments $\geq 0,075$ mm ont un diamètre de ≤ 2 mm	GL	Limite d'Atterberg au-dessous de A	grave limoneuse
		(GL)		
		GA (GC)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments $\geq 0,075$ mm ont un diamètre de ≤ 2 mm	Sb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \geq 6$	sable propre
		(Sw)	et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	bien gradué
		Sm (Sp)	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
	moins de 50 % des éléments $\geq 0,075$ mm	SL	Limite d'Atterberg au-dessous de A	sable limoneux
		(Sl)		
		SA (Sc)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	sable argileux
Lorsque 5 % \leq inférieur à 0,05 mm \leq 1 % on utilise un double symbole				

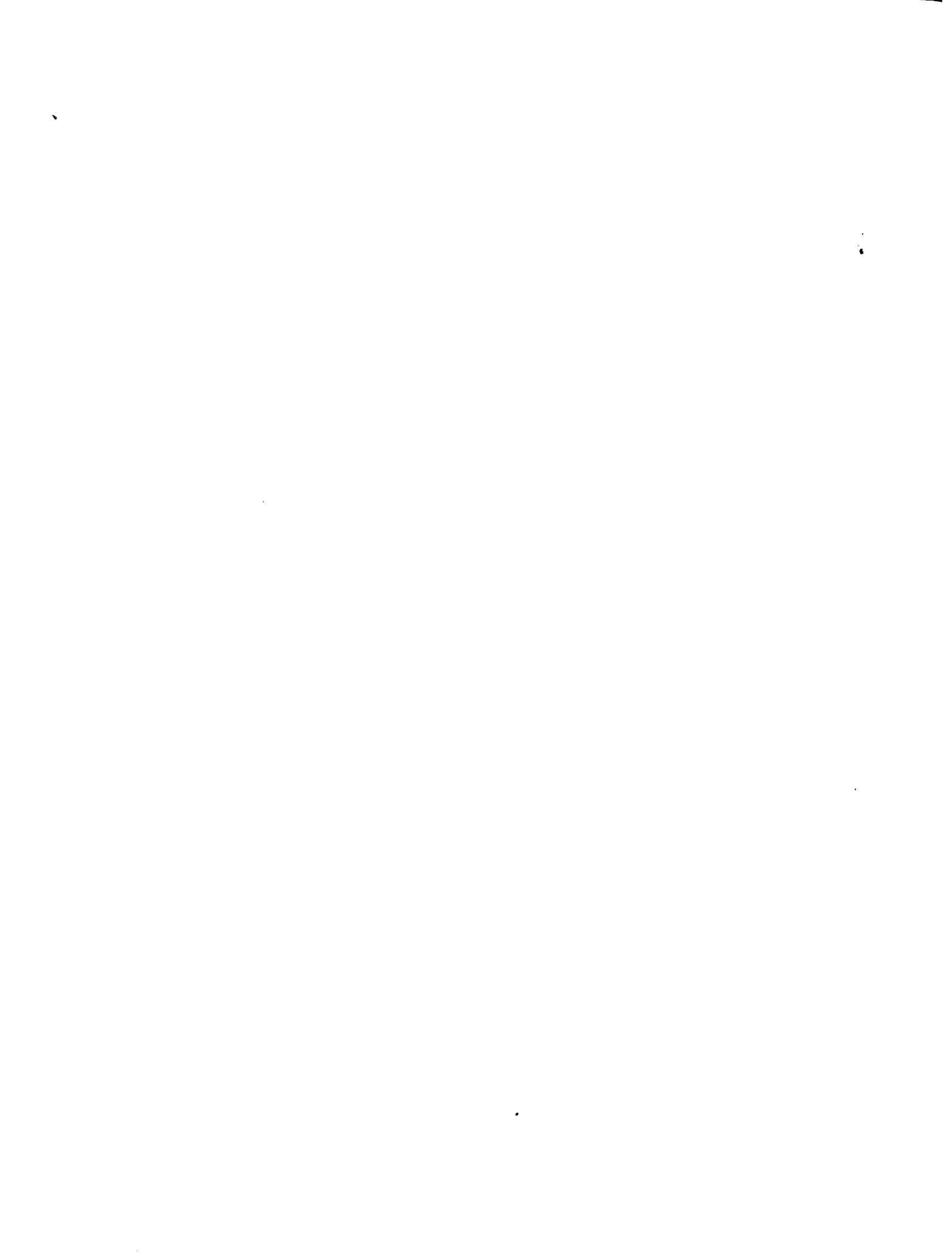


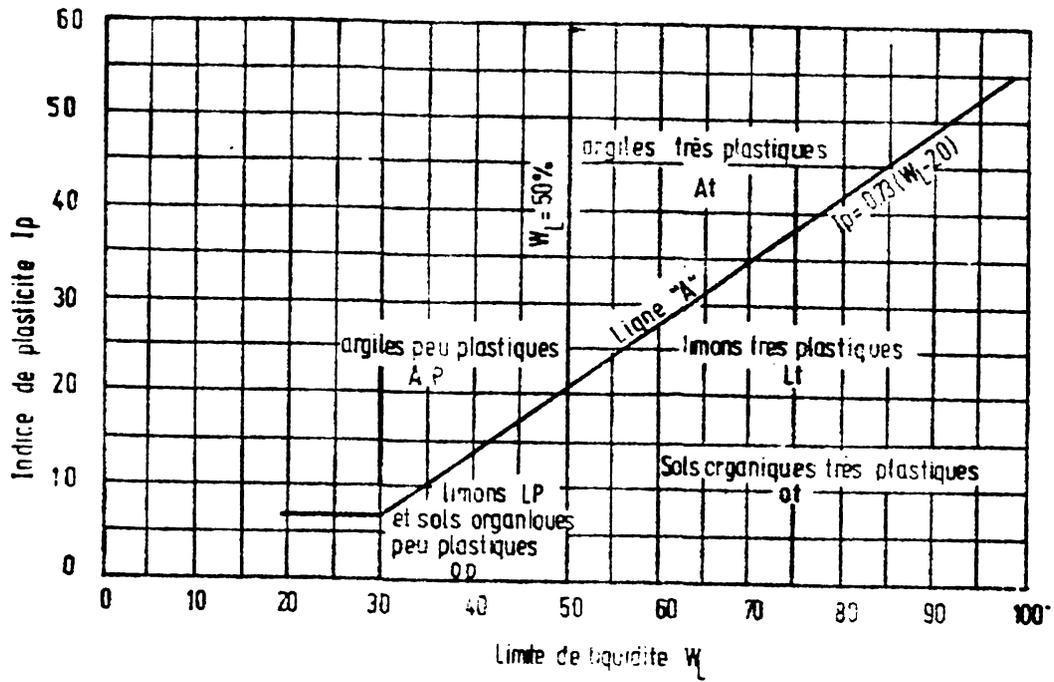
TABLEAU 1.4

CLASSIFICATION DE BASE DES SOLS FHS

PROCEDURE IDENTIFICATION DU LIQUIDEUR (poids des fractions estimés)			SYMBOLE (U.S.C.S.)			DESIGNATION	
1	2	3	Détermination de la plasticité sur châssis			5	6
			Agitation a	Consistance b	Résistance à sec c		
La moiteur des éléments se trouve < 0,05 mm SOLS FHS - ARGILE et LIMO	Limite de liquidité 50 %	Rapide à lente	Nulle	Faible	UP (UL)	Limes peu plastique	
		Nulle à lente	Moyenne	Moyenne à grande	Ap (AL)	Argiles peu plastique	
		Lente	Faible	Faible à moyenne	Op (OL)	Limes et argiles organiques peu plastiques	
	Limite de liquidité 50%	Lente à nulle	Faible à moyenne	Faible à moyenne	Lt (PL)	Limes très plastiques	
		Nulle	Grande	Grande à très grande	At (CL)	Argiles très plastiques	
		Nulle à très lente	Faible à moyenne	Moyenne à grande	Ot (CH)	Limes et argiles organiques très plastiques	
Les matières organiques prédominent		Reconnaisables à l'oeil, couleur sombre, texture fibreuse, faible densité humide			O (PT)	Tourbes et autres sols très organiques	

FIGURE I - 3 Le diagramme d'Atherberg

Classifications de laboratoire des sols fins ; diagramme de plasticité



On aura ainsi des Cb, Cm, CL, Ca, Sb, m, SL et SA dans les sols grossiers et LP, Ap, Lt, At, Op et OI pour les sols fins, certains sols prennent une double appellation telle que Cb - GL, Cb - CA, CL - Cm, Ca - Cm, Sb - SL, Sb - SA, SL - Sm, SA - Sm.

1.2.2 Classification HRR ou AASHO *

Elle repose sur la granulométrie et l'indice de groupe défini par $(G > 0.2) a + .005 ab + .01 bd$, l'échelle de la Figure I.4 permet un calcul rapide de l'indice de groupe qui varie de 0 à 20 et est d'autant plus faible que le matériau est plus résistant.

On a sept classes de sols de A1 à A7 suivant la granulométrie avec un indice supplémentaire dépendant de l'indice de groupe et des limites de plasticité. On aura donc des A - 2 - 4; A - 2 - 5; A - 2 - 6; A - 7 - 5 et A - 7 - 6 (Tableau I.)

1.2.3 Nouvelle Classification LCPC/SETRA (Tableau I.6)

Elle comprend six classes de sol de A à F et des sous classes définies par la plasticité des éléments fins.

Pour $D \leq 50$ mm on a A: sol fins et B: sol sableux et graveleux

Pour $D > 50$ mm on a C: sol comportant des éléments fins et gros

Pour $f < 5\%$ on a D: sol insensible à l'eau

On trouve enfin E: roches éolives et F: sol combustibles

* HRB/AASHO = American Association Standard of Highway Officials

TABIEAU 1.5 Classification AASHTO (Appelée fréquemment classification HRB)

Classification	Matériau granuleux							Matériau Limoneux-argilleux				
	A - 1	A - 1 - 1	A - 1 - 2	A - 3	A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7	A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
Coarsest Size Passant sur 2 mm (No. 10)		50 max.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		30 max.	50 max.	51 max.	-	-	-	-	-	-	-	-
0,40 mm (No. 40)		15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 min.	35 min.	35 min.	35 min.
Plasticité Limite de Liquidité		-	-	-	40 max.	41 min	40 max.	41 min	40 max.	41 min.	40 max.	41 min
	indice de plasticité	6 max.	6 max.	imp.	10 max.	10 max.	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min.	11 min
Indice de groupe	0	0	0	0	0	0	4 max	4 max.	5 max.	12 max.	16 max.	20 max
	pierres graviers et sables		sables fins		graviers et sables limoneux ou argileux			sols limoneux		sols argilleux		argileux

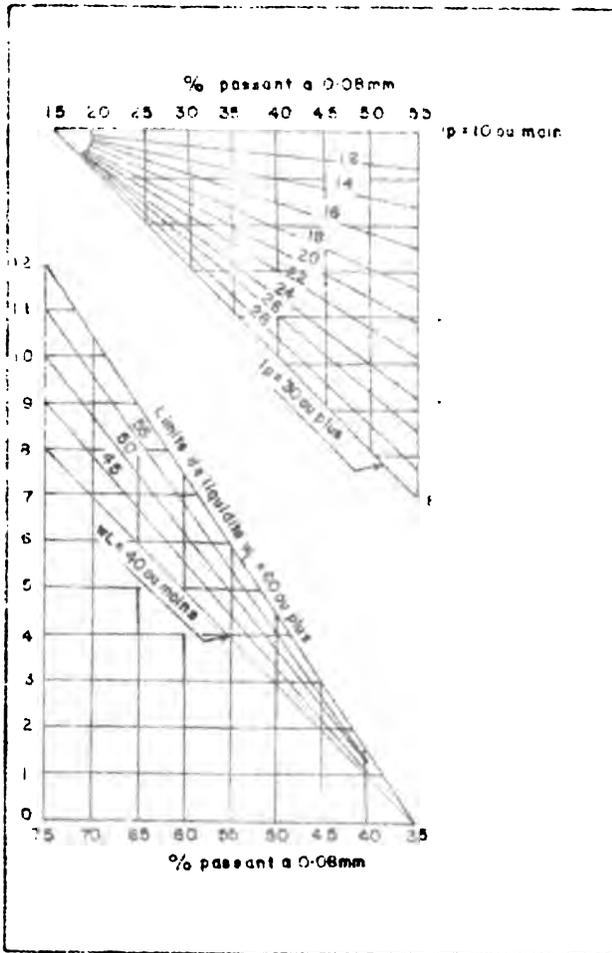


Fig. 4 - L'indice de groupe est la somme des lectures sur les échelles verticales des deux graphiques ci-dessus.

TABL. III I.6 Définition des sous-classes

Sols fins	D > 50 mm	D > 50 μm > 5 %	10 < I _p < 20	A ₂
			20 < I _p < 50	A ₃
Sols sableux et graveleux avec fines	I _p > 50 mm	Tamis à 80 μm entre 5 et 35 %	I _p > 50	A ₄
			Refus à 2 mm	B ₁
			Inférieur à 80 %	B ₂
			Refus à 2 mm supérieur à 20%	B ₃
Sols comportant des fines et des gros éléments	D > 50 mm	Tamisat à 80 μm > 5 %	Tamisat à 80 μm élevé	C ₁
			Tamisat à 80 μm faible	C ₂
			D > 250 mm	C ₃

TABLÉAU 1-6 (Suite)

Sols et roches insensibles à l'eau	Tamisat à 50 µm < 5%	D < 50 mm	Refus à 2 mm inférieur à 30%	D ₁
			Refus à 2 mm supérieur à 30%	D ₂
Roches évolutives.	Matériaux à structure fine, fragile avec peu ou pas d'argile	NON CONSIDERES	50 mm < D < 250 mm	D ₃
			D > 250 mm	D ₄
			DANS CE DOCUMENT	
			E ₁	
Matériaux évolutifs argileux	Matériaux évolutifs argileux	NON CONSIDERES	E ₃	
			E ₂	
Matériaux peu évolutifs, combustibles, solubles ou polluants	Matériaux peu évolutifs, combustibles, solubles ou polluants	NON CONSIDERES	F	
			F	

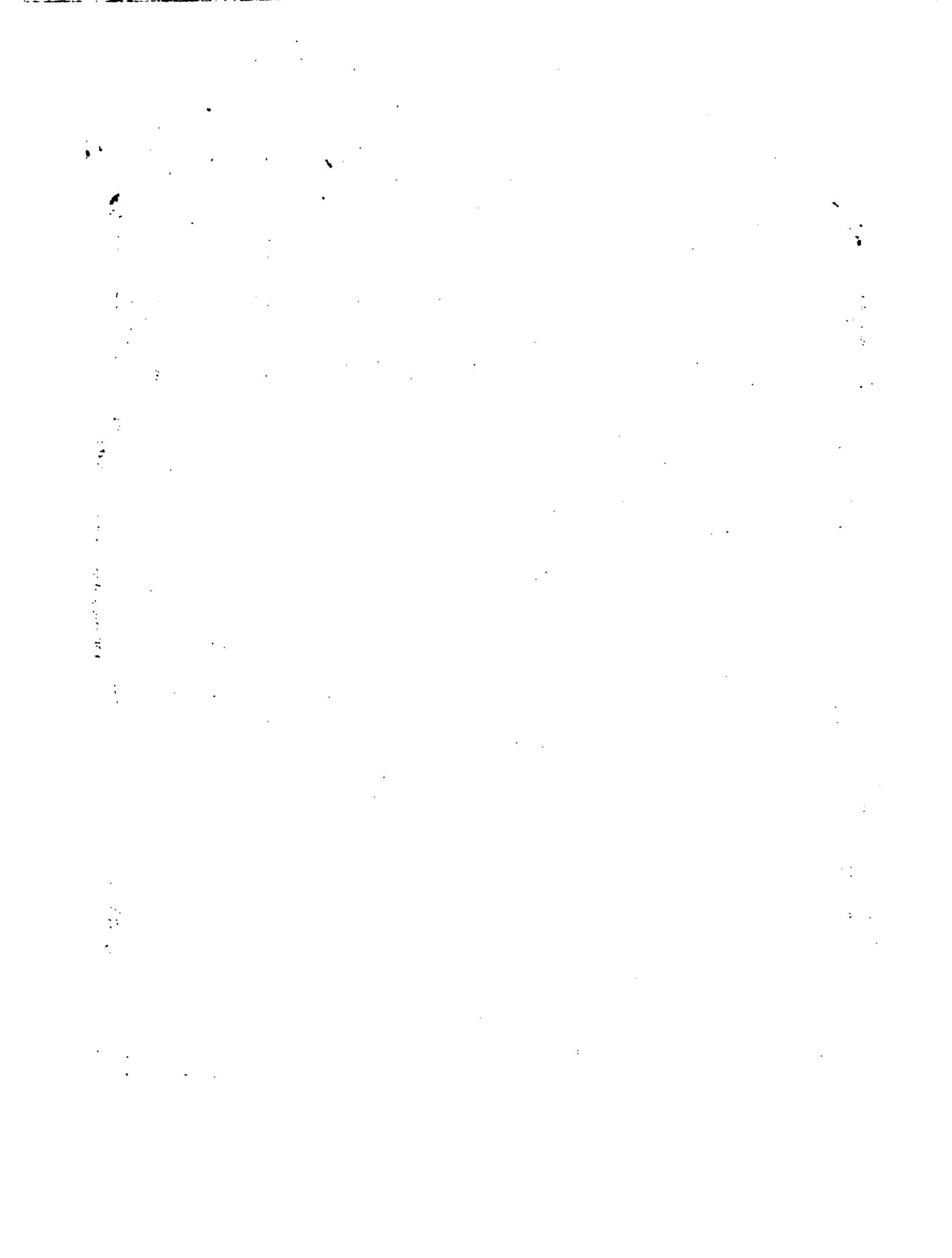


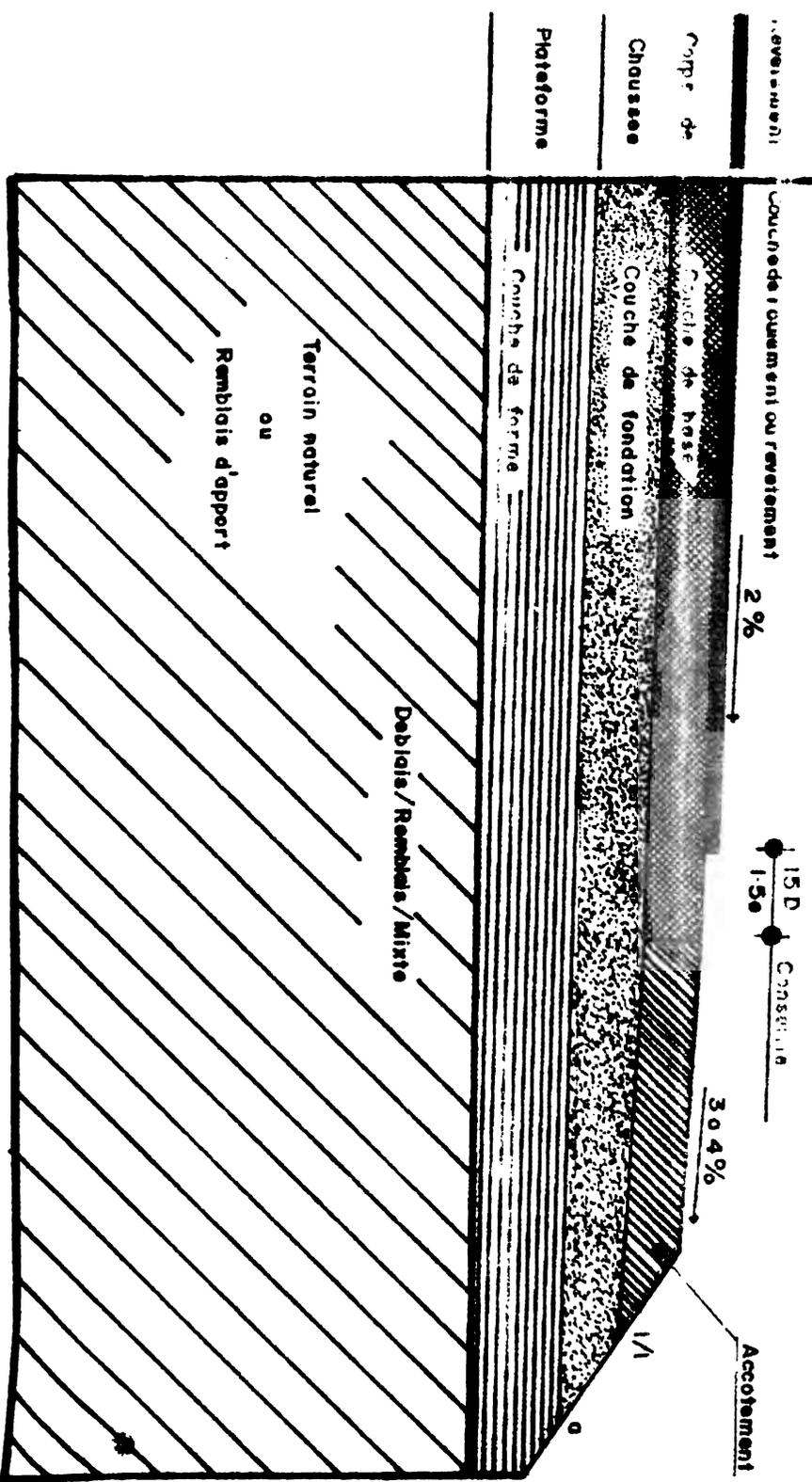
FIG. 1.5 SCHEMA

CHAUSSEE NEUVE

Coupe type de chaussée

L = 20 3.50 metres

20 3 metres



CHAPITRE II

COMPORTEMENT DU SOL2.1 Généralités

2.1.1 Sous l'action des charges appliquées il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent des déformations. La loi rhéologique complète d'un matériau n'étant pas connue on se contente, en se plaçant à température constante et à vitesse de sollicitation imposée, de déterminer les déformations correspondant à des sollicitations dirigées.

Suivant le chemin de sollicitation imposé, on obtient une loi rhéologique incomplète, ou loi contraainte-déformations pour le chemin de sollicitation considéré.

Ceci nous amène à distinguer deux (2) comportements typiques du sol:

- Un comportement dans lequel le sol peut subir de grandes déformations avec glissements importants des particules soit suivant certains plans privilégiés soit dans la masse. C'est le phénomène de cisaillement des sols.

- Un comportement dans lequel le sol n'a pas la possibilité de se déformer librement, les déformations sont alors limitées et orientées. C'est le phénomène de consolidation des sols qui traduit leur compressibilité.

2.1.2 Influence de la présence de deux (2) phases dans le sol.

Comportement à Court Terme et Comportement à Long Terme

Dans ce qui suit, nous supposons le matériau saturé car

le comportement du matériau non saturé est très mal connu et fait actuellement partie du domaine de la recherche.

On retiendra que l'eau et les grains seront toujours considéré comme incompressibles par rapport au squelette du sol.

Dans le cas de sollicitations, le sol a en général tendance à subir une variation de volume. Le sol étant supposé saturé et l'eau étant supposée incompressible, cette variation de volume ne peut avoir lieu que s'il y a mouvement de l'eau (Expulsion ou apport).

L'écoulement de l'eau dans un sol saturé n'est pas instantané et la vitesse d'écoulement dépend de la perméabilité du milieu.

Dans le cas des sols grenus, in situ, au moment de l'application des charges, le sol saturé se draine presque instantanément il y a un écoulement rapide de l'eau, dès zones chargées vers les zones moins chargées. Le comportement du sol, de même que sa résistance au cisaillement, ne sont régis que par le comportement du squelette solide.

Par contre, dans le cas des sols fins la perméabilité est faible et même très faible, et sous l'effet d'un chargement l'eau met un temps très long à s'écouler. On distingue ainsi deux (2) comportements extrêmes de ces sols.

- Un comportement à court terme, lorsque l'eau n'a pas encore eu le temps de s'évacuer. Le sol se déforme à volume constant et l'eau joue un rôle important dans le comportement.
- Un comportement à long terme où, au bout d'un temps assez

long, l'eau s'est écoulée et les surpressions interstitielles provoquées par l'application des charges se sont dissipées. Le comportement du sol est alors celui du squelette solide, l'eau libre ne joue plus aucun rôle.

A ces deux types de comportement correspondent deux résistances au cisaillement distinctes pour un même sol. Cette distinction est fondamentale et sera utilisée dans toute la suite de l'exposé lorsqu'il sera question de sols fins.

2.1.3 Définition de la Rupture dans le Cas des Sols

On définit la rupture dans un sol à partir de l'observation des courbes effort-déformation (τ - ϵ) dans des essais à déformation contrôlée. Dans le cas des sols on peut distinguer trois types de rupture:

a) Rupture Fragile: Observée sur des échantillons d'argile très compactes à teneur en eau très faible, lors d'essais à faible contrainte latérale. (fig. II-2).

b) Rupture par Cisaillement Localisé:

Caractérisée par l'apparition de zones de grandes déformations inclinées par rapport aux contraintes principales. Deux cas peuvent se produire:

b₁) Rupture avec Fissures Ouvertes

L'éprouvette est brisée en deux parties qui glissent l'une sur l'autre (Fig. II.4).

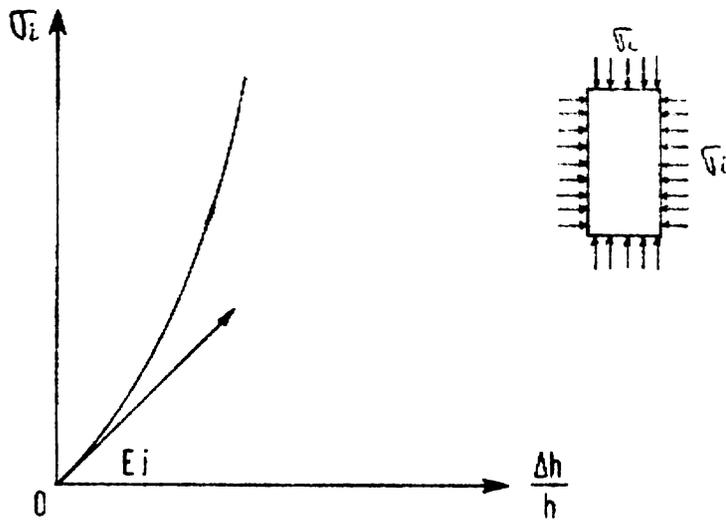


Fig. II.1 Comportement d'un sol sous un champ de contraintes isotropes.

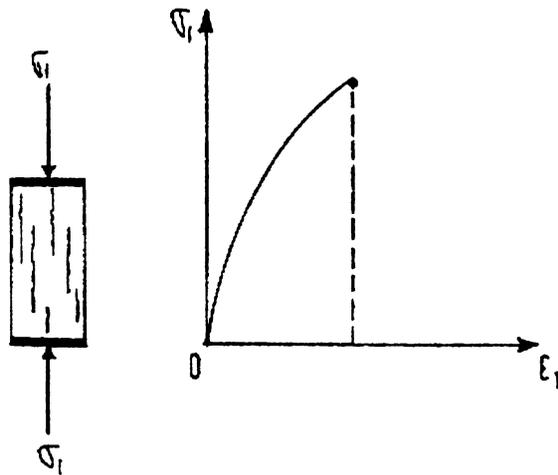


Fig. II.2 Rupture fragile

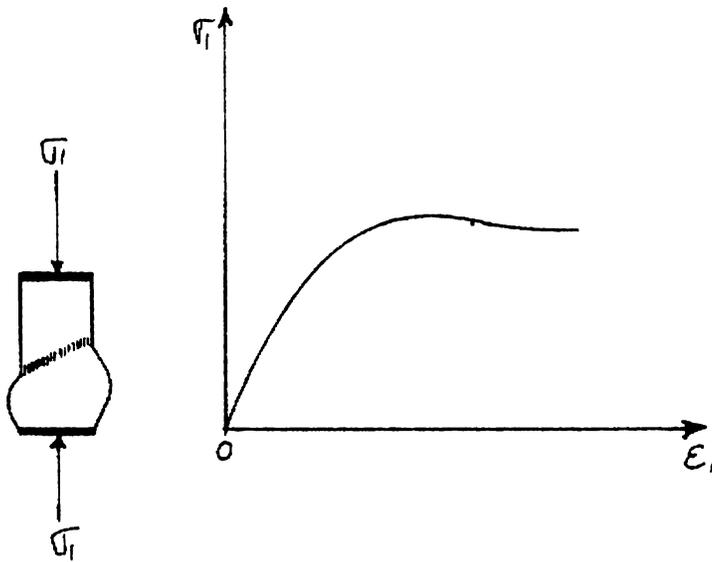


Fig. II.3 Rupture par cisaillement localisé sans fissures ouvertes.

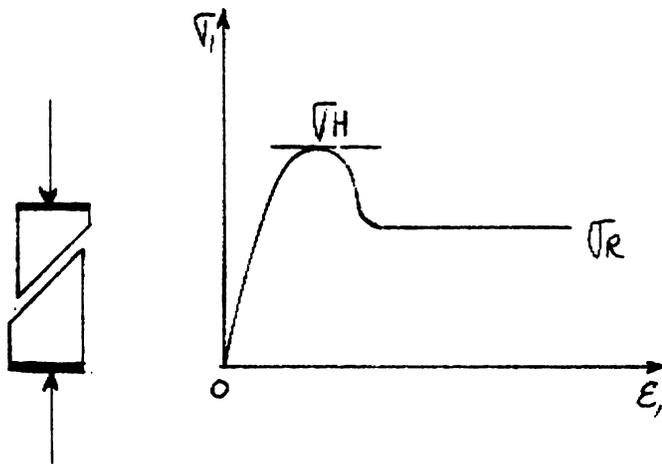


Fig. II.4 Rupture par cisaillement localisé avec fissures ouvertes.

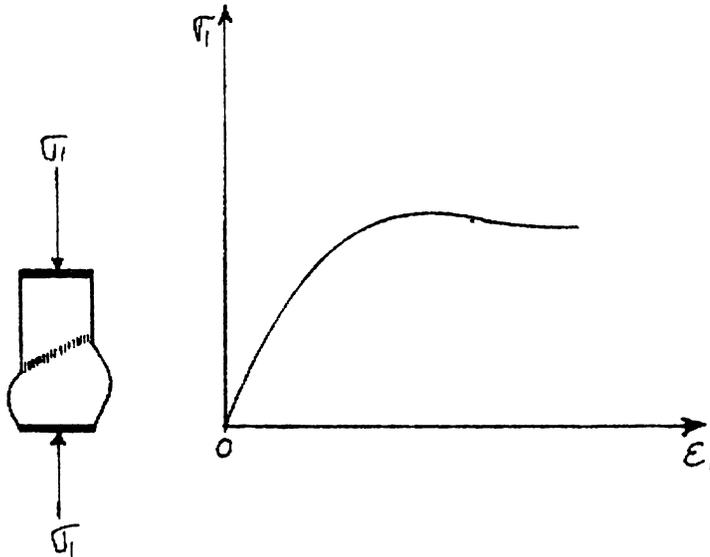


Fig. II.3 Rupture par cisaillement localisé sans fissures ouvertes.

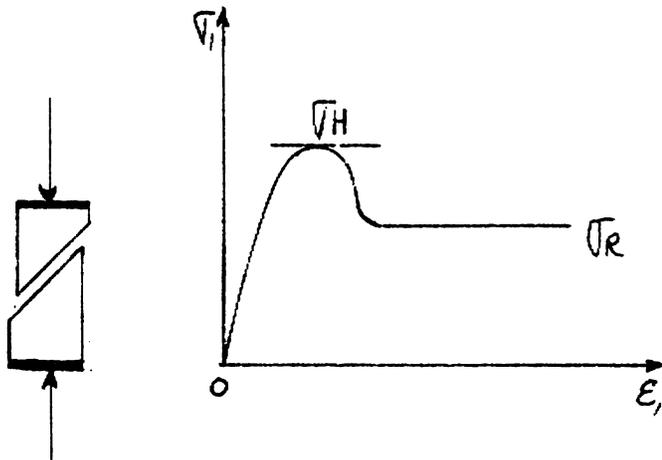
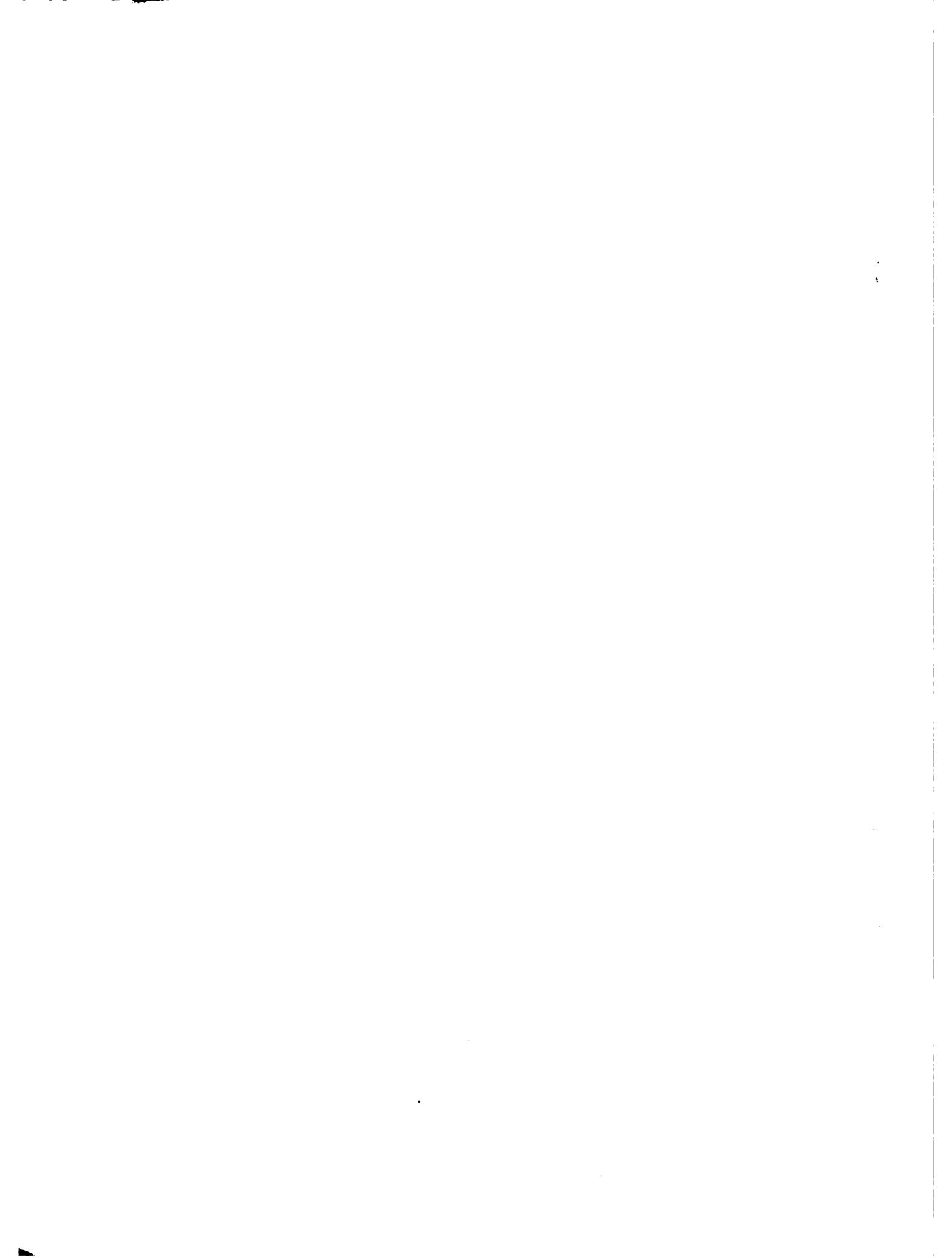


Fig. II.4 Rupture par cisaillement localisé avec fissures ouvertes.



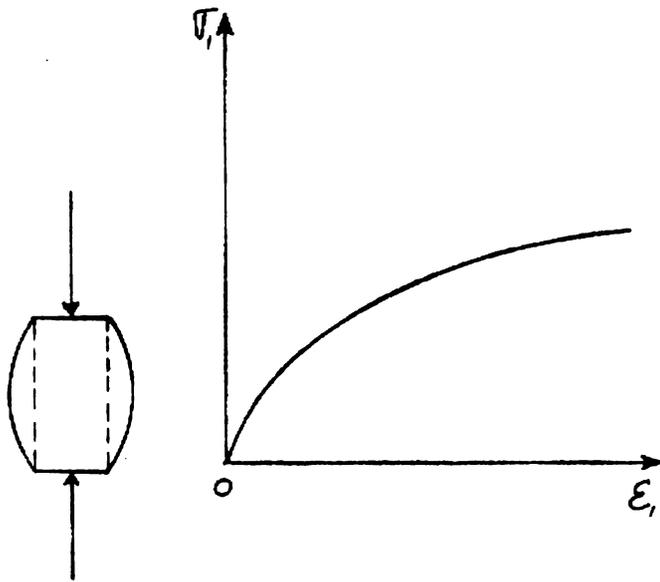


Fig. II.5 Rupture par écoulement plastique.





b₂) "Rupture" sans fissures Ouvertes

Les déformations plastiques sont localisées dans une zone de faible épaisseur (fig. II. 3).

c) "Rupture" par Ecoulement Plastique:

L'éprouvette entre en plasticité simultanément dans toute sa masse. (fig. II.5)

Lorsque la courbe (σ, ϵ) ne présente pas de pic, on se fixe une résistance à la rupture conventionnelle à un certain pourcentage de déformation (10 %) mais il est préférable de pousser l'essai suffisamment loin pour faire apparaître les caractéristiques de palier.

"In situ" les glissements peuvent se produire le long d'une surface appelée surface de glissement (Rupture de talus). Il peut y avoir entrée en plasticité de zones importantes de sols (cas de l'enfoncement d'un pieu dans le sol).

2.1.4 Aspect Physique de la Résistance au Cisaillement des Sols

D'une manière générale dans un massif de sol, les déformations résultent principalement d'un glissement des particules, mais le mécanisme est différent suivant qu'il s'agit d'un matériau cohérent ou non.

2.1.4.1 Cas des Sols Pulvérulents

Dans les milieux pulvérulents, l'enchevêtrement des particules a pour conséquence que les mouvements produits lors du cisaillement se traduisant non par un glissement le long d'une surface continue, mais suivant les plans tangents aux facettes de contact

(fig. II.6). Dans le cas de ces sols la résistance au cisaillement est étroitement liée au frottement physique des grains. Mais il est difficile d'évaluer ce paramètre car les grains ne sont pas forcément constitués par le même matériau.

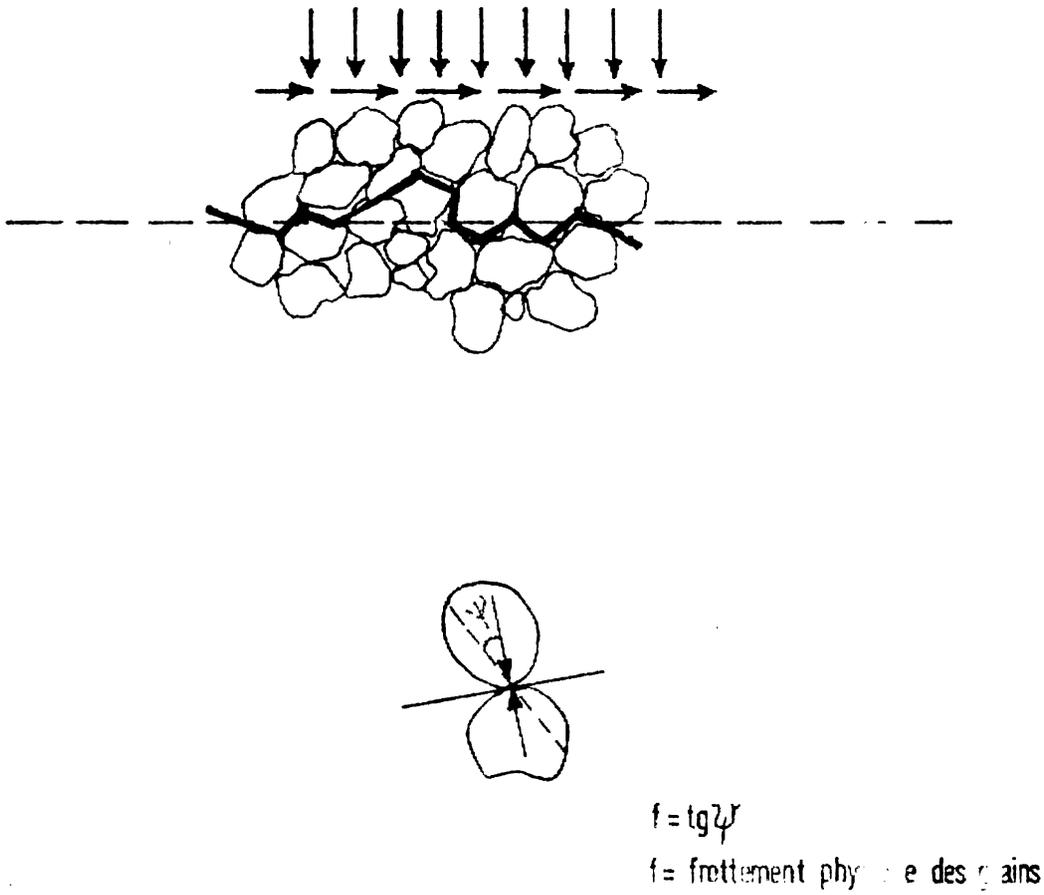


Fig. II.6 La résistance des sols pulvérulents au cisaillement est liée au frottement physique des grains

2.1.4.2 Cas des Sols Fins

Le mécanisme de glissement dans une masse de sol cohérent est très complexe et résulte de la superposition de plusieurs phénomènes, tels que: (réarrangement du squelette associé à des variations de volume (si l'eau interstitielle peut s'évacuer) et une modification des liaisons entre les particules).

Ces phénomènes dépendent du temps ce qui montre le rôle important de la vitesse de cisaillement.

2.2 Etude expérimentale de la résistance au cisaillement des sols

Les appareils de Laboratoire permettant d'évaluer la résistance au cisaillement des sols sont les suivants:

- La boîte de cisaillement (boîte de Casagrande, fig. II.7. a)
- L'appareil Triaxial (fig. II-7.c)

Ces deux appareils permettent d'établir, après essais, des diagrammes ayant l'allure représenté à la figure II.8.

La courbe intrinsèque s'obtient directement en notant pour plusieurs essais les points correspondant à la rupture dans les axes (τ, σ) . Figure II.9

2.2.1 Résistance au Cisaillement des Sols Grenus sans Cohésion

Les sols grenus sans cohésion sont aussi appelés sols pulvérulents.

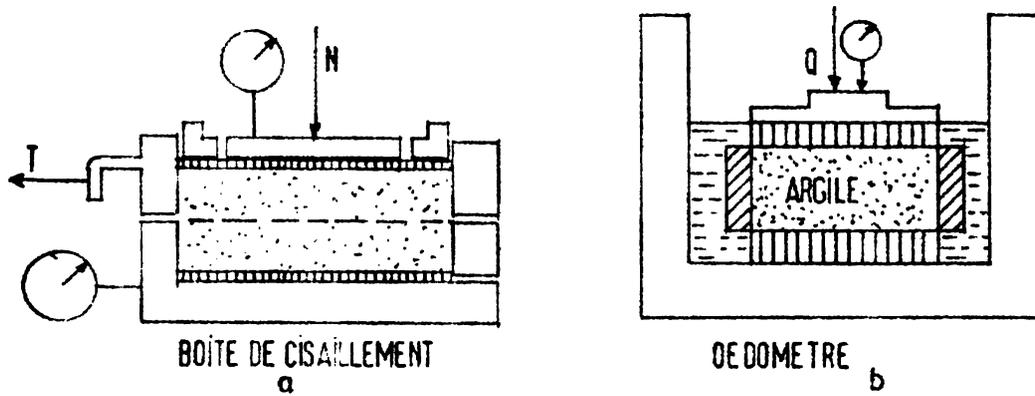


Fig. II.7 Principaux types d'appareils de laboratoire permettant la mesure des paramètres caractérisant les contraintes et déformations dans les sols.

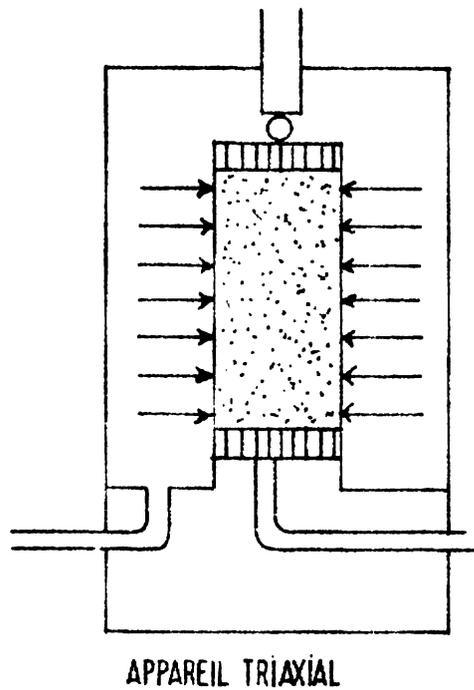
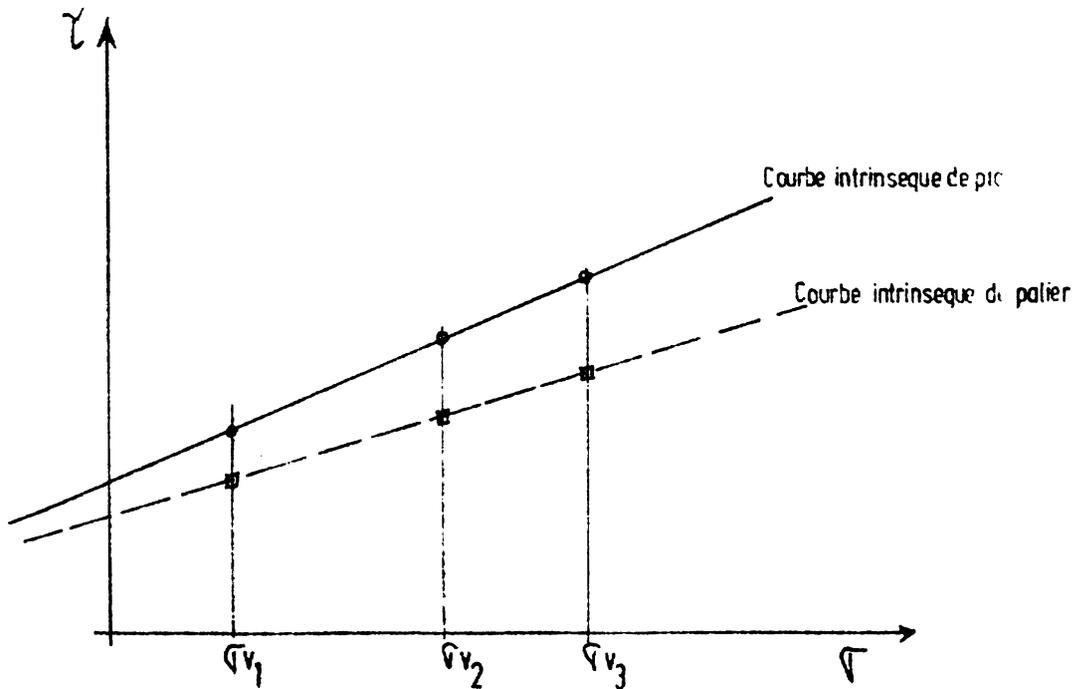
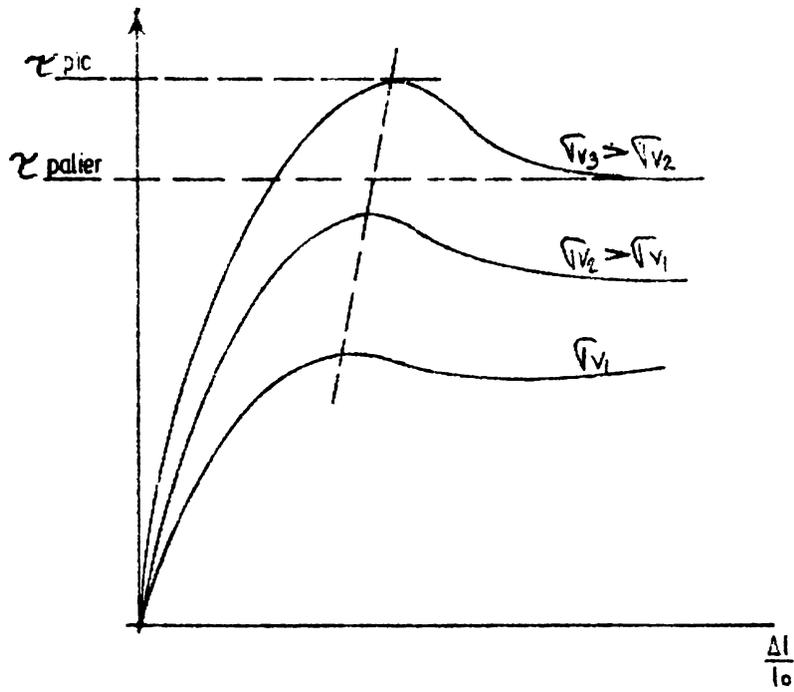


Fig. II.7c Appareil Triaxial

Fig. II.8 Diagramme effort - déformation des sols.

Fig. II.9 Relation intrinsèque (τ - σ)



Courbe Intrinsèque d'un Sol Pulvérulent

Des essais effectués sur un sol pulvérulent à la boîte de cisaillement ou à l'appareil triaxial indiquent que la courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent est une droite passant par l'origine des axes (σ, τ) , l'angle φ' de cette droite avec l'axe des contraintes normales est appelé angle de frottement interne.

Dans un sol pulvérulent, sur le plan de rupture, il y a entre les composantes normale et tangentielle de la contrainte la relation:

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

2.2.2 Paramètres Influençant l'Angle de Frottement Interne d'un Sol Pulvérulent

La résistance au cisaillement d'un sol pulvérulent est déterminée par la valeur de l'angle de frottement interne qui dépend principalement de nombreux paramètres: nature des grains, forme et état de surface des grains, taille des grains, répartition granulométrique et compacité.

On notera que le facteur prépondérant est la compacité du matériau et que l'angle de frottement physique Ψ n'apparaît pas directement, car d'une part sa détermination expérimentale est délicate et d'autre part les grains d'un même matériau peuvent être de nature minéralogique différente de sorte qu'aucune relation valable, en toute généralité, n'a pu être donnée entre φ et Ψ . Cependant on retiendra que plus le frottement entre les grains est grand, plus l'angle de frottement interne est élevé.



2.2.3 Influence de la Compacité

Suivant qu'un sol pulvérulent est lâche ou serré, la valeur de l'angle de frottement interne est différente. Cette valeur varie dans le même sens que l'indice de densité

$$ID = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

$$1 \leq ID \leq 0,45 ; \quad 20^{\circ} < \varphi < 50^{\circ}$$

où:

e = Indice des vides du sol en place

e_{\min} = Indice des vides du sol dans l'état le plus serré

e_{\max} = Indice des vides du sol dans l'état le plus lâche

2.2.4 Angle de Talus Naturel

Il est possible d'avoir rapidement une valeur très approchée de l'angle de frottement interne, en prenant l'angle avec l'horizontale de la pente d'un talus naturel du milieu pulvérulent à étudier.

Cette valeur ne correspond qu'aux faibles poids spécifiques du matériau. Elle représente en général une valeur proche du minimum de l'angle de frottement interne.

2.2.5 Orientation du Plan de Rupture dans un Essai Triaxial

Lors d'un essai à l'appareil triaxial, le plan de rupture

n'est pas imposé, comme c'est le cas dans un essai à la boîte de cisaillement.

La théorie du cercle de Mohr permet de prévoir l'inclinaison de ce plan de rupture.

En effet en désignant par α l'angle du plan de rupture avec l'horizontale et par W le centre du cercle de Mohr (Fig. II-10), on voit que l'on a :

$$\alpha = \frac{\bar{\sigma}}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

2.2.6 Densité Critique

Lorsqu'un élément de sol pulvérulent est soumis à l'effet d'un cisaillement, il subit en général une variation de volume. Le sens de cette variation dépend de la manière dont les grains sont enchevêtrés les uns par rapport aux autres, c'est-à-dire de l'état de compacité.

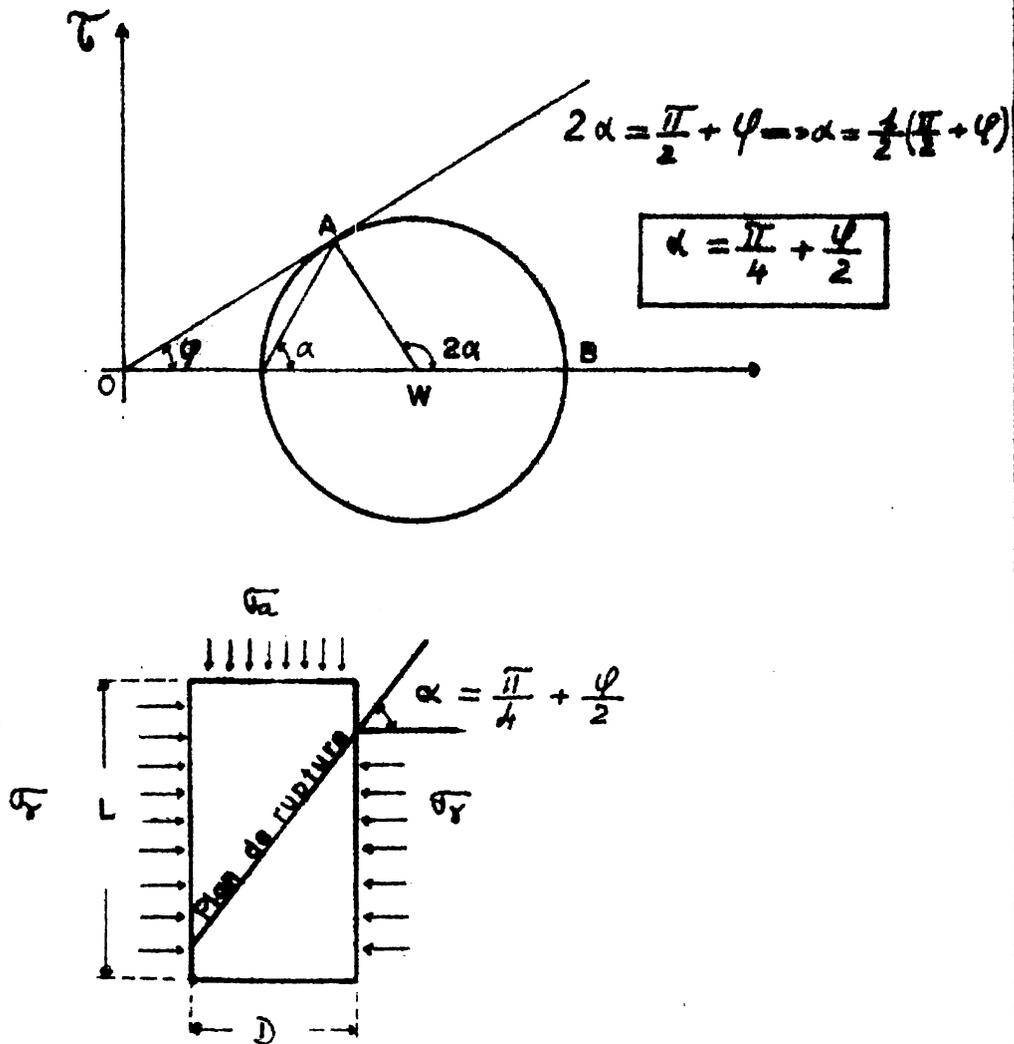
La figure II.12, montre les courbes effort - déformations, ainsi que les variations de volume correspondantes, (Fig. II.13) lors de trois essais à la boîte de cisaillement, pour un même sable pris dans des conditions de compacité différentes.

2.3 La Résistance au Cisaillement des Sols Fins

Comme il a été indiqué, la résistance au cisaillement des sols fins est avant tout fonction de leur comportement (à long ou à court terme) c'est-à-dire de la possibilité qu'ils ont ou non

Fig II-10 - Orientation du plan de rupture dans un

Essai triaxial



L = Hauteur de l'échantillon

D = Diamètre de l'échantillon

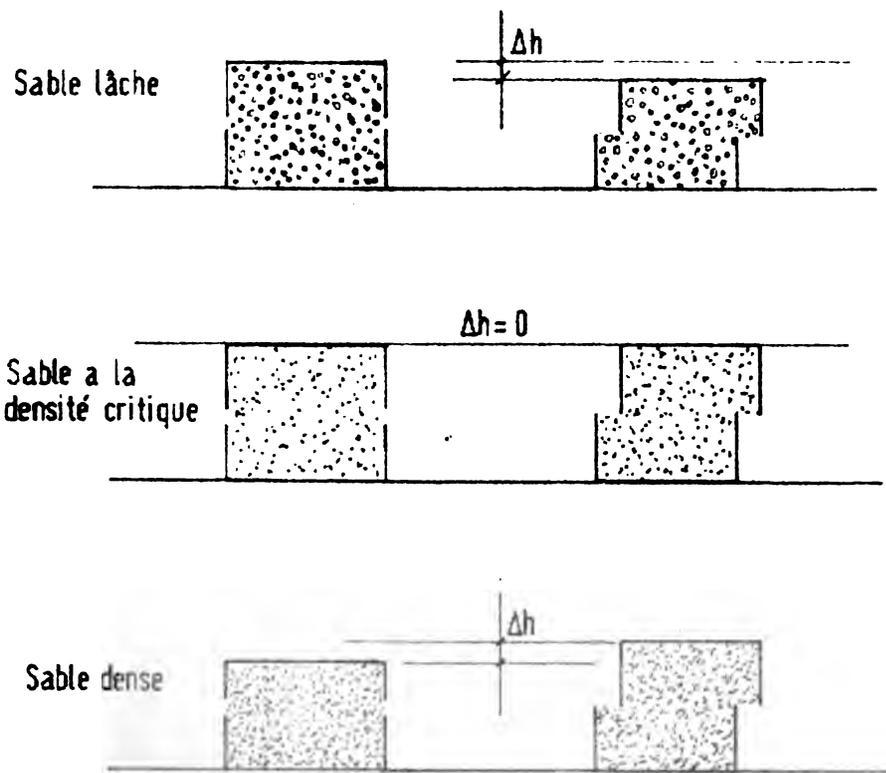
DENSITE CRITIQUE

Fig. II.11 Schéma de la variation de volume pour un même échantillon de sable de compacité différentes.

Fig. II.12 Courbe effort déformation pour les échantillons montrés à la figure II.11.

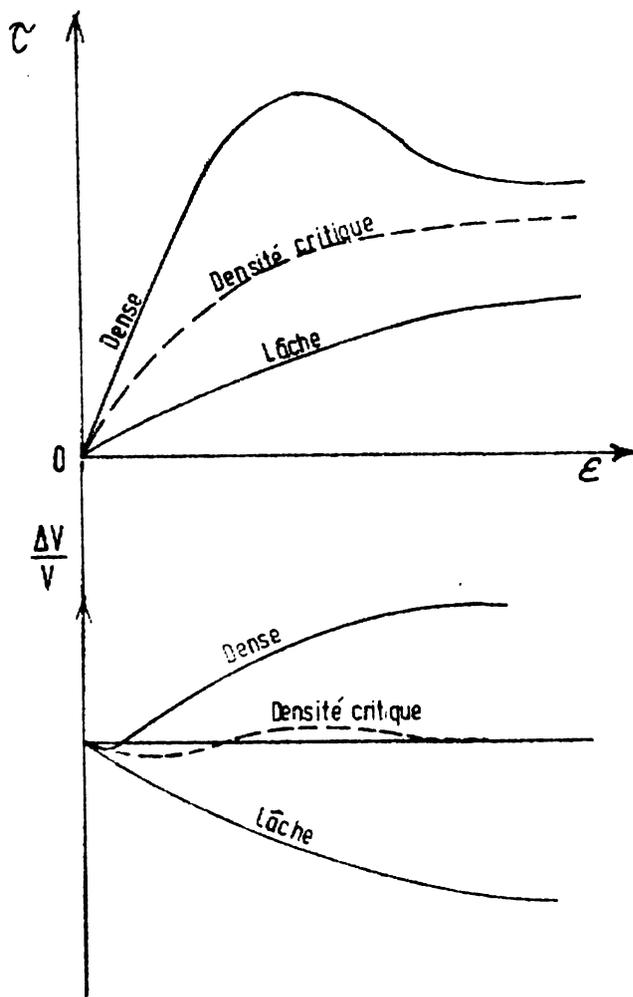


Fig. II.13 Courbes de variation de volume des échantillons de la figure II.11.

de pouvoir se drainer. À ces deux comportements, correspondent deux types d'essais, les essais Drainés et ceux Non Drainés.

2.3.1 Phase Préliminaire Précédent le Cisaillement

a) Remise sous contraintes

La remise sous contraintes consiste à remettre l'échantillon de sol à étudier lors d'un essai, dans le même état de contraintes que celui régnant in situ. L'échantillon de sol une fois prélevé, est en effet décomprimé, puisqu'il est alors soumis à une contrainte nulle et l'eau interstitielle est mise en tension. La remise sous contraintes a pour but, en revenant aux conditions "in situ" de pression interstitielle et de contraintes effectives de modifier le moins possible les valeurs des paramètres qui pourraient influencer sur la résistance au cisaillement.

Dans ce cas les contraintes effectives verticale et horizontale sont:

$$\sigma'_1 = \gamma' h \quad (\text{La pression interstitielle est la pression hydrostatique:})$$

$$\sigma'_3 = K_0 \gamma' h \quad U = \gamma_w h \quad (\text{figure II.14})$$

La pression hydrostatique n'a pas d'influence sur la résistance au cisaillement, car seules interviennent les surpressions interstitielles donnant lieu à des gradients hydrauliques.

La remise sous contraintes s'effectue de la manière suivante:

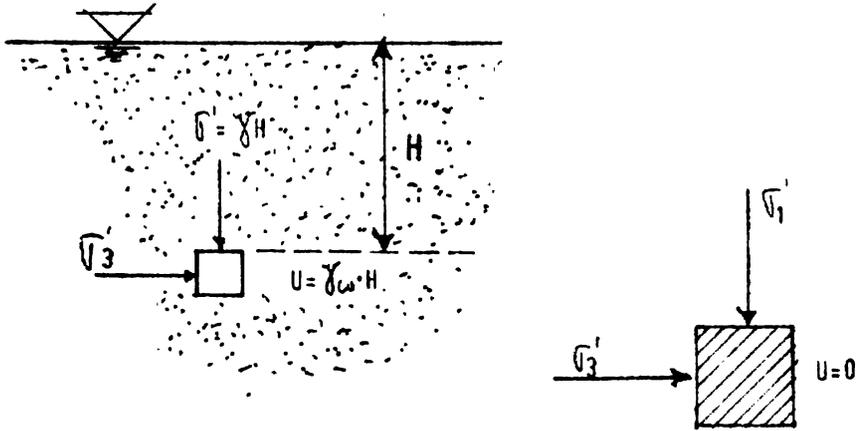
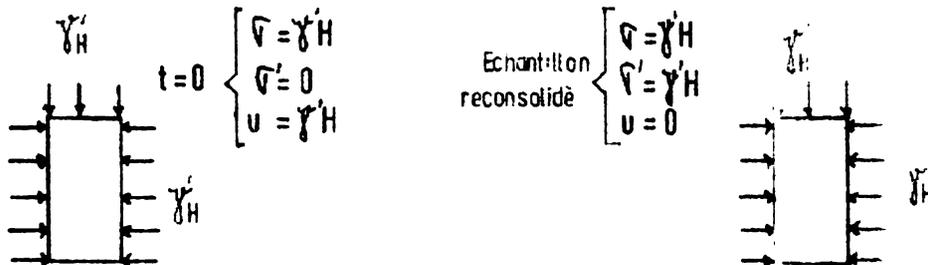


Fig. II.14 Schéma de prélèvement d'un échantillon de sol pour son étude sous la condition de remise sous contraintes.

Boite de cisaillement :



Appareil triaxial :



- Boîte de Cisaillement: On applique à l'échantillon une contrainte normale totale
- $$\sigma'_1 = \gamma'h$$
- et on attend jusqu'à ce qu'il y ait eu consolidation complète sous cette contrainte.

$$U = 0$$

$$\sigma_1 = \sigma'_1 = \gamma'h$$

- Appareil Triaxial: On applique à l'échantillon une contrainte isotrope $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \gamma'h$ en laissant l'orifice de drainage ouvert. La pression interstitielle U diminue petit à petit, l'échantillon se consolide lorsque la pression interstitielle est nulle $U = 0$ et $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = \gamma'h$.

Il existe plusieurs manières d'effectuer les essais de cisaillement:

- 1o) Cisaillement Lent avec Consolidation Préalable de l'Echantillon (Essai Consolidé Drainé C.D)

L'essai Consolidé drainé consiste à déterminer la courbe intrinsèque du squelette solide du sol: il correspond au comportement du sol à long terme. (fig. II.15).

La courbe intrinsèque (Fig. II.16) obtenue à par-



tir des résultats de plusieurs essais est toujours approximativement une droite dont les caractéristiques sont les suivantes:

φ' : appelé angle de frottement effectif est l'angle que fait la droite intrinsèque avec l'axe des contraintes normales;

C' : appelé cohésion drainée est la valeur de l'ordonnée à l'origine de la droite intrinsèque.

L'équation de la droite intrinsèque, dite équation de Coulomb est:

$$\tau = C' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

Fig. II.15 Schémas d'essai consolidé - drainé (C.D.)

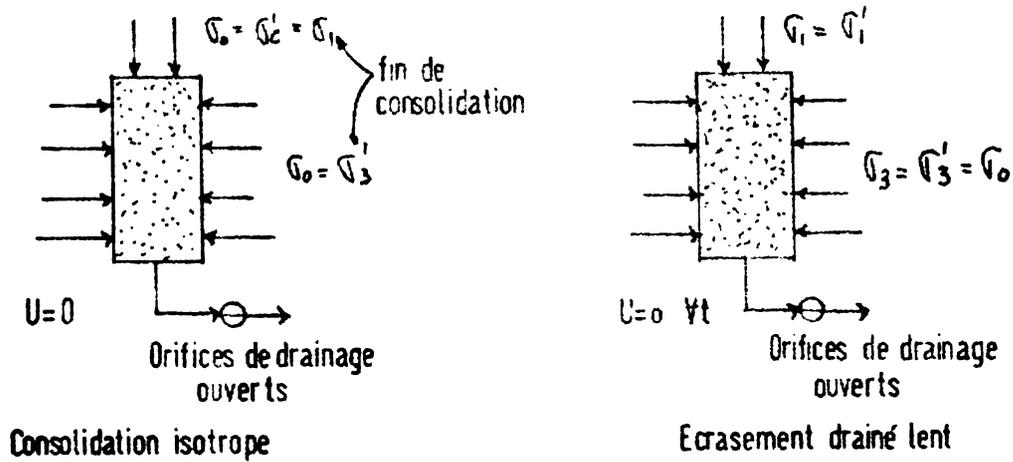
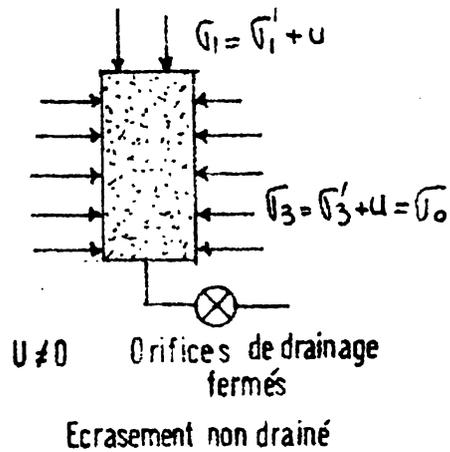


Schéma d'essai consolidé - non drainé (C.U.)

Echantillon consolidé sous le même état de contraintes qu'en

①



Essai Non consolidé - non drainé: UU

Echantillon soumis à un état de contraintes isotropes d'intensité σ_0 . Drainage fermé

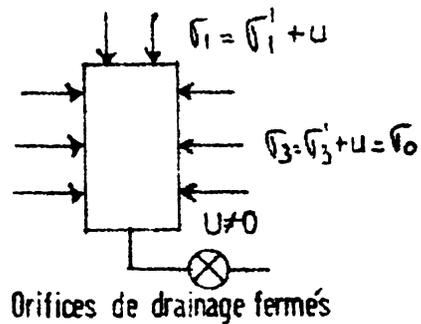
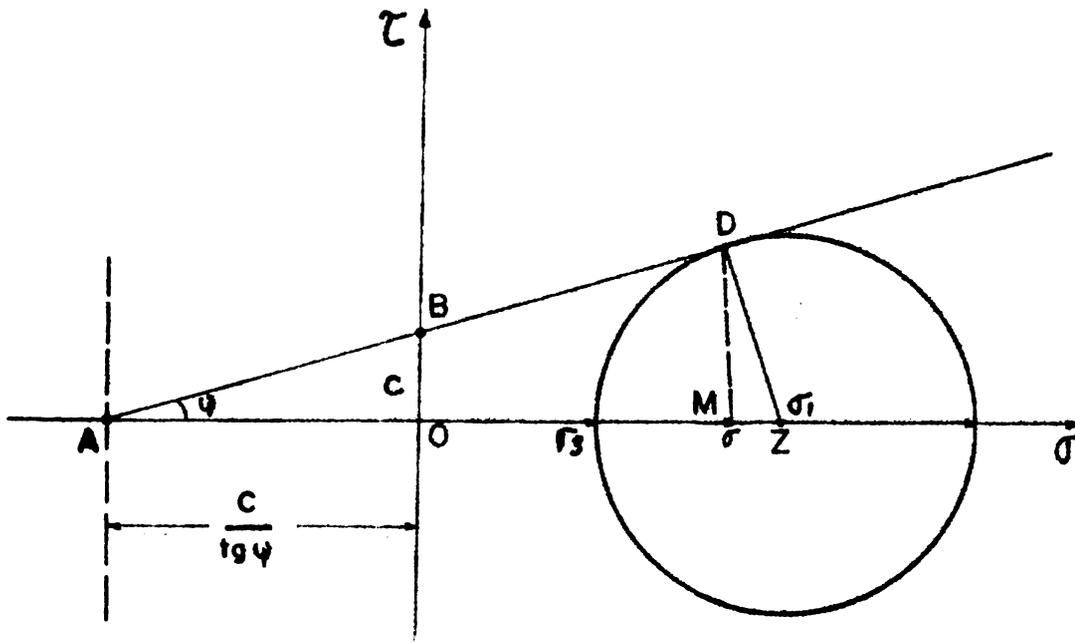


Fig.II.16 Equation de la droite intrinsèque

Equation de Coulomb

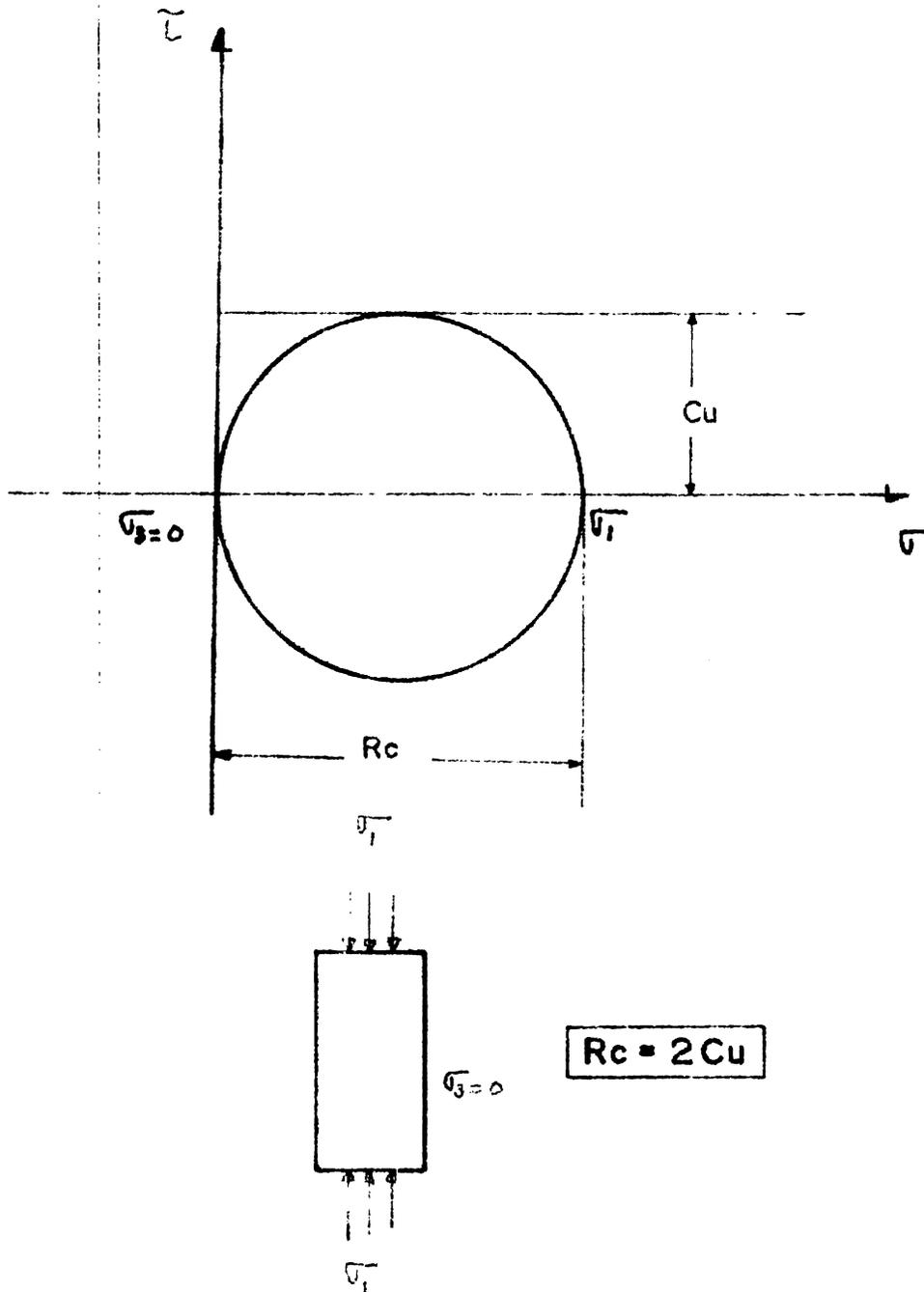


Le point D est de coordonnées : $(\bar{\sigma}, \bar{\tau})$

$$\frac{AB}{MD} = \frac{AO}{AM} \Rightarrow \frac{c}{\bar{\tau}} = \frac{\frac{c}{\tan \psi}}{\frac{c}{\tan \psi} + \sigma} \Rightarrow \frac{c}{\bar{\tau}} = \frac{c}{c + \sigma \tan \psi}$$

$$\Rightarrow \boxed{\bar{\tau} = c' + \sigma \tan \psi'}$$

Fig. II-17 Essai de Compression Simple



2o) Cisaillement Rapide sans Consolidation Préalable
(Essai non Consolidé non Drainé UU)

L'essai non consolidé non drainé correspond au comportement à court terme du sol.

Les différents cercles de Mohr, à la rupture, en contraintes totales, sont simplement translatés parallèlement à l'axe des contraintes normales, ils ne correspondent qu'à un seul cercle de Mohr en contraintes effectives.

L'enveloppe de ces cercles est une droite parallèle à l'axe des σ dont l'ordonnée à l'origine est appelée Cohésion Non Drainée et notée c_u .

3o) Cisaillement Rapide avec Consolidation Préalable
(Essai Consolidé non Drainé CU)

L'essai consolidé drainé à deux (?) buts:

- a) Déterminer la variation de la cohésion non drainée c_u en fonction de σ'_c (pression de préconsolidation).
- b) Déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme c' et φ' en mesurant au moment de la rupture la pression interstitielle (Voir schémas).

L'essai consolidé non drainé (CU) est beaucoup utilisé pour déterminer les caractéristiques à long terme d'un sol de préférence à l'essai consolidé drainé qui est toujours un essai très long.



2.4 Essai de Compression simple

Cet essai consiste à écraser un échantillon de sol intact entre les plateaux d'une presse. La contrainte axiale à la rupture est appelée résistance à la compression simple, fig. II-17, et est d'expression:

$$R_c = \gamma C_u$$

Conclusion

La courbe intrinsèque d'un sol est une droite dont l'équation est:

$$\text{Sol grenu} : \tau = \sigma' \text{tg } \psi'$$

$$\text{Sol fin} : \tau = c' + \sigma' \text{tg } \psi'$$

Dans le cas des sols fins, cette courbe intrinsèque correspond au comportement du squelette sous les contraintes effectives. Elle donne directement les caractéristiques de cisaillement du sol dans un comportement à long terme.

Le comportement à court terme est caractérisé par l'équation:

$$\tau = c_u$$

2.5

Déformation des sols

Le comportement d'un sol est essentiellement lié à la structure de son squelette solide, c'est à dire aux types de particules qui le composent et aux modes d'arrangement de ces particules.

Entre les sols granulaires (type sable) et les sols fins (type argile), il y a donc des différences importantes de comportement dues principalement à la taille des particules élémentaires.

Entre un sable sec, humide ou saturé, il n'y a pratiquement pas de différence de comportement. L'eau interstitielle circule suffisamment librement entre les grains pour que tout chargement d'un massif de sable saturé ne se répercute que sur son squelette.

Dans un sable, le comportement n'est fonction que du squelette solide

Dans un massif d'argile saturée, l'eau interstitielle entre les vides se comporte au contraire comme un liquide visqueux s'écoulant à travers une multitude de capillaires. Un chargement très lent ne met en jeu que le squelette solide d'un tel sol. Par contre un chargement rapide ne permet pas l'écoulement de l'eau interstitielle qui se met alors en pression supportant une partie de la charge et participant ainsi au comportement du sol.

2.5.1 Comportement du Squelette des Sols Grenus

Les déformations d'un sol grenu résultent de deux (2) phénomènes :

- 1o) Les déformations propres des grains à leurs points de contact, déformations qui en général n'entraînent pas de rupture des grains, sauf aux fortes contraintes ou dans le cas d'aspérités marquées.
- 2o) Les roulements et glissements des grains les uns par rapport aux autres. Ces déplacements ont tendance à détruire la structure initiale du sol. Dans la mesure où cette structure passe d'un état lâche à un état serré (ou inversement) on dit qu'il y a réenchevêtrement

Ces deux phénomènes sont toujours concomittants; mais nous nous bornerons aux déformations relatives à l'effort de cisaillement; puisque celles produites au niveau du contact entre les grains sont négligeables par rapport à celles entraînées par l'effort de cisaillement.

Les schémas montrés à la figure II-15 caractérisent le comporte-

ment de ces **types** de sols sous un effort de cisaillement.

Il y a désorganisation de la structure, conduisant soit à un réenchevêtrement des grains ($\frac{\Delta V}{V} < 0$) si l'état initial est lâche, soit à un désenchevêtrement ($\frac{\Delta V}{V} > 0$) si l'état initial est serré.

On retiendra du comportement des sols grenus les caractéristiques suivantes:

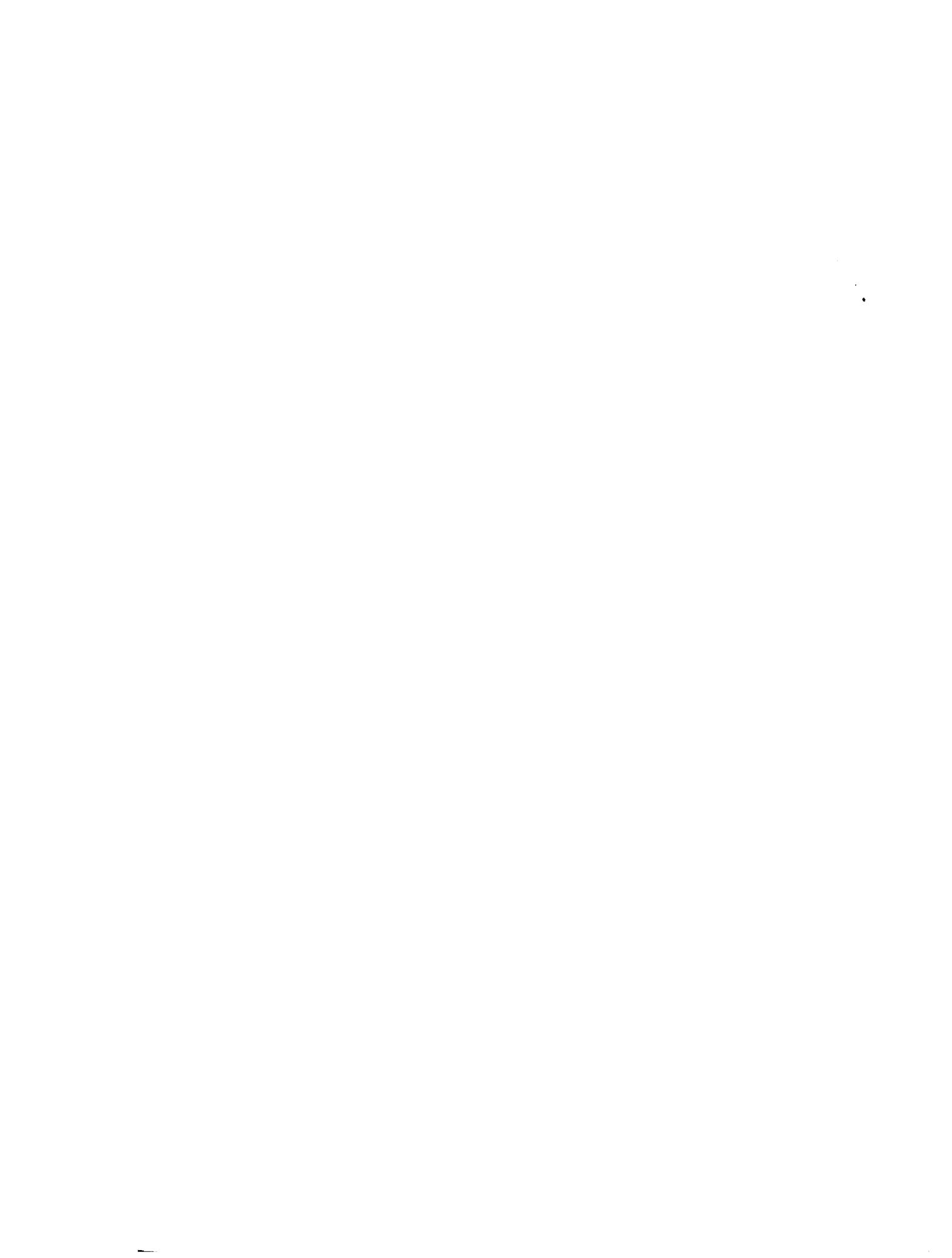
- 1) La non linéarité de toute relation effort - déformations
- 2) L'irréversibilité des déformations au premier chargement
- 3) La dilatance, c'est à dire des variations de volume dans tout cisaillement.

Ces résultats concernent le fluage des sols fins sous tenseur sphérique, il y a bien sûr amortissement.

2.5.2 Comportement du Sol Saturé

Le comportement d'un sol saturé est caractérisé par le développement de surpressions interstitielles dont l'effet s'ajoute au comportement du squelette. Il en résulte un comportement global beaucoup plus complexe que celui du squelette.

On distingue pour cette raison deux types de comportement extrêmes dans les sols fins.



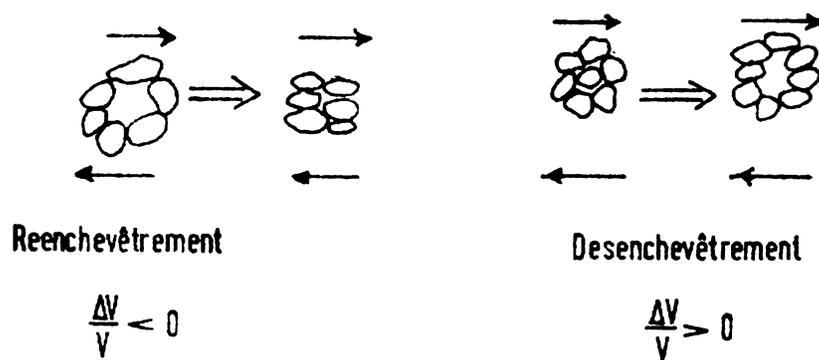
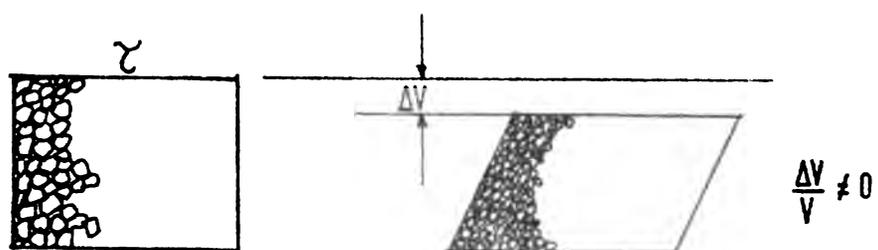


Fig. II.18 Schémas de cisaillement simple.

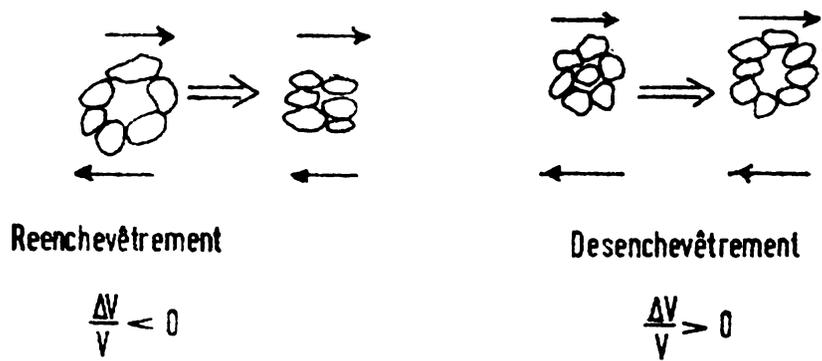
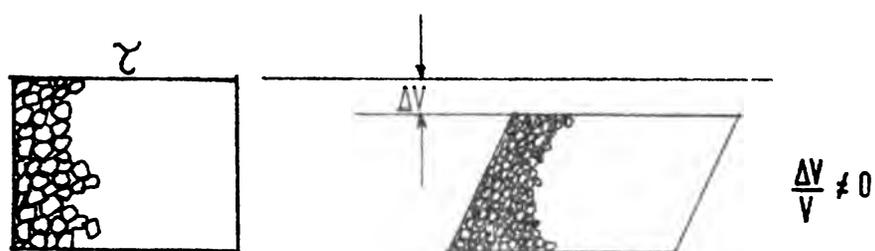


Fig. II.18 Schémas de cisaillement simple.

2.5.2.1 Comportement Drainé et Non Drainé

Nous développons ci-après les deux types de comportement

Schématisation unidimensionnelle

Considérons la déformation unidimensionnelle d'un échantillon de sol saturé soumis à l'action d'une force $P(t)$ et le modèle de Terzaghi correspondant (Fig. II.19).

Le squelette solide est schématisé par un ressort sur lequel s'exerce la force $F(t)$ et qui baigne dans l'eau interstitielle à la pression $U(t)$. La pression $P(t)$ s'applique sur un piston muni d'un orifice par lequel cette eau s'évacue suivant le débit $q(t)$, l'orifice schématise les vides du squelette. Le débit q dépend de la viscosité.

2.5.3 Comportement du Squelette des Sols Fins

Dans un sol fin le comportement du squelette est à la fois influencé par la nature des grains de plus faible dimension (argile, limon) et par la teneur en eau.

On ne considèrera que les sols fins saturés, éliminant les sols non saturés à cohésion très accentuée.

Les déformations du squelette d'un sol fin sont dues à plusieurs phénomènes:

- 1o) Les déformations propres des particules (déformations réversibles)
- 2o) Les déformations locales de la double couche (déformations irréversibles)
- 3o) La désorganisation de la structure (déformations irréversibles).

2.5.2.1 Comportement Drainé et Non Drainé

Nous développons ci-après les deux types de comportement

Schématisation unidimensionnelle

Considérons la déformation unidimensionnelle d'un échantillon de sol saturé soumis à l'action d'une force $P(t)$ et le modèle de Terzaghi correspondant (Fig. II.19).

Le squelette solide est schématisé par un ressort sur lequel s'exerce la force $F(t)$ et qui baigne dans l'eau interstitielle à la pression $U(t)$. La pression $P(t)$ s'applique sur un piston muni d'un orifice par lequel cette eau s'évacue suivant le débit $q(t)$, l'orifice schématise les vides du squelette. Le débit q dépend de la viscosité.

2.5.3 Comportement du Squelette des Sols Fins

Dans un sol fin le comportement du squelette est à la fois influencé par la nature des grains de plus faible dimension (argile, limon) et par la teneur en eau.

On ne considèrera que les sols fins saturés, éliminant les sols non saturés à cohésion très accentuée.

Les déformations du squelette d'un sol fin sont dues à plusieurs phénomènes:

- 1o) Les déformations propres des particules (déformations réversibles)
- 2o) Les déformations locales de la double couche (déformations irréversibles)
- 3o) La désorganisation de la structure (déformations irréversibles).

Dans un massif d'argile saturée, l'eau interstitielle entre les vides se comporte au contraire comme un liquide visqueux s'écoulant à travers une multitude de capillaires. Un chargement très lent ne met en jeu que le squelette solide d'un tel sol. Par contre un chargement rapide ne permet pas l'écoulement de l'eau interstitielle qui se met alors en pression supportant une partie de la charge et participant ainsi au comportement du sol.

2.5.1 Comportement du Squelette des Sols Grenus

Les déformations d'un sol grenu résultent de deux (2) phénomènes :

- 1o) Les déformations propres des grains à leurs points de contact, déformations qui en général n'entraînent pas de rupture des grains, sauf aux fortes contraintes ou dans le cas d'aspérités marquées.
- 2o) Les roulements et glissements des grains les uns par rapport aux autres. Ces déplacements ont tendance à détruire la structure initiale du sol. Dans la mesure où cette structure passe d'un état lâche à un état serré (ou inversement) on dit qu'il y a réenchevêtrement

Ces deux phénomènes sont toujours concomittants; mais nous nous bornerons aux déformations relatives à l'effort de cisaillement; puisque celles produites au niveau du contact entre les grains sont négligeables par rapport à celles entraînées par l'effort de cisaillement.

Les schémas montrés à la figure II-15 caractérisent le comporte-

ment de ces types de sols sous un effort de cisaillement.

Il y a désorganisation de la structure, conduisant soit à un réenchevêtrement des grains ($\frac{\Delta V}{V} < 0$) si l'état initial est lâche, soit à un déenchevêtrement ($\frac{\Delta V}{V} > 0$) si l'état initial est serré.

On retiendra du comportement des sols grenus les caractéristiques suivantes:

- 1) La non linéarité de toute relation effort - déformations
- 2) L'irréversibilité des déformations au premier chargement
- 3) La dilatance, c'est à dire des variations de volume dans tout cisaillement.

Ces résultats concernent le fluage des sols fins sous tenseur sphérique, il y a bien sûr amortissement.

2.5.2 Comportement du Sol Saturé

Le comportement d'un sol saturé est caractérisé par le développement de surpressions interstitielles dont l'effet s'ajoute au comportement du squelette. Il en résulte un comportement global beaucoup plus complexe que celui du squelette.

On distingue pour cette raison deux types de comportement extrêmes dans les sols fins.

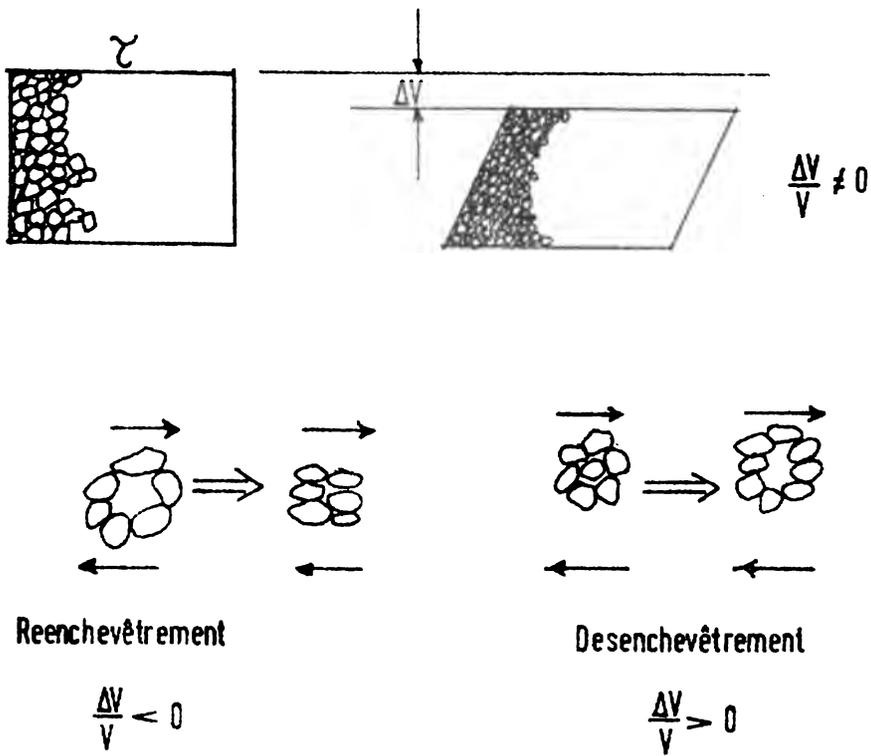


Fig. II.18 Schémas de cisaillement simple.

2.5.2.1 Comportement Drainé et Non Drainé

Nous développons ci-après les deux types de comportement

Schématisation unidimensionnelle

Considérons la déformation unidimensionnelle d'un échantillon de sol saturé soumis à l'action d'une force $P(t)$ et le modèle de Terzaghi correspondant (Fig. II.19).

Le squelette solide est schématisé par un ressort sur lequel s'exerce la force $F(t)$ et qui baigne dans l'eau interstitielle à la pression $U(t)$. La pression $P(t)$ s'applique sur un piston muni d'un orifice par lequel cette eau s'évacue suivant le débit $q(t)$, l'orifice schématise les vides du squelette. Le débit q dépend de la viscosité.

2.5.3 Comportement du Squelette des Sols Fins

Dans un sol fin le comportement du squelette est à la fois influencé par la nature des grains de plus faible dimension (argile, limon) et par la teneur en eau.

On ne considèrera que les sols fins saturés, éliminant les sols non saturés à cohésion très accentuée.

Les déformations du squelette d'un sol fin sont dues à plusieurs phénomènes:

- 1o) Les déformations propres des particules (déformations réversibles)
- 2o) Les déformations locales de la double couche (déformations irréversibles)
- 3o) La désorganisation de la structure (déformations irréversibles).



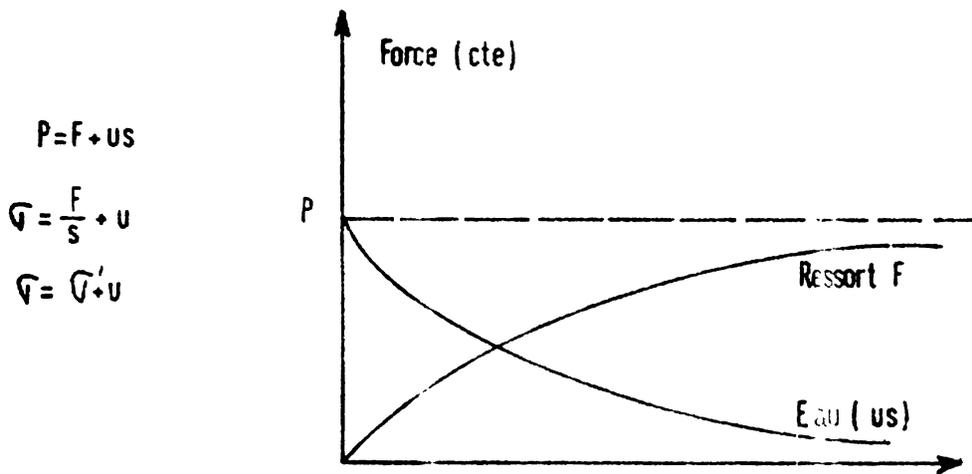
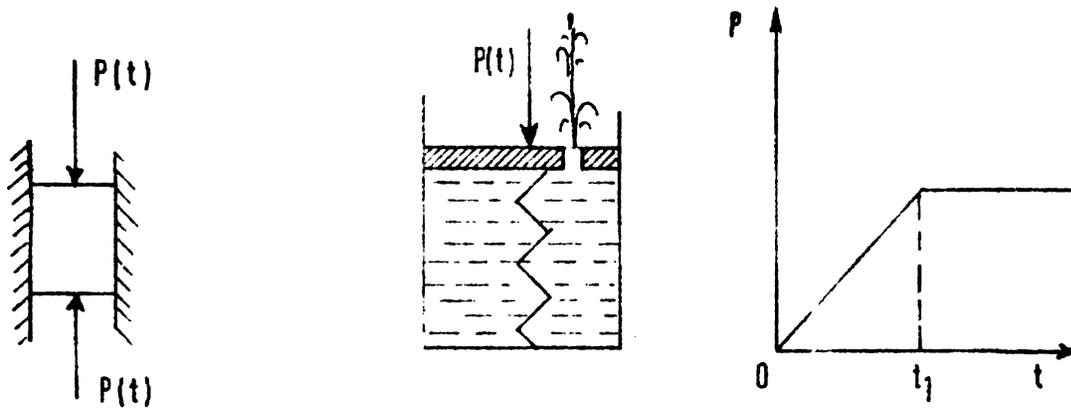
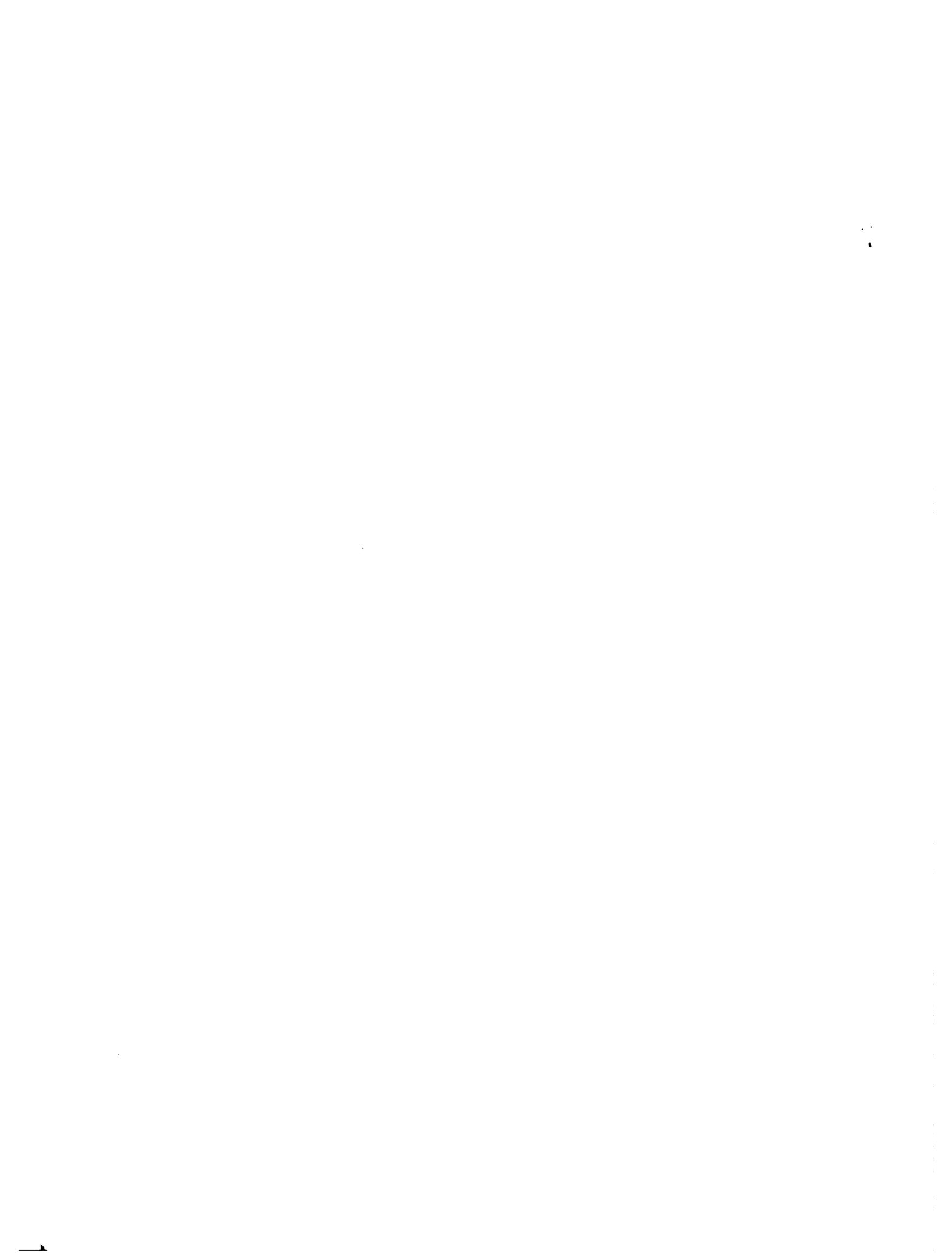


Fig. II.19 Schématisation unidimensionnelle du comportement d'un sol fin.



2.5.3.1 Fluage des Sols Fins

On appelle fluage des sols fins, le fluage dû uniquement au squelette solide par opposition à la consolidation qui est le passage du comportement à court terme au comportement à long terme avec expulsion de l'eau interstitielle.

Considérons par exemple un échantillon de sol fin saturé, soumis à un cisaillement simple et intéressons nous à l'évolution de la déformation en fonction du temps sous l'action de la contrainte de cisaillement qui reste constante. Suivant la valeur de τ on peut distinguer plusieurs formes de courbes (γ, τ).

Supposons que la force $P(t)$ croisse linéairement jusqu'au temps t_1 puis reste constante par la suite et examinons les comportements du sol pendant l'intervalle de temps de 0 à t_1 .

Le comportement non drainé correspond au cas extrême où le débit est quasiment nul. On s'en approche soit lorsque le coefficient K à une valeur très faible, soit lorsque la vitesse de chargement $\frac{dP}{dt}$ est très grande. Ce type de comportement est caractérisé par le développement de pressions interstitielles ($U > 0$) et par une variation de volume nulle ($\Delta V = 0$).

A l'opposé, le comportement drainé correspond au cas extrême où aucune pression interstitielle ne se développe, on s'en approche soit lorsque le coefficient de perméabilité est très élevé, soit lorsque la vitesse de chargement $\frac{dP}{dt}$ est faible. Ce comportement s'identifie à celui du squelette solide, mais il y a évacuation continue de l'eau interstitielle ($u > 0$).

Le tableau ci-après résume les deux comportements extrêmes :

1o) Court terme K faible

ou

$\frac{dP}{dt}$ grand

2o) Long terme K élevé

ou

$\frac{dP}{dt}$ faible

$0 \leq t \leq t_1$	$t \rightarrow \infty$
$q \approx 0$	$q > 0$
$U > 0$	$U \rightarrow 0$
$\Delta V = 0$	
$q > 0$	$q \rightarrow 0$
$U \approx 0$	
Comportement du squelette	$U = 0$

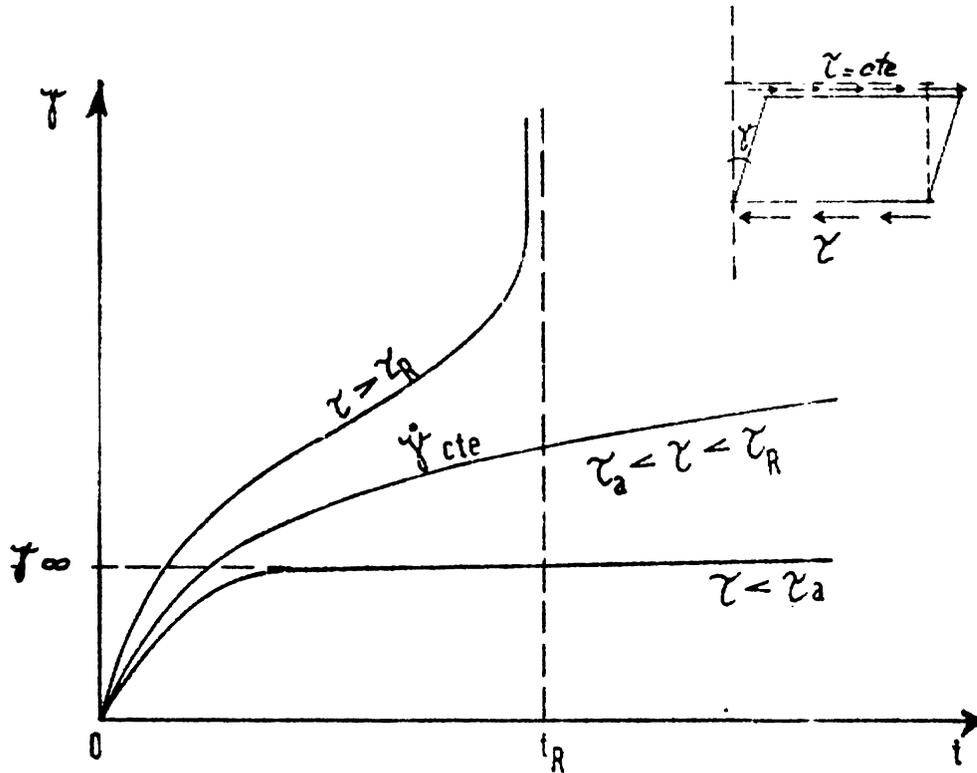
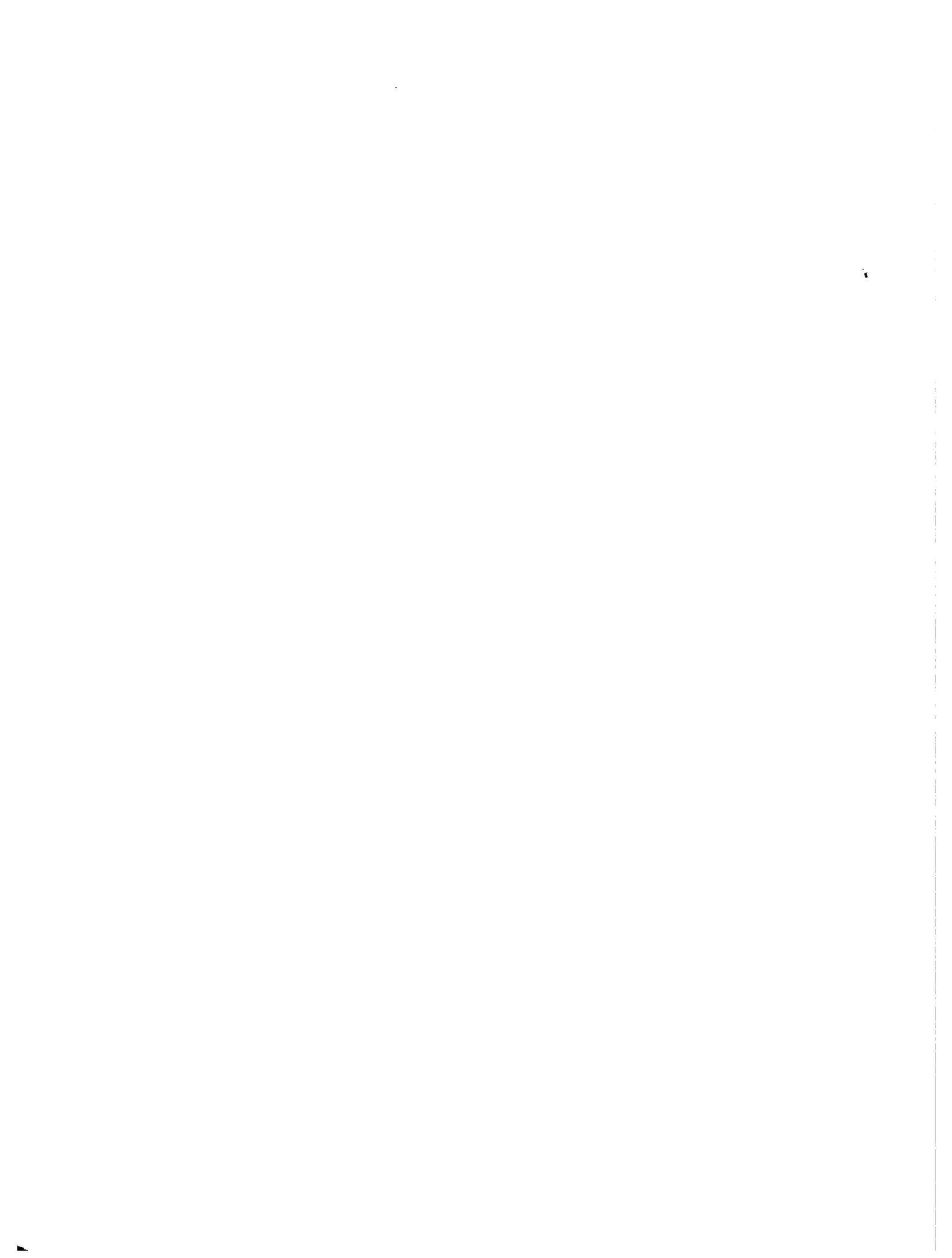


Fig. II.20 Courbes de fluage d'un sol fin.

- 1o) $\tau < \tau_a$: La déformation reste finie la durée d'application de la contrainte
- 2o) $\tau_a < \tau < \tau_R$: La rupture c'est à dire la déformation infinie est atteinte au bout d'un temps infini.
Après toute une période de fluage à vitesse de déformation etc.
- 3o) $\tau > \tau_R$: La rupture est obtenue par un temps fini τ_R d'autant plus court que τ est plus grand.



2.6 Calcul du Tassement à partir de l'essai Oedométrique

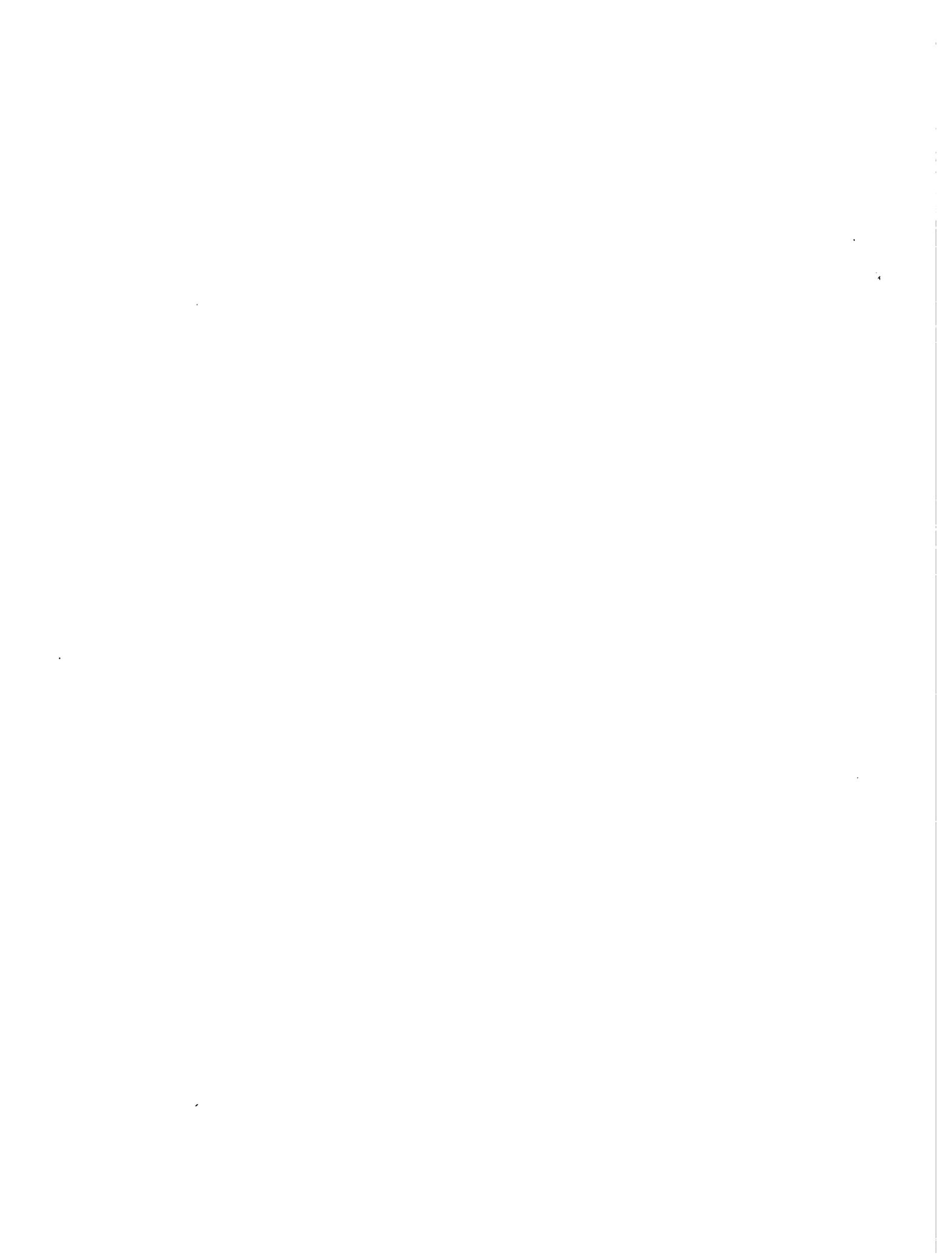
Tassement \longleftrightarrow Déformation Verticale

Dans l'essai oedométrique le déplacement suivant l'horizontal est empêché $\epsilon_x = 0$

L'échantillon est cylindrique. Son volume est: $V = S \times H$
 On calcule le tassement ΔH à partir de la variation de l'indice des vides (Δe), en effet:

$$V = S.H ; \quad \frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta H}{H} \quad (\text{surface etc})$$

$\epsilon_x = 0$



$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{\text{Volume des Vides de l'échantillon}}{\text{Volume des grains solides}} = \text{Indice des Vides (Initial)}$$

$$e_0 = \frac{V - V_s}{V_s} \quad \frac{V}{V_s} = e_0 + 1 ; \quad V_s = \frac{V}{1 + e_0}$$

(V est le Volume total de l'échantillon)

On remplace V_s dans l'expression :

$$\Delta e = \frac{V}{V_s} \rightarrow \Delta e = \frac{\Delta V}{V} (1 + e_0)$$

$$\Delta e = \frac{\Delta V}{V_s} \quad \text{les grains du sol sont incompressibles}$$

$$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta V}{V} \quad \text{comme} \quad \frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta H}{H} \rightarrow H = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (1)$$

La variation Δe de l'indice des vides de l'échantillon, pour des contraintes supérieures à celles que le sol supportait "in situ" (en place) au niveau de l'échantillon prélevé, peut être appréciée sur la partie de forte pente de la courbe obtenue après l'essai (Partie rectiligne)

La pente de cette partie désignée par C_c (indice de compression) caractérise la compressibilité du sol, elle est d'expres-

sion:

$$Cc = \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_0}{\Delta \log \sigma} \rightarrow Cc = \frac{e}{\Delta \log \sigma}$$

L'expression (1) s'écrit donc:

$$\Delta H = H \cdot \frac{1}{1 + e_0} \cdot Cc \cdot \Delta \log \sigma'$$

Dans le cas de la figure II.20, où il s'agit d'un sol surconsolidé nous aurons:

$$\Delta H = H \cdot \frac{1}{1 + e_0} \cdot Cc \cdot \log \frac{\sigma_0}{\sigma'_c} \quad \sigma'_c > \sigma'_0$$

S'il s'agit d'une couche homogène importante ou d'un sol stratifié on considère des couches élémentaires et on ne fait que sommer les tassements élémentaires, on aura donc:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n H_i \cdot \frac{1}{1 + (e_0)_i} \cdot (Cc)_i \cdot \log \frac{(\sigma'_0)_i + \Delta \sigma_i}{(\sigma'_c)_i}$$

CHAPITRE III

POUSSEE, BUTEE - EQUILIBRE LIMITE

3.1 Notion de Poussée et de Butée

Considérons un milieu semi infini tel que montré à la figure III.1. Introduisons par la pensée un écran infiniment rigide et mince et admettons que la mise en place de cet écran ne crée aucune perturbation.

Supprimons la partie A du massif et considérons que l'écran E ne bouge pas. En un point M adjacent à l'écran du massif B il existe un champ de contrainte, en particulier il existe une contrainte σ_{EM} qui s'applique en M sur l'écran E. Le massif B exerce une force sur l'écran E, obtenue par intégration des contraintes s'appliquant sur E. Cette force est appelée pression des terres au repos.

Si nous autorisons à l'écran un petit déplacement vers la gauche, au fur et à mesure de ce déplacement la pression des terres diminue et passe par un minimum appelé pression active des terres ou Poussée.

Dans le cas d'un mur de soutènement il est donc nécessaire que le mur par un moyen approprié puisse résister à la poussée ou pression active du massif. Dans le cas contraire il y a rupture du massif, basculement ou/et translation du mur qui ne remplit plus sa tâche.

Si maintenant au lieu de laisser se déplacer l'écran vers la gauche nous le poussons vers le massif, au fur et à mesure de

ce déplacement, la réaction du massif augmente jusqu'à une certaine limite appelée Butée. Au delà de cette limite, le massif est en état de rupture.

Le cas de Poussée ou état actif et le cas de Butée ou état passif sont des cas d'équilibre limite puisqu'ils représentent un seuil des contraintes au delà duquel il y a rupture.

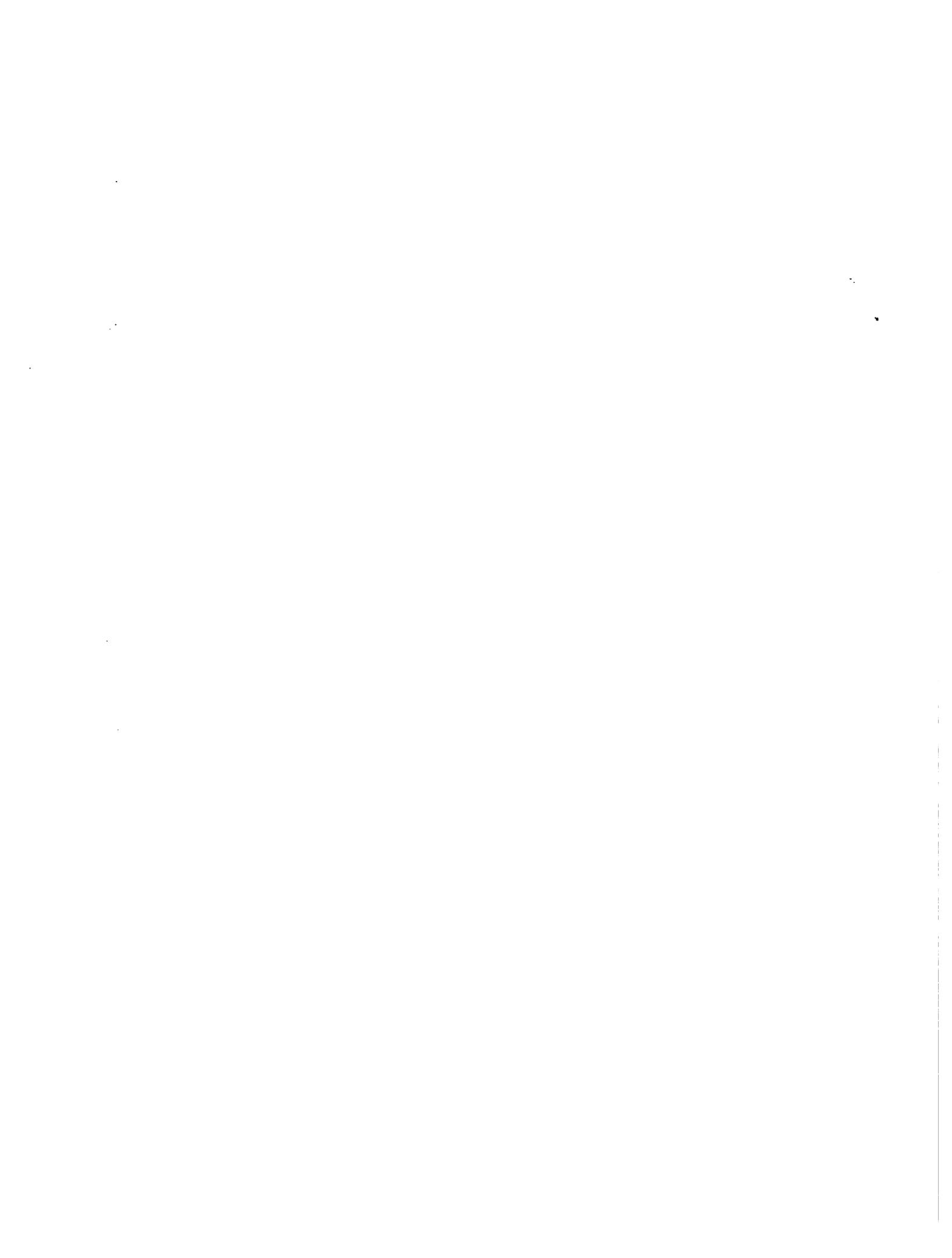
Leur étude est de première importance. Dans le cas d'un mur de soutènement, il est économique de concevoir l'ouvrage pour qu'il résiste à un effort réduit, celui de la poussée active inférieure à celui de la poussée des terres au repos. Dans le cas de la butée, il est avantageux de prévoir l'effort que pourra opposer le sol au massif d'ancrage.

De même la méthode de calcul de la portance des fondations conçue par Terzaghi et d'autres auteurs comme Caquot, Kérisel, est basée fondamentalement sur ces concepts de Poussée et de Butée.

Ces états d'équilibre limite, poussée et butée, font intervenir une mesure de seuil de rupture. Il faudra donc d'une part adopter un critère de rupture, ce sera celui de Colomb, et d'autre part utiliser la courbe intrinsèque, véritable propriété caractéristique du milieu considéré.

3.2 Etat d'équilibre limite

Un champ de contrainte en un point d'un milieu peut être représenté par un cercle de Mohr. Ce champ de contrainte sera un état d'équilibre limite si le cercle de Mohr qui le représente est tangent à la courbe intrinsèque du matériau considéré.



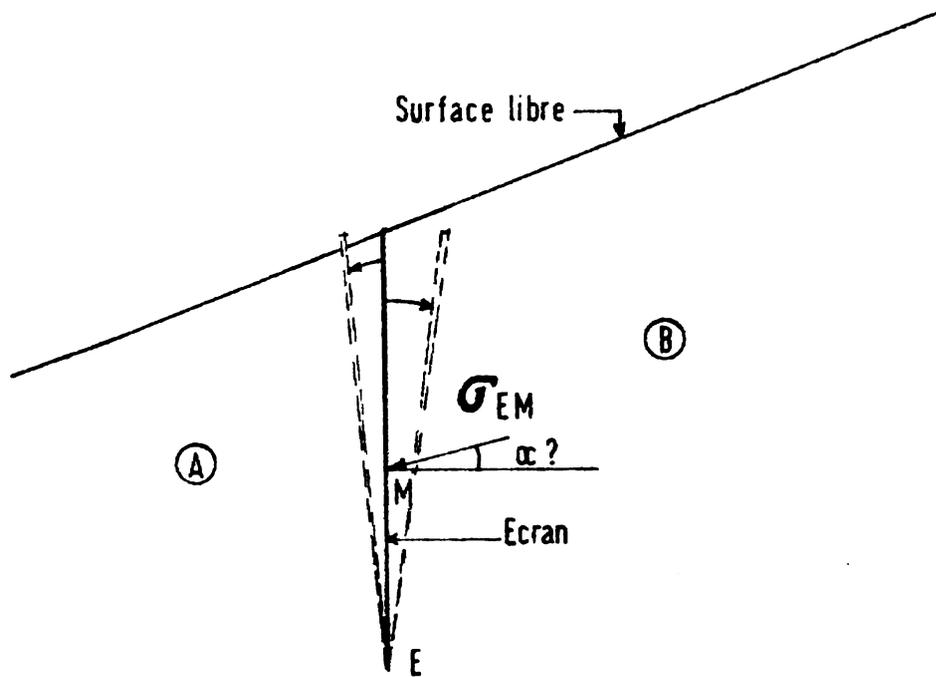


Fig. III.1 Schéma d'un milieu semi infini

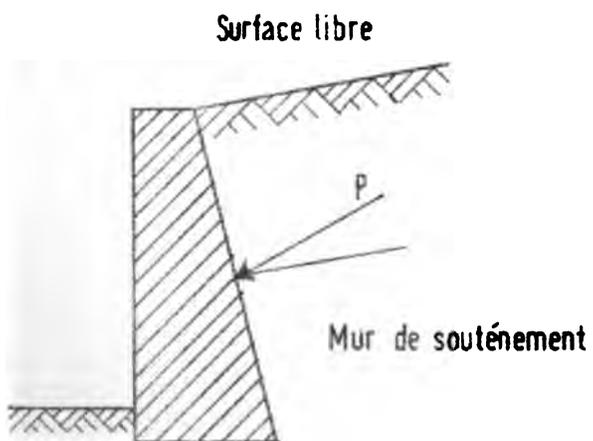


Fig. III.2 Schéma d'un mur de soutènement



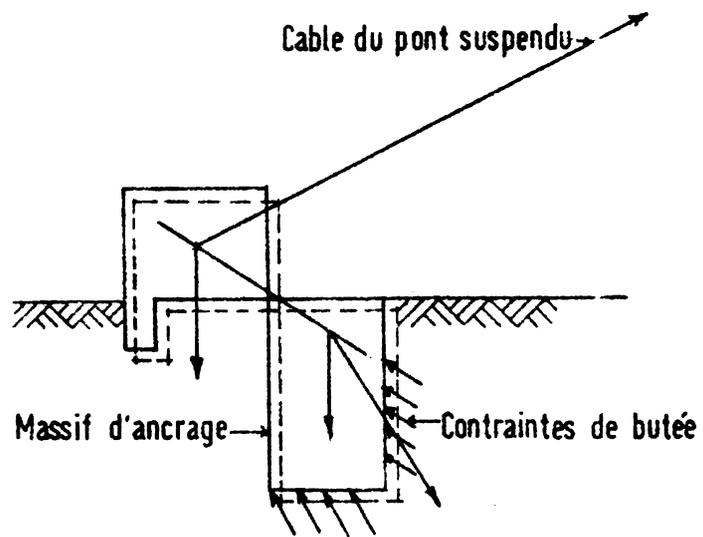
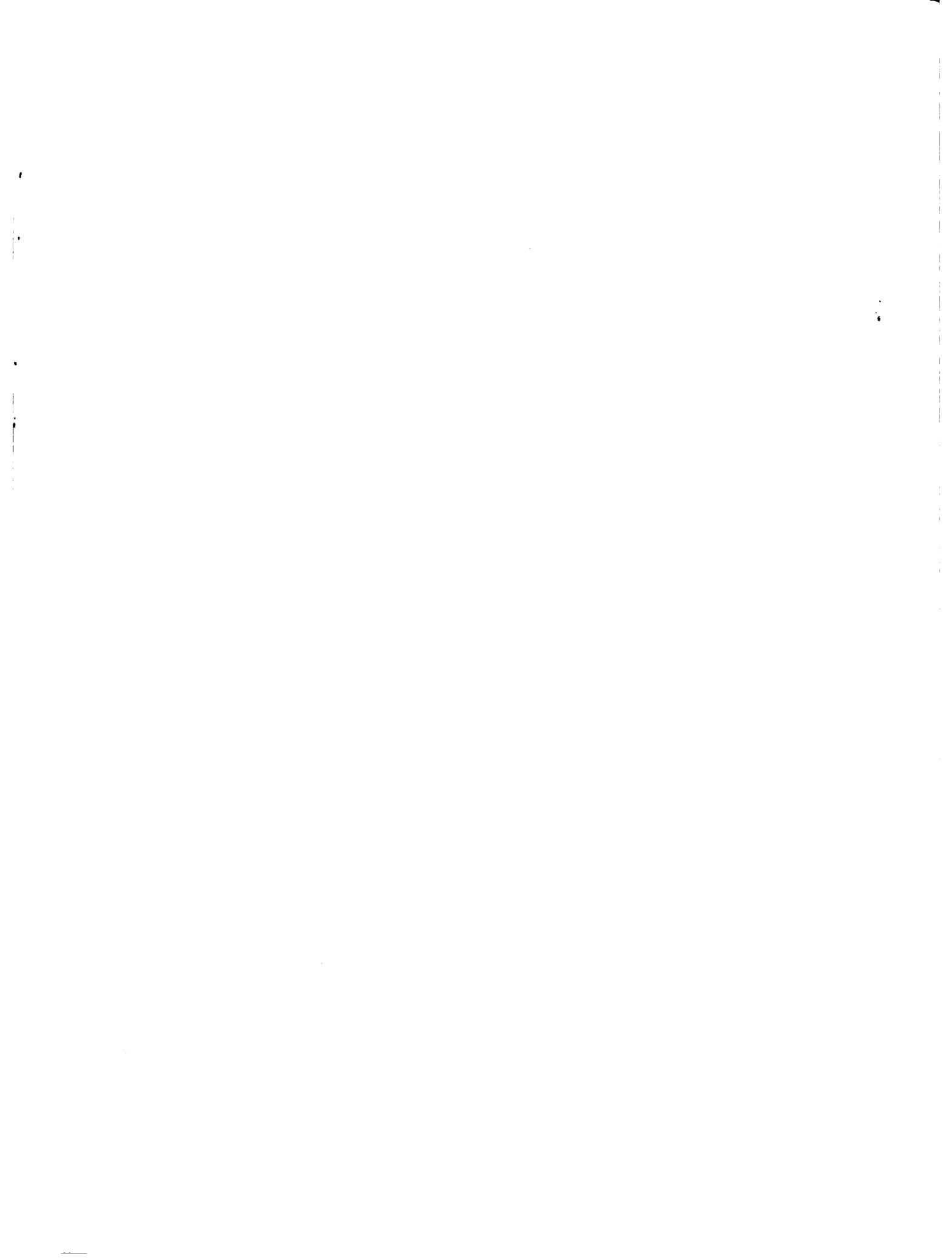


Fig. III.3 Schéma de butée du massif.



La courbe intrinsèque dans le cas d'un sol est celle donnée par Colomb. Son équation est :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + 2C \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

En traduisant en équation la propriété que les contraintes sur le plan de rupture vérifie à la fois les équations de la courbe intrinsèque et du cercle de Mohr on trouve la relation reliant les 2 contraintes principales σ_1 et σ_3 correspondant à l'équilibre limite dans un sol ayant pour paramètre de résistance C et

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2C \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

C'est en se servant de ce schéma de base et en faisant des hypothèses supplémentaires que Rankine, Boussinesq, etc... ont pu établir dans le cas d'un matériau sans cohésion des expressions donnant les forces de poussée et de butée dans le cas d'un mur ou d'un écran quelconque, et aussi les lignes de glissement intervenant dans le milieu à l'état de rupture.

La force de poussée sur un plan ou un écran vertical s'écrit d'après Rankine :

$$P_{RA} = 1/2 \gamma H^2 \cos \beta K_{RA}$$

avec

$$K_{RA} = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

γ = Poids spécifique du milieu

H = Hauteur de l'écran

β = Angle de la surface limite avec l'horizontale.



Fig. III.4 Schéma d'un cercle de Mohr pour montrer le champ de contraintes

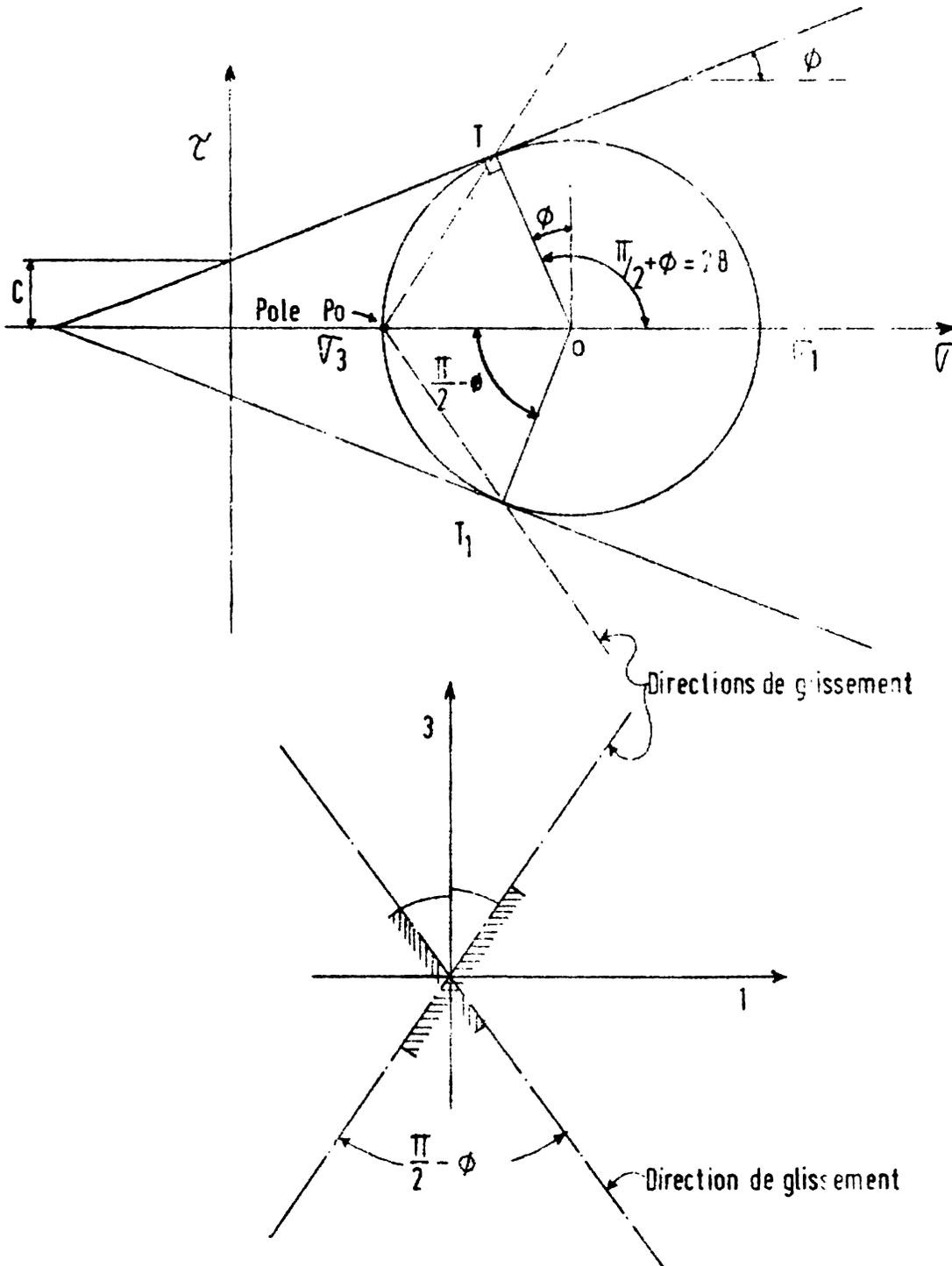


Fig. III.5 Directions de glissement

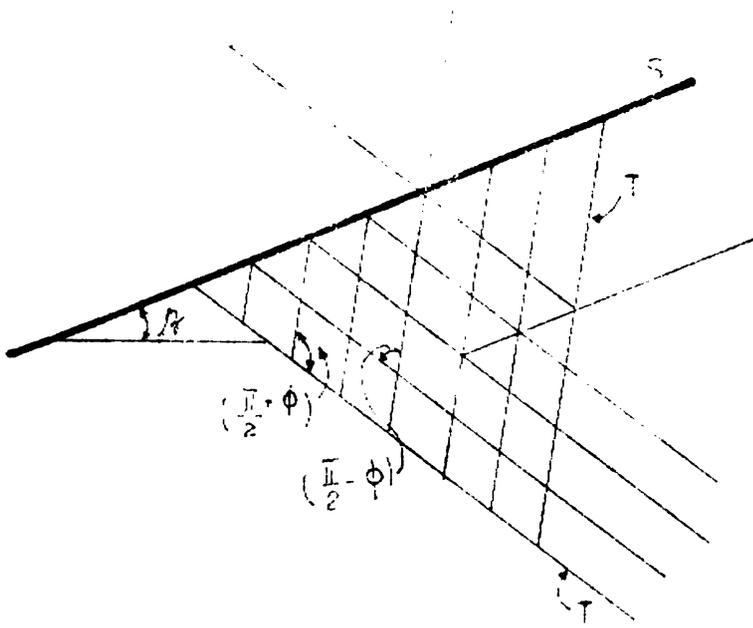


Fig. 11.6 Réseau des lignes de glissement.

Et ainsi, la force de la poussée active due au plan vertical
 tournant en A est $P_{RP} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \alpha$

$$P_{RP} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \alpha$$

avec

$$K_{RP} = \frac{\cos^2 \beta}{\cos \beta - \frac{f \sin \beta}{\cos \alpha} - \frac{c}{\gamma H \cos \alpha}}$$

La théorie de la Poussée - Butée intervient également dans
 la définition de la capacité portante du sol support d'une fon-
 dation.

Le schéma de rupture adopté dans le cas d'une fondation est
 le suivant (Fig. III.7).

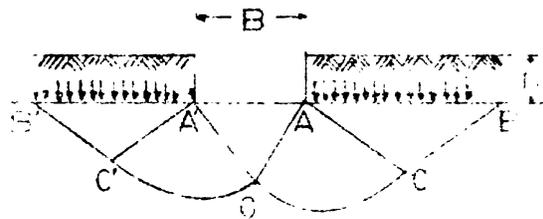


Fig. III.7. Schéma de rupture d'une fondation.

La fonction de rupture q_R est une fonction croissante du profil en B.

On exerce sur la fondation une charge verticale croissante jusqu'à une certaine valeur pour laquelle l'effort limite apparaît dans le sol de fondation.

On constate qu'il s'est formé dans la fondation un coin triangulaire AOA' en équilibre élastique sol libre de la fondation dans sa pénétration au sein du massif. Ce coin recoupe les terres de part et d'autre du massif et les parois OA et OA' de ce coin agissent comme de véritables écrans de butée.

On supposera en première approximation que le sol situé au dessus de l'horizontale AA' de la base de la fondation n'agit que comme une surcharge verticale constante d'intensité D . On néglige donc l'effet des contraintes de cisaillement dans le plan AA' .

En explicitant les forces de butée sur les faces OA et OA' et en exprimant l'équation d'équilibre du coin AOA' on obtient :

$$q_R = \frac{Q}{B} = 1/2 \gamma B H \gamma + \gamma H q + 2D$$

avec :

q_R = Contrainte de rupture (contrainte moyenne)

γ = Poids spécifique du milieu

B = Largeur de la fondation

D = Profondeur de la base de la fondation

γ, H, q, Hc = facteur de force portante donné par des tables ou des diagrammes et dépendant de l'angle de frottement interne φ du matériau;

C = cohésion de matériau

Cette expression trouvée par Terzaghi et Caquot - Kérisol permet, à partir de la théorie de l'équilibre limite et de la Poussée Butée, de déterminer la capacité admissible de sol de fondation dont les caractéristiques mécaniques déterminées au laboratoire sont: son angle de frottement interne ψ et sa cohésion C .

CHAPITRE IV

LES FONDATIONS

4.1 Introduction

Le terme fondation peut avoir deux significations distinctes selon le point de vue suivant lequel on se place tantôt. Il peut signifier en effet la partie inférieure de la structure directement en contact avec le sol tantôt il peut représenter le sol supportant la structure.

Dans le cadre de la mécanique des sols quand nous parlerons de fondation nous nous référerons autant au matériau situé sous les semelles et qui tient lieu de support de la structure, qu'au matériau constitutif de la semelle elle-même (Béton - Maçonnerie)

4.2 Type de fondation

On distingue généralement deux grands types de fondation, les fondations superficielles et les fondations profondes.

On utilise ces dernières lorsque la force portante du sol est si faible qu'elle conduirait à l'utilisation de semelles de dimensions très importantes ou lorsque le sol immédiatement sous la semelle ou à une plus grande profondeur est si compressible que leur emploi provoquerait des tassements excessifs.

On peut aussi être amené à utiliser pour d'autres raisons des fondations profondes à la place de semelle superficielle: par exemple on doit fonder les piles d'un pont à une profondeur supérieure à la profondeur d'affouillement.

Cependant ce type de fondation outre qu'il pose pour le milieu technique haïtien des problèmes de disponibilité en matériel d'excavation ou de battage est en général plus coûteux et de mise en oeuvre plus délicate.

4.3 Les fondations superficielles

4.3.1 Types

On peut classer les fondations superficielles en trois (3) catégories:

- a) Fondation par semelle isolée sous poteaux qui peuvent être rectangulaires, circulaires ou carrés: $\frac{L}{B} < 5$.
- b) Fondation par semelle continue ou filante c'est à dire $\frac{L}{B} > 5$
- c) Radier général

- . Les premiers, en général plus économiques sont utilisés lorsque le sol support est excellent.
- . Les seconds sont employés quand le sol présente des différences de portance d'un point à l'autre et aussi dans le cas où le sol support n'est pas de très bonne qualité.
- . Le radier général est utilisé dans le cas de couche molle et également dans le cas d'hétérogénéité horizontale du terrain de fondation faisant craindre les possibilités de tassement différentiel important.

4.3.2. Définition d'une fondation Superficielle

On appelle fondation superficielle une fondation dont l'en-

castriment dans le sol est inférieur à 3 ou 4 fois sa largeur.

$$D \leq 3 \text{ ou } 4 \cdot B$$

4.3.3 Méthode de Dimensionnement d'une fondation Superficielle

Une fondation superficielle se dimensionne suivant trois critères:

- Le critère de poinçonnement,
- Le critère de tassement,
- Le critère de résistance du matériau constitutif de la structure de fondation.

4.3.3.1 Type de Charges Appliquées sur les Fondations Superficielles

Il s'agit en général de charges verticales centrées. Mais il est possible de rencontrer pour certains ouvrages des charges verticales excentrées et parfois même des charges inclinées et excentrées.

- Charges verticales centrées: C'est le cas le plus courant des bâtiments d'habitation.
- Charges verticales excentrées: C'est le cas d'une fondation sollicitée à la fin par une charge verticale centrée et par un moment

$$e(\text{excentrement}) = \frac{M}{Q}$$

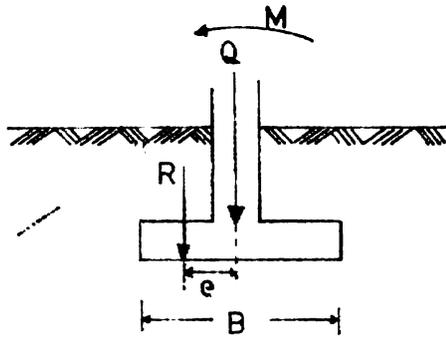


Fig. IV.1 Schéma de charges verticales excentrées sur une fondation superficielle.

- Charge inclinée excentrée: C'est le cas d'une charge amené par l'action simultanée:
- . D'une charge verticale V
 - . D'un moment M
 - . D'un effort horizontal H

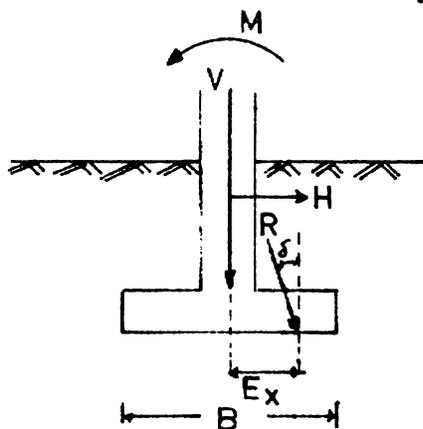


Fig. IV.2 Schéma d'une charge inclinée excentrée sur une fondation superficielle.

CHAPITRE IV

LES FONDATIONS

4.1 Introduction

Le terme fondation peut avoir deux significations distinctes selon le point de vue suivant lequel on se place tantôt. Il peut signifier en effet la partie inférieure de la structure directement en contact avec le sol tantôt il peut représenter le sol supportant la structure.

Dans le cadre de la mécanique des sols quand nous parlerons de fondation nous nous référerons autant au matériau situé sous les semelles et qui tient lieu de support de la structure, qu'au matériau constitutif de la semelle elle-même (Béton - Maçonnerie)

4.2 Type de fondation

On distingue généralement deux grands types de fondation, les fondations superficielles et les fondations profondes.

On utilise ces dernières lorsque la force portante du sol est si faible qu'elle conduirait à l'utilisation de semelles de dimensions très importantes ou lorsque le sol immédiatement sous la semelle ou à une plus grande profondeur est si compressible que leur emploi provoquerait des tassements excessifs.

On peut aussi être amené à utiliser pour d'autres raisons des fondations profondes à la place de semelle superficielle: par exemple on doit fonder les piles d'un pont à une profondeur supérieure à la profondeur d'affouillement.



Cependant ce type de fondation outre qu'il est plus coûteux pour le milieu technique haïtien des problèmes de disponibilité en matériel d'excavation ou de battage est en général plus délicat et de mise en œuvre plus délicate.

4.3 Les fondations superficielles

4.3.1 Types

On peut classer les fondations superficielles en trois (3) catégories:

- a) Fondation par semelle isolée sous poteaux qui peuvent être rectangulaires, circulaires ou carrés: $\frac{L}{B} < 5$.
- b) Fondation par semelle continue ou filante c'est à dire $\frac{L}{B} > 5$
- c) Radier général

- . Les premiers, en général plus économiques sont utilisés lorsque le sol support est excellent.
- . Les seconds sont employés quand le sol présente des différences de portance d'un point à un autre et aussi dans le cas où le sol support n'est pas de très bonne qualité.
- . Le radier général est utilisé dans le cas de couche molle et également dans le cas d'hétérogénéité horizontale du terrain de fondation faisant craindre les possibilités de tassement différentiel important.

4.3.2. Définition d'une Fondation Superficielle

On appelle fondation superficielle une fondation dont l'en-

centrement dans le sol est inférieur à 3 ou 4 fois sa largeur.

$$D \leq 3 \text{ ou } 4 \cdot B$$

4.3.3

Méthode de Dimensionnement d'une fondation Superficielle

Une fondation superficielle se dimensionne suivant trois critères:

- Le critère de poinçonnement,
- Le critère de tassement,
- Le critère de résistance du matériau constitutif de la structure de fondation.

4.3.3.1

Type de Charges Appliquées sur les Fondations Superficielles

Il s'agit en général de charges verticales centrées. Mais il est possible de rencontrer pour certains ouvrages des charges verticales excentrées et parfois même des charges inclinées et excentrées.

- Charges verticales centrées: C'est le cas le plus courant des bâtiments d'habitation.
- Charges verticales excentrées: C'est le cas d'une fondation sollicitée à la fois par une charge verticale centrée et par un moment

$$e(\text{excentrement}) = \frac{M}{Q}$$



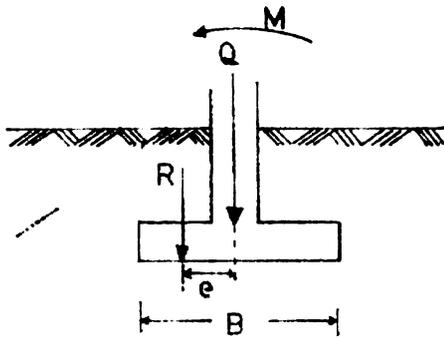


Fig. IV.1 Schéma de charges verticales excentrées sur une fondation superficielle.

- Charge inclinée excentrée: C'est le cas d'une charge amené par l'action simultanée:
- . D'une charge verticale V
 - . D'un moment M
 - . D'un effort horizontal H

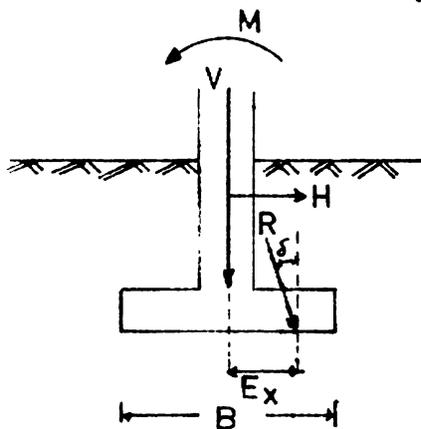
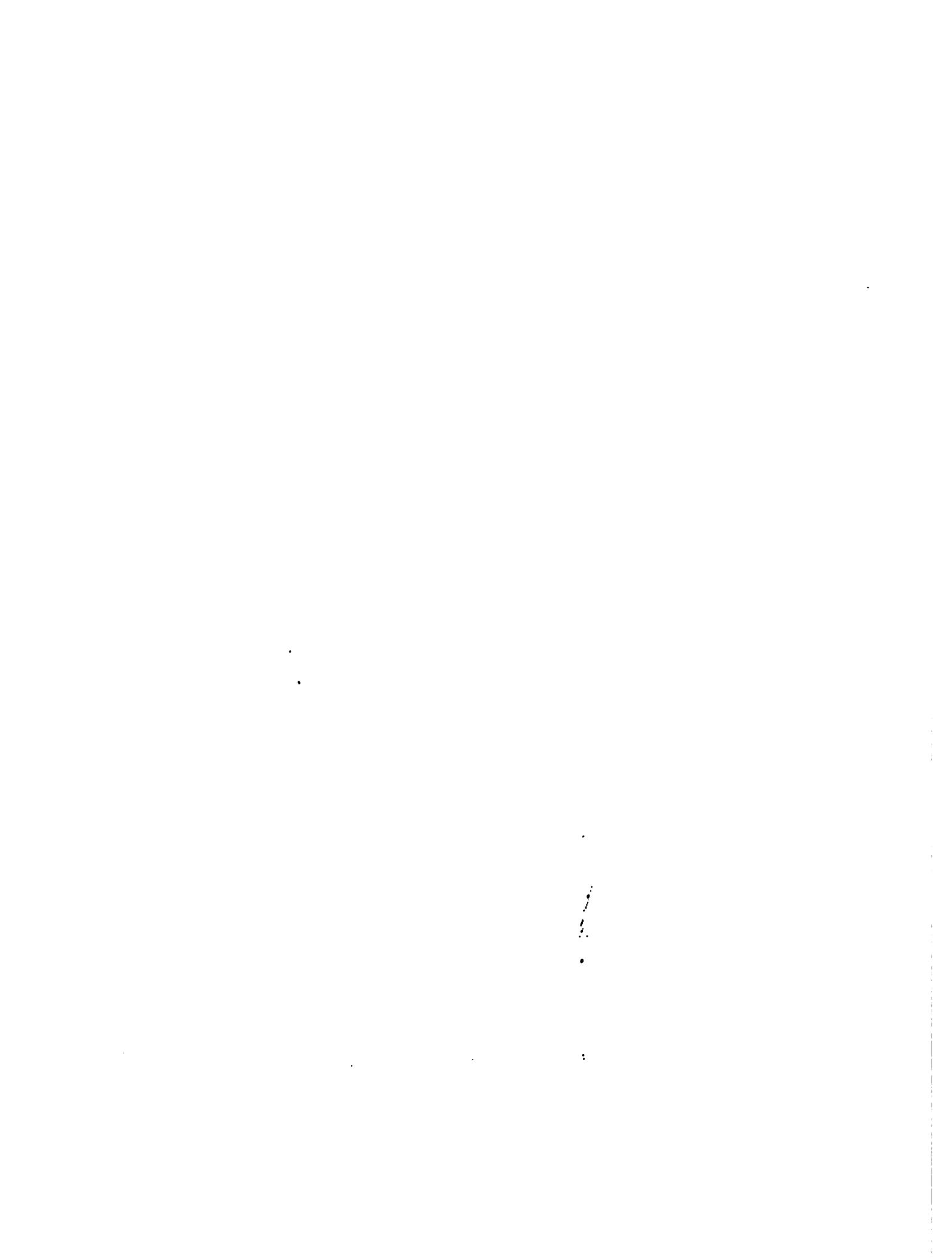


Fig. IV.2 Schéma d'une charge inclinée excentrée sur une fondation superficielle.



4.4. Fondation par Semelle

On appelle **semelle de repartition**, une fondation très large par rapport à la base du mur ou du pilier qu'elle supporte. C'est le système à adopter lorsque la surface totale des semelles ne doit pas excéder la moitié de la surface de la construction; ceci correspond à une résistance du terrain de 1 à 2 kg/cm² pour les petits bâtiments, mais de 5 à 6 kg/cm² pour les constructions modernes qui comportent un grand nombre d'étages. Il faut évidemment s'assurer que la couche qui sert de support mais aussi le terrain sous-jacent pourront supporter cette charge sans déformation notable dans le temps. Sur un remblai incomplètement assis par exemple, même si un essai donne une résistance superficielle de cet ordre on risque toujours d'avoir des tassements profonds et inégaux, ce qui nécessite des précautions spéciales. En effet les essais superficiels in situ n'intéressent qu'une petite surface et n'influencent pas les couches profondes comme le fera la fondation.

La semelle étant par définition très large, il n'est pas possible de lui donner une épaisseur trop importante. Il en résulterait une surcharge inutile du terrain d'assise et le prix de revient serait majoré.

On a donc recours à une semelle plus mince présentant une certaine flexibilité. Les premiers ouvrages de ce genre furent réalisés par des platelages de bois durs (grils en place). Plus récemment, on utilisait des embases métalliques constituées de poutrelles en I noyées ensuite dans du béton pour les protéger de la corrosion. L'ensemble était posé sur une semelle de repartition en gros béton.

On n'utilise maintenant pratiquement plus que la semelle en



l'éton armé; elle est d'autant plus répandue que même sur un terrain résistant elle est indispensable lorsque les points d'appui sont très chargés.

En général la semelle subit du fait de sa faible épaisseur une certaine flexion sous la charge. Son armature doit donc jouer un triple rôle:

- Résister à la flexion;
- Résister à l'effort tranchant dû à l'existence d'une charge quasi ponctuelle sur la face supérieure;
- Assurer éventuellement le chaînage longitudinal.

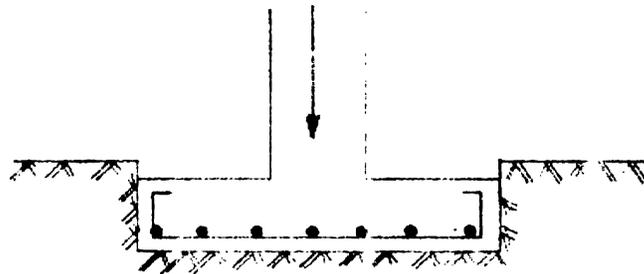


Fig. IV.3 Schéma d'une semelle continue

4.4.1 Semelle Continue sous Mur

La forme la plus usitée, si la largeur n'exécède pas 1.00 m est la semelle de hauteur constante. L'armature est constituée d'aciers filant à la partie basse, les armatures transversales principales se trouvent placées en dessous où elles travaillent dans de meilleures conditions.

Pour les largeurs supérieures, il est économique de se rapprocher d'un profil d'égale résistance à la flexion, d'une hauteur décroissante vers les extrémités. On se contente en général de deux pans coupés, mais la hauteur minimale à l'extrémité est dans tous les cas de 0.10 à 0.15 m (Fig. IV-4)

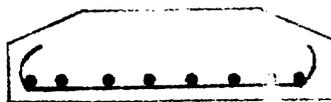


Fig. IV.4 Schéma d'un profil de semelle d'égale résistance à la flexion.

S'il s'agit d'un ouvrage ayant une faible rigidité propre, par exemple une ossature en béton, la semelle doit contribuer à la rigidité de l'ensemble pour le cas où se produiraient de légers tassements différentiels. Il faut donc la concevoir comme une véritable poutre de liaison portant sur une certaine longueur. Le centre de la semelle comporte dans ce cas une surépaisseur fortement armée, qui doit être calculée comme une poutre longitudinale, alors que la semelle proprement dite travaille en flexion dans une section transversale (Fig. IV-5)

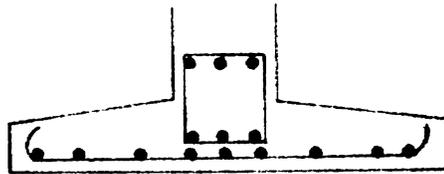


Fig. IV.5 Schéma d'une semelle qui contribue à la rigidité de la structure.

11

.

→

- Plus fréquemment on dissocie la fonction rigidité en établissant des semelles isolées sous les points d'appuis reliées par une simple poutre de rigidité qui ne porte pas sur le terrain en service normal (Fig. IV-6)

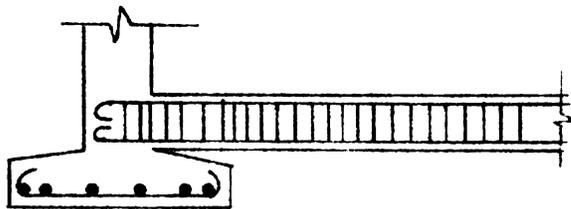


Fig. IV.6 Semelle lié à une poutre de rigidité

- On peut même être amené à augmenter la rigidité horizontale du bâtiment en construisant dans les angles principaux des goussets horizontaux pour constituer de véritables cadres très rigides. C'est le cas par exemple lorsqu'on redoute de légers mouvements horizontaux du terrain (Fig. IV-7).

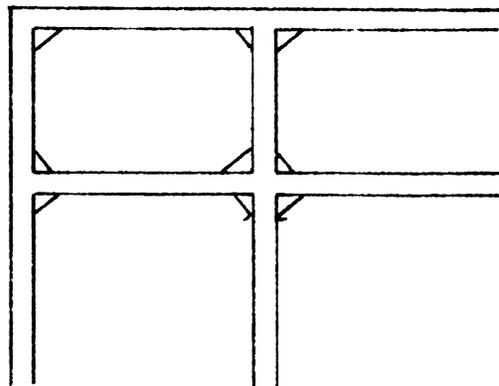


Fig. IV.7 Schéma de l'emploi de goussets pour augmenter la rigidité horizontale.

4.4.2 Semelle Isolée sous Pilier

Dans le cas de petites surfaces, la dalle carrée ou rectangulaire d'épaisseur constante suffit. Toutefois, les piliers sont souvent soumis à des charges importantes et la forme la plus utilisée est celle de la semelle d'épaisseur décroissante du centre vers le bord. Deux armatures principales placées en croix et disposées à la partie inférieure de la semelle, doivent résister à l'effort total de flexion (Fig. IV-5).

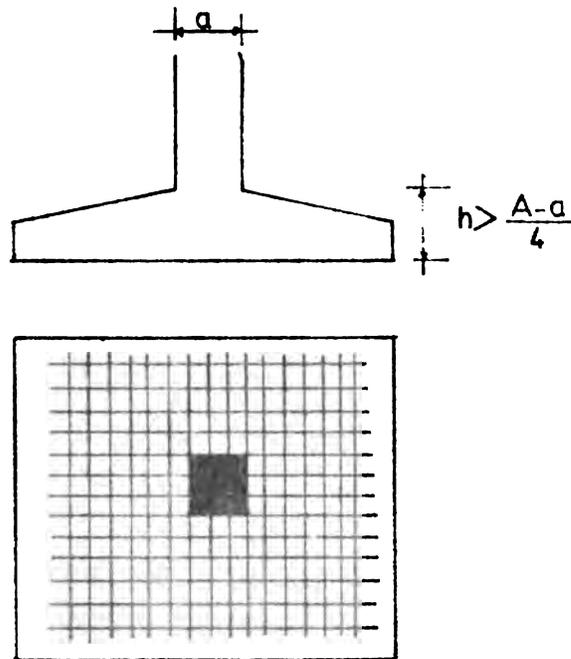


Fig. IV.8 Schéma des armatures et de la semelle sous pilier

4.4.2.1 Semelle de liaison

Lorsque deux points d'appui sont voisins, il est souvent préférable de prévoir une liaison rigide entre leurs fondations. Cela permet d'augmenter la rigidité de la structure et de limiter les tassements différentiels.

Pour deux poteaux voisins on établit en général une semelle commune trapézoïdale. La forme et la position de celle-là doit satisfaire à deux conditions:

- a) $S = \frac{P_1 + P_2}{R}$ où R est la résistance admissible sur le sol.
- b) La résultante des charges P_1 et P_2 doit passer aussi près que possible du centre de gravité du trapèze. En effet dans le cas contraire la charge sur le sol ne pourrait rester uniforme.

On se fixe en général la hauteur du trapèze d'après l'emplacement des poteaux; la première condition donne sa surface et la position du centre de gravité permet de calculer les deux bases.

La partie supérieure de la semelle doit en outre être éventuellement conçue et calculée comme poutre de liaison entre les poteaux (Fig. IV-9).

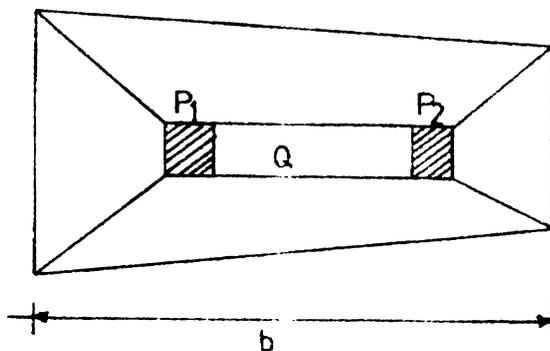
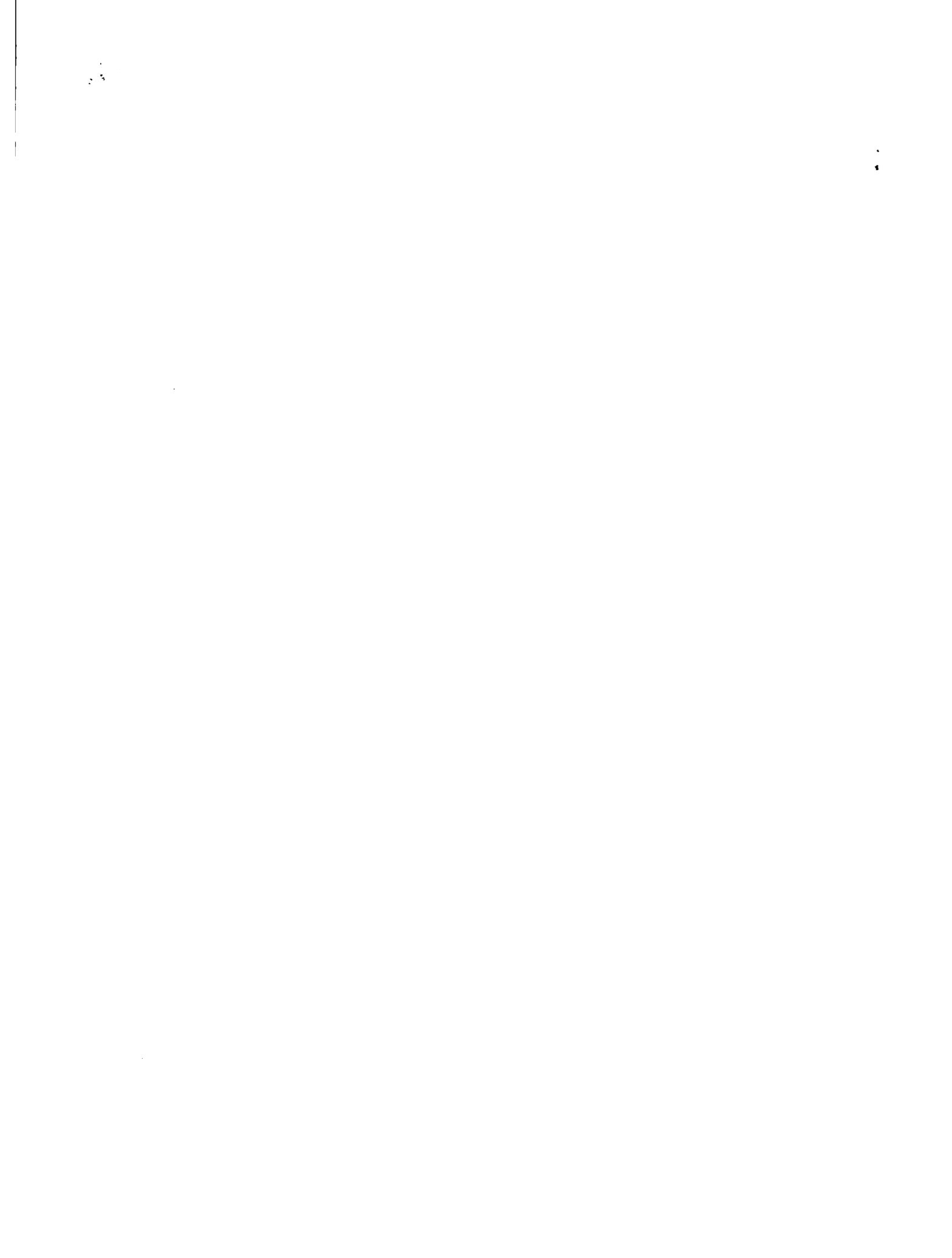


Fig. IV.9 Schéma d'une semelle de liaison.



4.4.2.2 Semelle Excentrée

Il arrive fréquemment dans les villes que l'on soit obligé de construire un bâtiment lourdement chargé sans avoir la possibilité de s'établir sur un mur mitoyen. La semelle qu'il s'agisse d'un poteau ou d'un mur n'est donc pas symétrique par rapport au point d'application des charges.

Il en résulte que celui-ci ne peut coïncider avec le centre de gravité de la semelle, donc la charge transmise au sol ne peut être uniforme.

D'une façon générale, on voit donc qu'il faut augmenter largement la dimension d'une semelle sous poteau parallèlement au mur, car le terrain travaille ici uniformément. Par contre dans le sens perpendiculaire il est inutile d'élargir par trop la semelle puisque la pression sur le sol est de plus en plus faible et s'annule lorsque le point d'application des forces est à $1/6$ du centre de gravité. La charge sur un mur est donc limitée sans qu'une extension de la semelle permette de l'augmenter (Fig. IV-10).

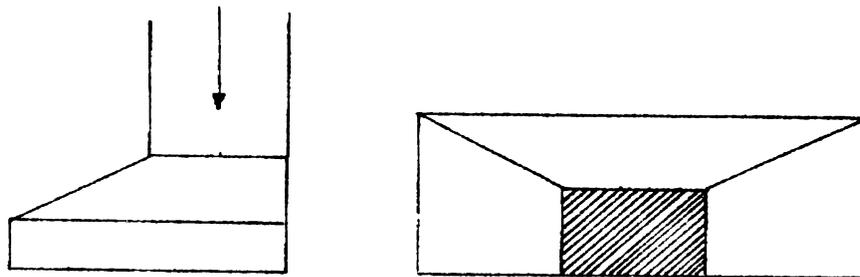


Fig. IV.10 Schéma d'une semelle excentrée

11

Il n'en est plus de même lorsque la résultante des forces n'est pas centrée sur le poteau, par exemple si celui-ci est soumis à la flexion composée. On s'arrange au contraire ici pour que cette résultante passe par le centre de gravité de la semelle, ce qui permet de faire travailler le sol uniformément (Fig. IV-11).

On peut utiliser une solution analogue pour un bâtiment sur semelle excentrée en lui donnant une très forte rigidité. Si la structure s'y prête, il faut prévoir entre les semelles, en vis-à-vis des poutres de réparation très rigides, de sorte que chaque travée puisse être considérée comme un portique indéformable. On peut alors considérer les deux semelles associées comme une seule fondation sur laquelle s'applique la charge totale, qui doit passer par le centre de gravité de l'ensemble.

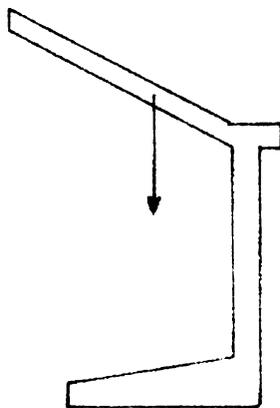


Fig. IV.11 Schéma qui montre l'arrangement pour que la résultante passe par le centre de gravité de la semelle.

12

La pression sur le sol est dans ce cas uniforme si on prend soin d'appliquer une contrainte moyenne égale sous chacune des deux semelles.

On peut également mettre en place un élément de rigidité entre la semelle de rive et une semelle centrale, qui assure le recentrage de la charge sur celui-ci. Le résultat est le même, et on diminue très fortement les efforts de flexion dans la poutre,

4.5. Calcul des Semelles

Le calcul des semelles comporte deux stades bien distincts. Il faut d'abord déterminer les dimensions en plan de la fondation pour que le terrain supporte les charges prévues sans déformations excessives, puis la semelle proprement dite doit être calculée pour résister aux efforts qui lui sont appliqués de part et d'autre. Ce deuxième stade utilise les méthodes de la résistance des matériaux et on vous réfère aux ouvrages spécialisées dans ce domaine.

4.5.1 Détermination de la Surface Portante

Les forces appliquées à la fondation ne doivent pas provoquer la rupture du terrain par poinçonnement, compte tenu d'un coefficient de sécurité que l'on prend en général de l'ordre de 3. Mais il faut vérifier également que les tassements prévisibles sont compatibles avec la rigidité de la structure.

En particulier si le bâtiment repose sur un grand nombre de semelles il faut s'assurer que les tassements différentiels entre celles-ci ne risquent pas d'entraîner des désordres.

La surface **portante** de la fondation est définie par la formule générale:

$$S = \frac{P}{q}$$

- P : représente la charge transmise à la fondation par la superstructure
- q : représente la contrainte admissible du sol support.

4.5.2 Contrainte Admissible des Fondations

Il existe deux méthodes de détermination de la contrainte admissible d'une fondation superficielle.

- 1o) La méthode utilisant les caractéristiques mécaniques ψ et C du sol de fondation, caractéristiques déterminées en laboratoire sur des échantillons non remaniés de sol support prélevé.
- 2o) La méthode utilisant les essais in situ tels: pénétromètre dynamique et statique, pénétromètre, essais de chargement.

4.5.2.1 Méthode Utilisant les paramètres géotechniques

Semelles Filantes

4.5.2.1 Données

- Sol homogène caractérisé par ψ et C
- Vide sanitaire de H = $n_1 \cdot D$
- Largeur de la semelle B
- Encastrement des fondations D.

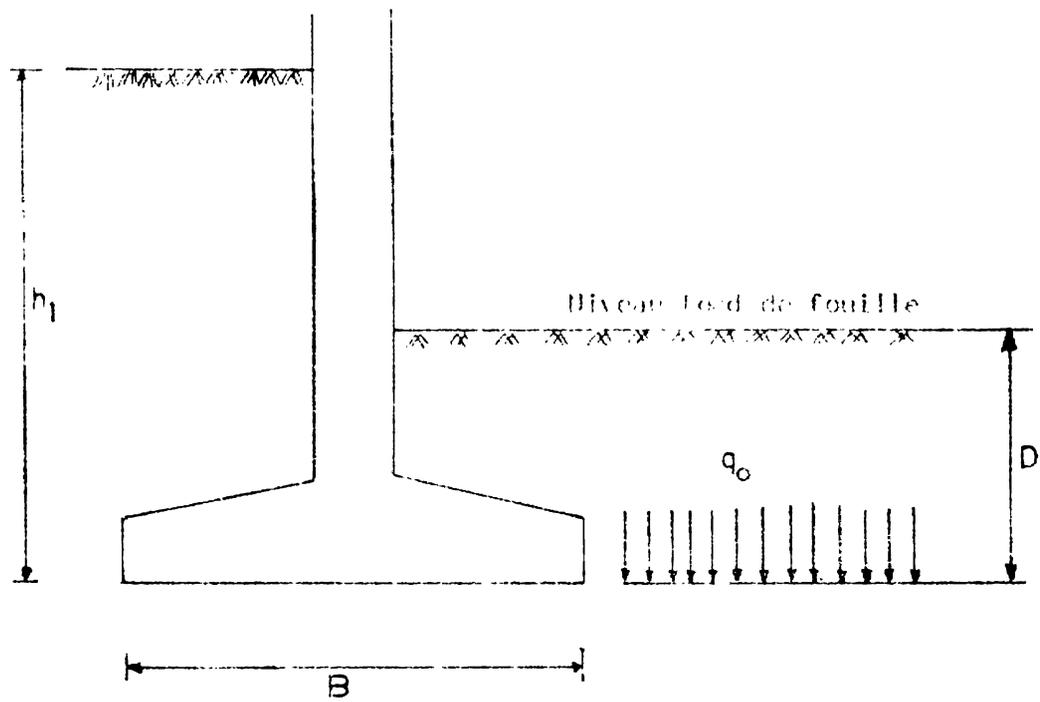


Fig. IV.12 Schéma d'une semelle pour déterminer la contrainte admissible du sol

4.5.2.3.5 Valeurs courantes des contraintes admissibles

- Argile 0,2 à 2 bars
- Terrain non cohérent de compacité moyenne ... 0,5 à 2 bars
- Terrain non cohérent de bonne compacité 2,5 à 5 bars
- Roches peu fissurées, saines, de stratification favorable 5 à 30 bars

4.5.3 Semelles Isolées

4.5.3.1 Données

- Sol homogène caractérisé par ψ et C
- Ancrage des semelles D
- Largeur des semelles B
- Longueur des semelles l avec $\frac{l}{B} < 5$

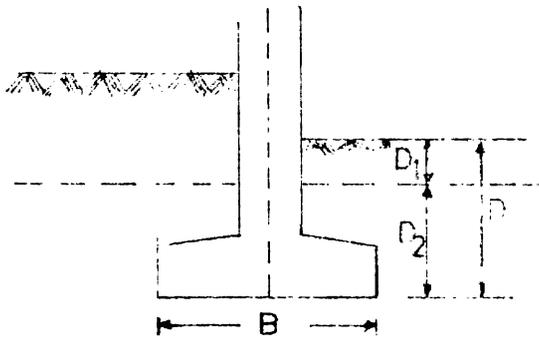
γ_i densité du milieu

γ_i = densité humide sans nappe

$\gamma_i = \gamma'$ avec nappe.

..

.



4.5.2.3.3 Sols très compressibles

Prendre pour les calculs ψ'_1 et C'_1 valeurs réduites de ψ et C telles que :

$$\text{tg } \psi'_1 = 2/3 \text{ tg } \psi_0$$

$$C'_1 = 2/3 C_0$$

4.5.2.3.4 Cas particulier des sols purement cohérents $\psi = 0$

$$q_0 = \frac{5,14 \times C_0}{3}$$

$$\bar{q} = q_0 + \frac{5,14 \times C_0}{3} \quad (2 \text{ bis})$$

4.5.2.3 Applications

4.5.2.3.1 Milieu à frottement

- Calculer la force portante à court terme

avec γ et C_u pour les sols cohérents
et γ' et C' pour les sols pulvérulents.

- Calculer la force portante à long terme

avec γ' et C' pour les sols cohérents
(ce calcul est en général favorable)

pour les sols pulvérulents, le calcul est le même à court terme.

4.5.2.3.2 Sols baignés par une nappe

- Nappe au niveau inférieur de la semelle

$$q_0 = \gamma \cdot D_f$$

γ = Densité humide du sol au-dessus de la fondation.

γ_i dans le terme $1/2 \gamma_i B \gamma$ est pris d'augé

C'est à dire $\gamma_i = \gamma'$ soit: $\gamma_{hs} = 1$
ou $\gamma_d (-1/\gamma_s)$

- Nappe au-dessus de la fondation

$$q_0 = \gamma (D - D_f) + \gamma' D_f$$

γ_i dans ce cas = densité γ'

4.5.2.2 Formule Générale

- Contrainte de rupture:

$$q_r = 1/2 \gamma^B N_\gamma + q_0 N_q + C N_c$$

- Contrainte admissible

$$\bar{q} = q_0 + 1/3 \left[1/2 \gamma^B N_\gamma + q_0(N_q - 1) + C N_c \right] \quad (1)$$

- Contrainte admissible (2e expression)

$$\bar{q} = q_0 + q$$

\bar{q} = Surpression admissible (?)

q = étant égalé au 2e terme de l'expression (1)

- Formules dans lesquelles:

B = Largeur de la fondation

$q_0 = \sum \gamma_i h_i$ (pression des terres au niveau de la fondation)

C = Cohésion du milieu

N_γ, N_q, N_c = Facteurs de capacité portante dépendant de ψ

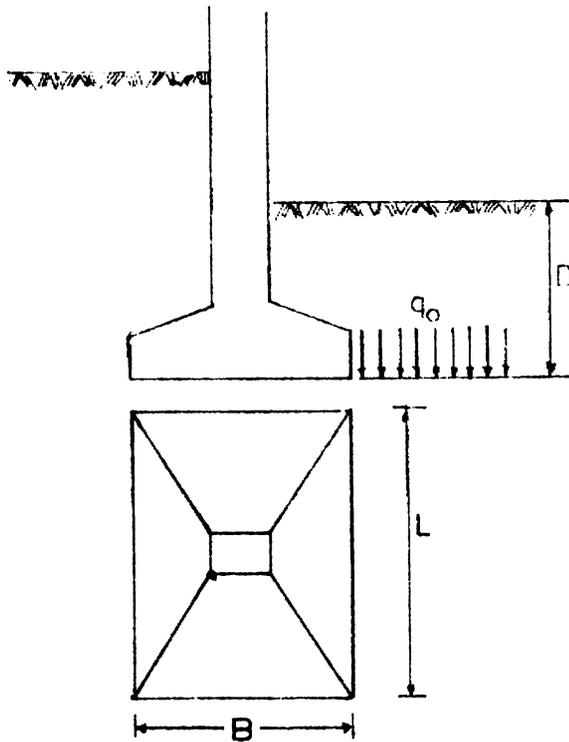
γ_i = Densité apparente humide du milieu sous la fondation sans nappe.

γ'_i = γ' densité déjaugée en cas de présence d'une nappe.

4. 11

,

.



4.5.3.2 Formule Générale

$$q_r = \left(1 - 0,3 \frac{B}{L}\right) \gamma_i \frac{B}{2} N_\gamma + q_0 - Nq - \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) C \cdot N_c$$

\bar{q} = q_0 + surpression admissible ; soit:

$$\bar{q} = q_0 + 1/3 \left[\left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \gamma_i \frac{B}{2} N_\gamma + q_0(Nq - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) C \cdot N_c \right] \quad (3)$$

avec:

B = Largeur de la fondation

L = Longueur de la fondation

C = Cohésion du milieu

γ_i = Densité humide ou déjaugé du milieu

N_γ, Nq, N_c facteurs de capacité portante fonction de φ

$q_0 = \sum \gamma_i h_i$ (pression des terres au niveau de la semelle)

4.5.3.3 Cas particuliers

4.5.3.3.1 Semelles carrées $B = L$

4.5.3.3.2 Semelles circulaires $\frac{B}{L} = 1$ avec $B = 2 R$

$$q_r = 0,3 \gamma_i R \cdot \Pi \gamma - q_0 H q + 1,2 C \cdot H c$$

$$\overline{q} = q_0 + 1/3 \left[0,5 \gamma_i R \cdot \Pi \gamma + q_0 H q + 1,2 C \cdot H c \right] \quad (3 \text{ bis})$$

avec R rayon de la semelle
les autres paramètres : sans changement

4.5.3.3.3 Sols purement cohérents ($\Psi = 0$)

Pour les semelles rectangulaires:

$$\overline{q} = q_0 + \left(1 - 0,2 \frac{B}{L} \right) C \cdot H c$$

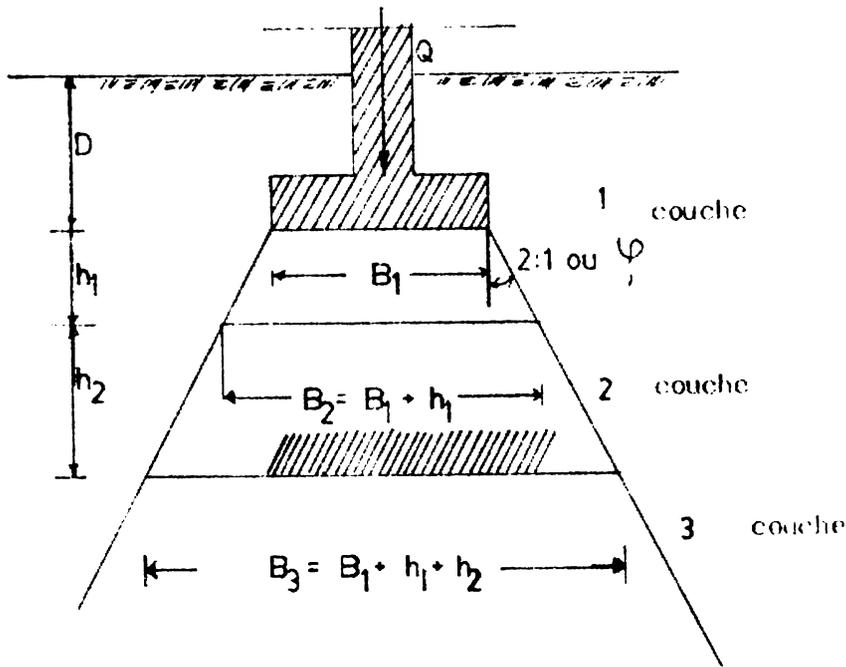
Pour les semelles circulaires:

$$\overline{q} = q_0 + 6,2 C$$

Cette formule simplifiée est applicable aux semelles carrées et aux semelles circulaires.

4.5.4 Sol de Fondation Multi-couche

4.5.4.1 Cas général: Méthode de la semelle fictive



Données

- $h_1 < 2B$
(dans le cas contraire, on revient au cas général)
- Largeur de la semelle : B_1
ancrage de la semelle : D_1
- Les contraintes s'épanouissent en profondeur suivant l'angle φ ou une pente de 2/1.
- Q charge nominale appliquée à la semelle.



Application de la méthode

1- On détermine par les formules générales (1 ou 3) les pressions admissibles au niveau:

- de la couche (1)
- de la couche (2)
- de la couche (3)

en retenant successivement:

- La largeur B_1 et l'encastrement D_1
- La largeur B_2 et l'encastrement $D_1 + h_1$
- La largeur B_3 et l'encastrement $D_1 + h_1 + h_2$

2- Par dimensionnement de la semelle en fonction du premier calcul, on détermine la contrainte effective:

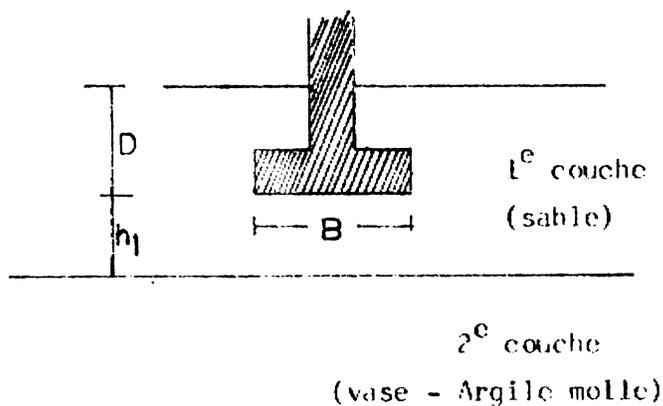
- dans la couche (1)
- au niveau de la 2^e et de la 3^e couche.

Valeurs que l'on compare aux pressions admissibles calculées en 1 (pressions effectives \leq pressions admissibles)

4.5.4.2 Cas particulier du bicouche (Méthode de Terzaghi)

Données

Soit un bicouche constitué par une couche superficielle de bonnes caractéristiques, mais de faible épaisseur, reposant sur une couche épaisse, mais de très faibles caractéristiques.



Méthode: 3 cas sont étudiés

1er cas: $0 \leq h_1/B \leq 1,5$

$$q_{\max} = C_u \times N_c^*$$

avec C_u = cohésion non consolidée, non drainée de la couche d'argile

N_c^* Voir graphique (a)

11

12

2è cas : $1,5 < h/B < 3,5$

$$q_{\max} = 0,5 B \cdot \gamma \cdot H \cdot \gamma - Cu \cdot N^* c$$

$H \cdot \gamma$: fonction de h/B , voir graphique (b)

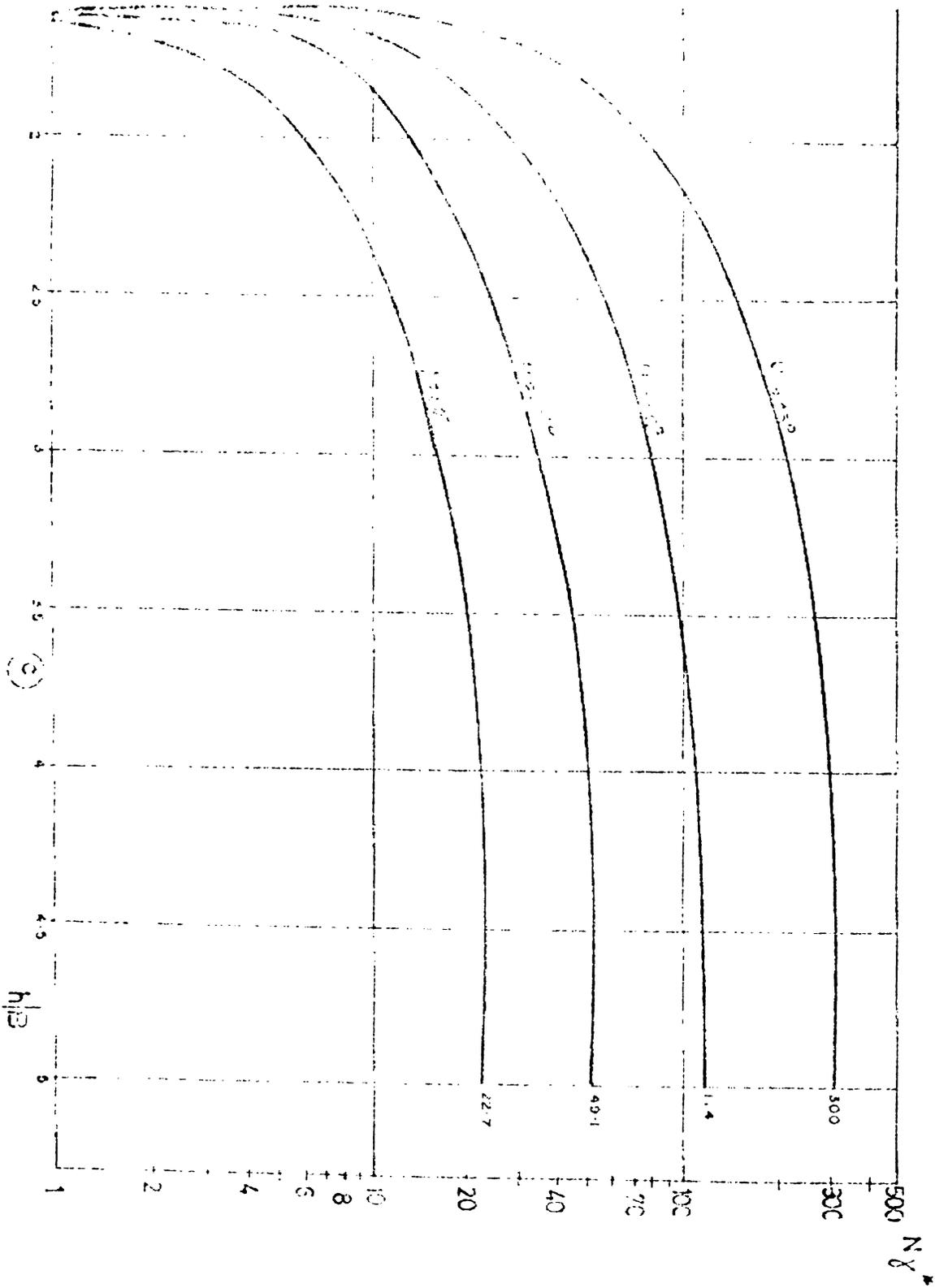
γ : voir graphique (c)

3è cas : $H/B > 3,5$

$$q_{\max} = 0,5 B \cdot \gamma \cdot H^* \cdot \gamma$$

$H^* \cdot \gamma$: voir graphique (c)

FIG. 14.14. Temperature profile for radial flow



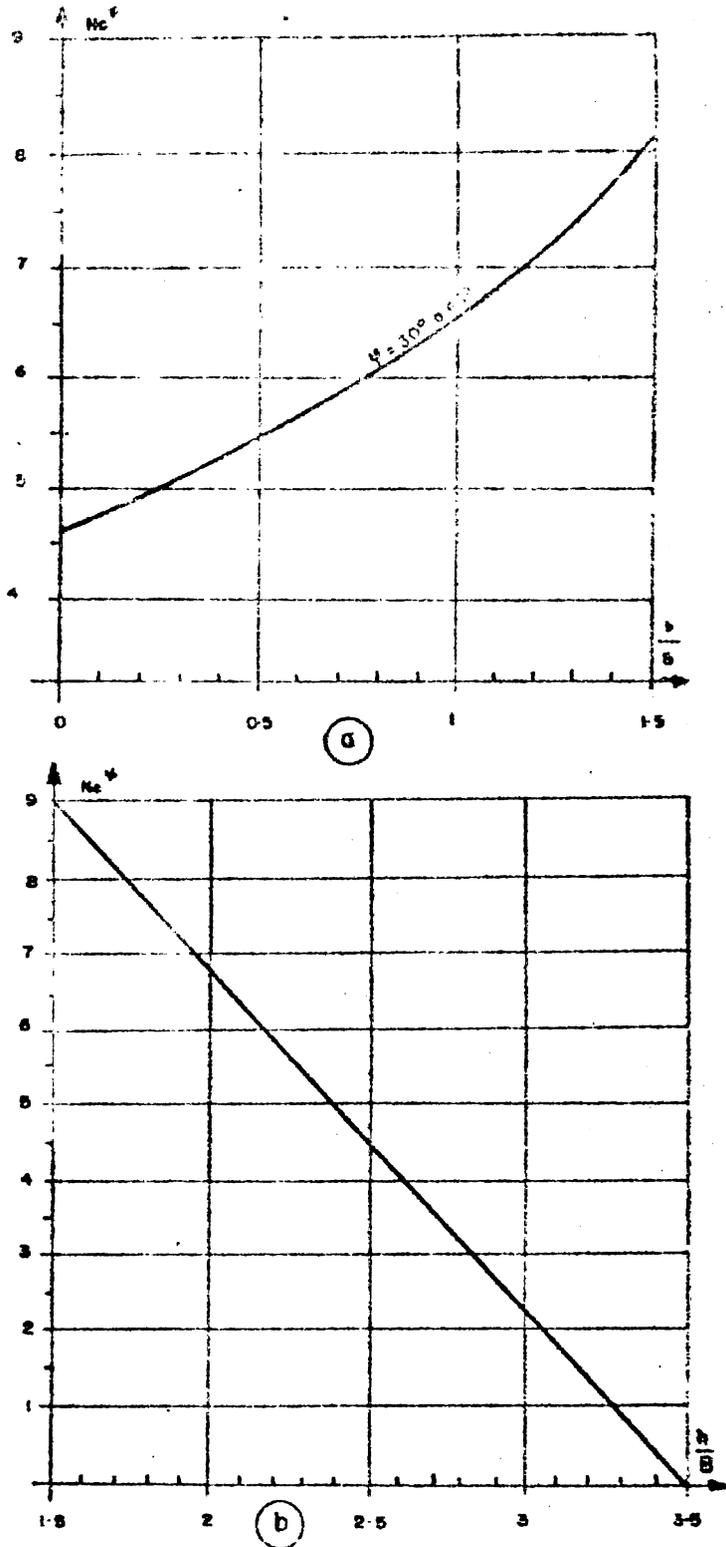
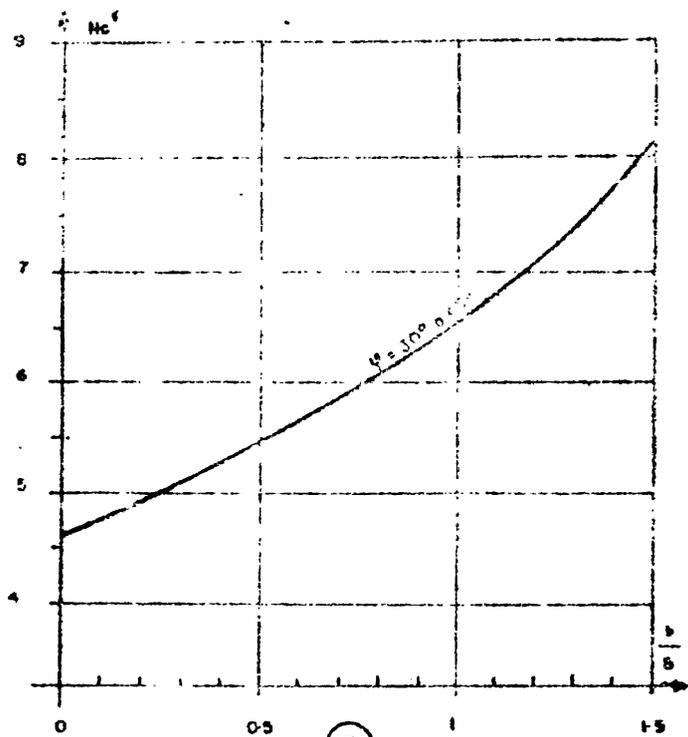
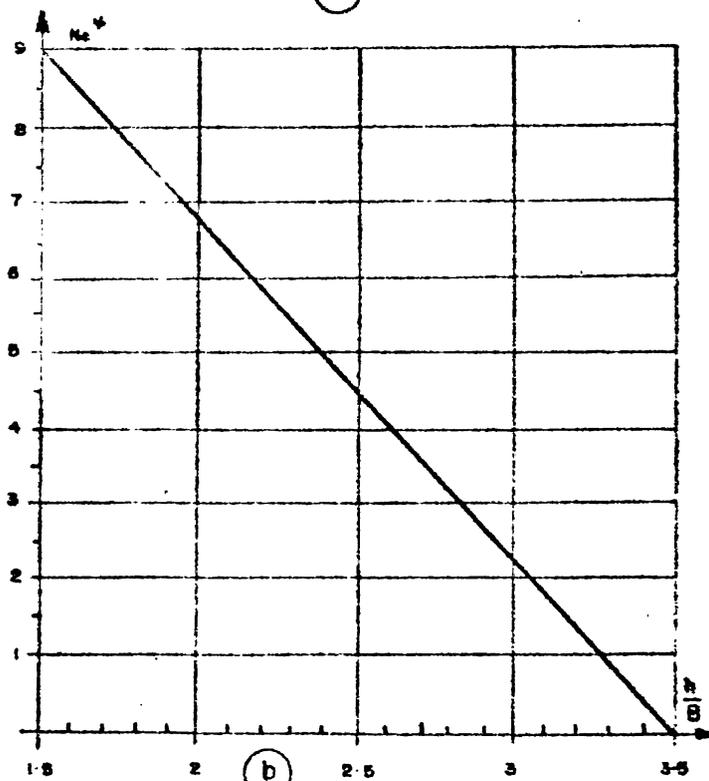


Fig. IV.13 Nomogramme pour le calcul de Ne



(a)



(b)

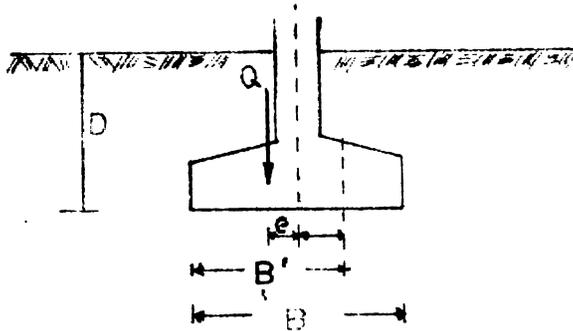
Fig. IV.13 Homogramme pour le calcul de H_c

4.5.5 Charges verticales Excentrées

4.5.5.1 Données

- . Semelle de largeur B
- . Ancrage de la semelle D
- . Charge excentrée Q
- . Excentrement $= e$
- . Sol homogène caractérisé par:

$$\psi - e - \gamma$$



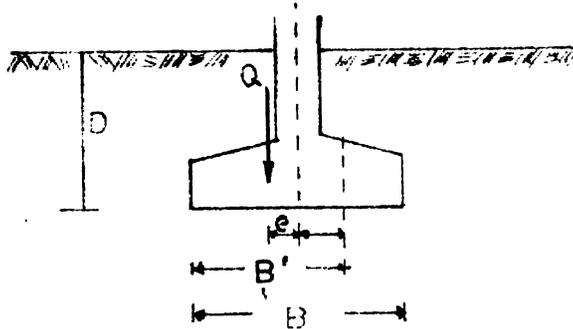


4.5.5 Charges verticales Excentrées

4.5.5.1 Données

- Semelle de largeur B
- Ancrage de la semelle D
- Charge excentrée Q
- Excentrement $= e$
- Sol homogène caractérisé par:

$$\psi - c - \gamma$$



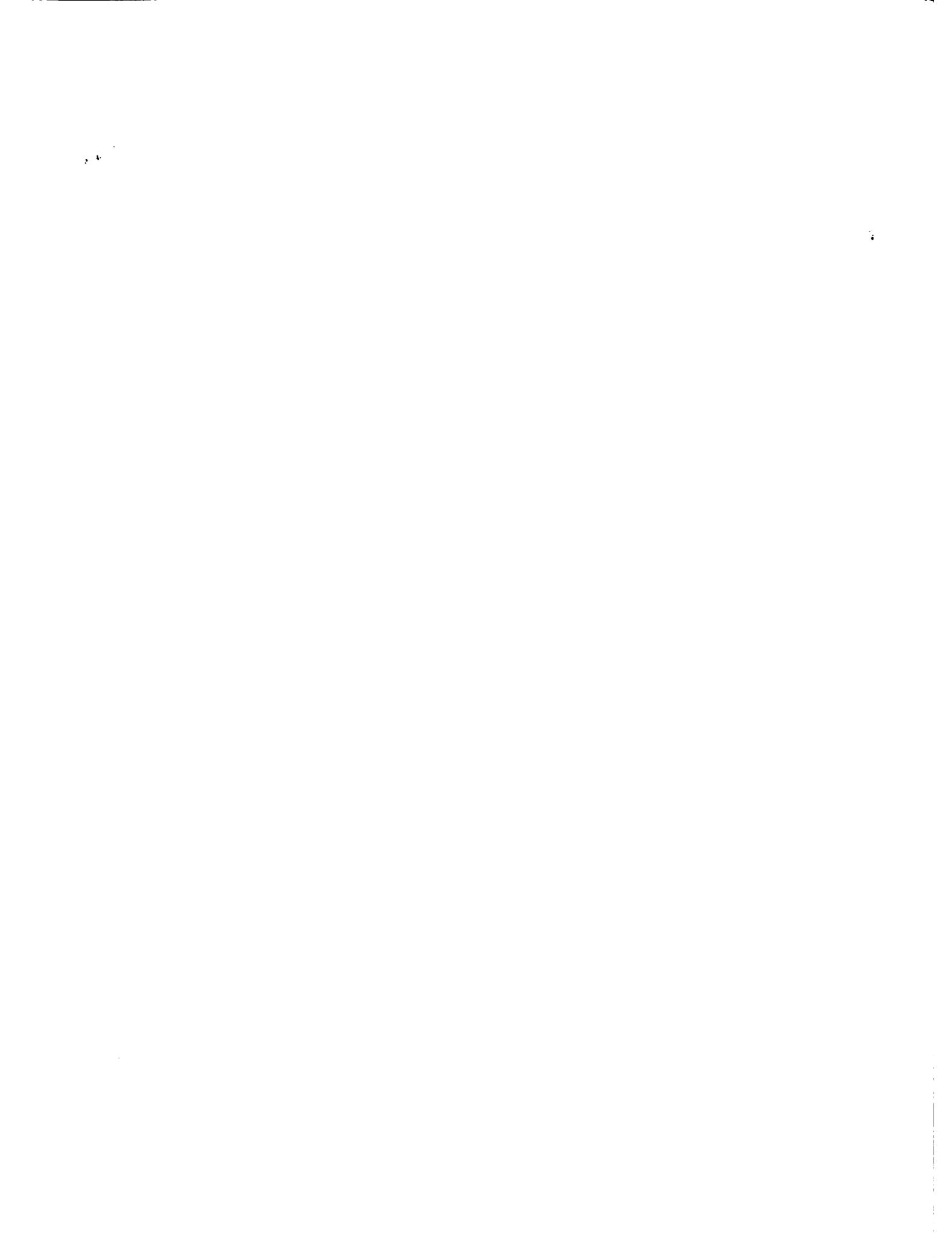
4.5.5.2 Méthode du D.T.U. 13-1 (document technique unifié français)

1o) On calcule une largeur de semelle réduite telle que:

$$B' = B - 2 e$$

2o) On applique les formules classiques (1 et 3) en supposant que la charge Q est centrée sur une semelle de largeur fictive B' .

3o) Tous les autres coefficients des formules précédentes restent valables.



4.5.6 Charges Excentrées et Inclinées

Meyerhof a généralisé la formule de Terzaghi à des fondations de forme rectangulaire quelconque soumis à des charges quelconques ayant une inclinaison quelconque.

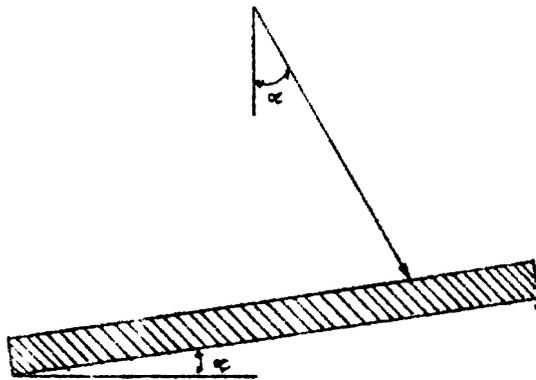


Fig. IV.15 Schéma d'une charge excentrée et inclinée.

4.5.6.1 La formule la plus générale donnant la composante verticale de la capacité portante d'une fondation rectangulaire soumise à une charge inclinée excentrée à la forme:

$$q_{rup} = \frac{1}{2} \gamma B' S \gamma d \gamma i \gamma N \gamma + S q d q i q D N q + S c d c i c C N c$$

où:

q_{rup} = Contrainte verticale de rupture

b = Largeur de la fondation

e = Excentricité de la charge appliquée

= L'angle de la charge appliquée avec la verticale

$$B' = b - 2c$$

L = longueur de la fondation

γ = Poids spécifique du sol

C = Cohésion du sol

D = Profondeur de la fondation

N_c, N_q, N_γ = Facteur de force portante

S_c, S_q, S_γ = Coefficient de forme de la fondation dépendant du rapport $\frac{b}{L}$ et de ψ et donné par:

$$S_c = 1 + 0.2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\psi}{2} \right) \times \frac{b}{L}$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\psi}{2} \right) \times \frac{b}{L} \quad (\psi > 10^\circ)$$

$-d_c, d_q, d_\gamma$ sont des coefficients de profondeur dépendant du rapport $\frac{d}{b}$ et de donné par:

$$d_c = 1 + 0.2 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\psi}{2} \right) \times \frac{d}{b}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\psi}{2} \right) \times \frac{d}{b}$$

$-i_c, i_q, i_\gamma$ = sont des coefficients d'inclinaison dépendant de α et de ψ ils sont donnés par:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90} \right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\psi} \right)^2$$

4.5.6.2 Il faut enfin vérifier la condition de non glissement. Il y aurait glissement si l'inclinaison était telle que :

$$\operatorname{tg} \alpha > \frac{c}{q} + \operatorname{tg} \varphi$$

avec :

$$q = \frac{qr}{3} = \text{contrainte admissible}$$

En général, on retient la formule suivante avec un coefficient de sécurité de 1.5

$$\operatorname{tg} \alpha \leq \frac{1}{1.5} \left(\frac{c}{q} + \operatorname{tg} \varphi \right) \quad \text{avec } \alpha \leq 30^\circ$$

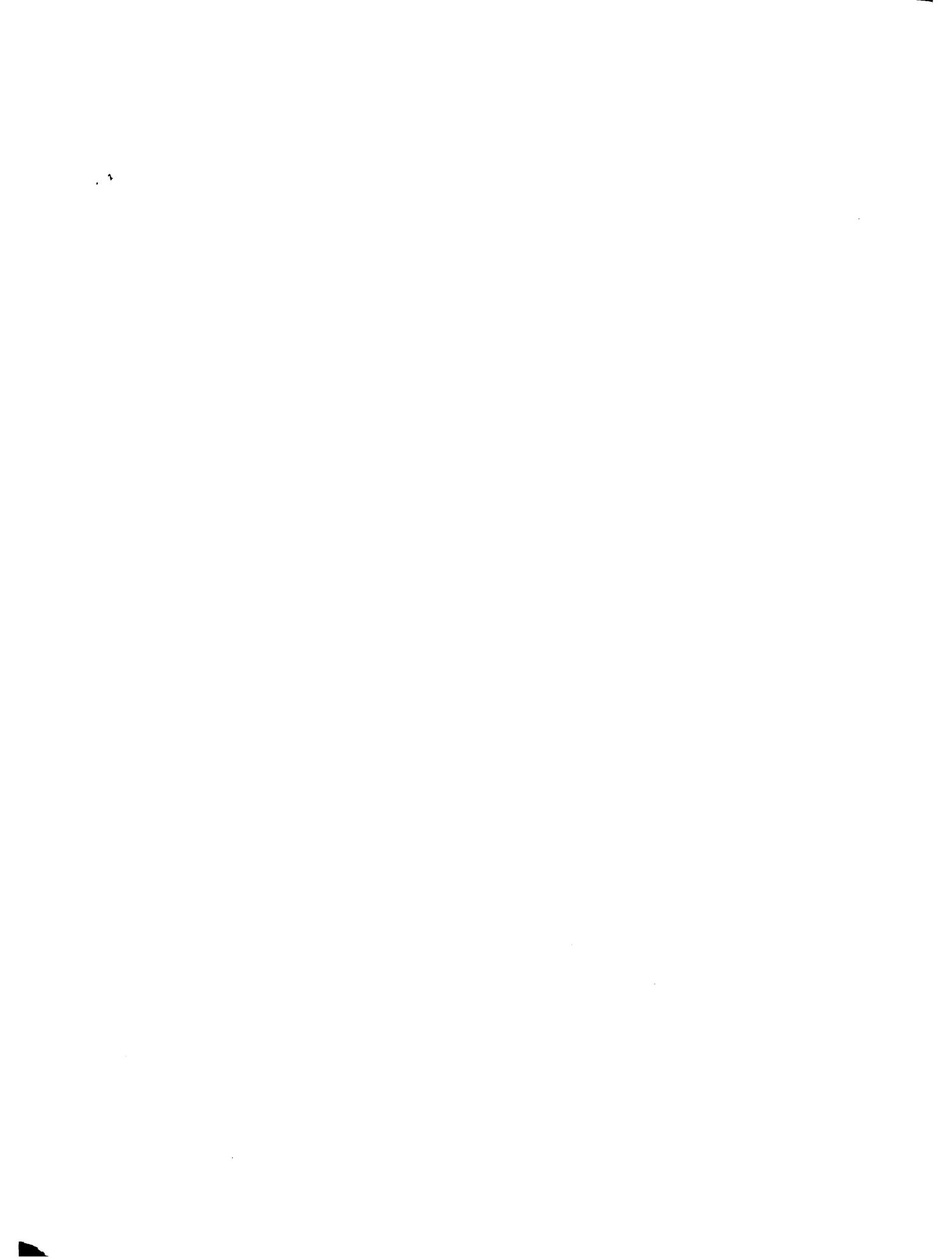
4.6 Méthode utilisant les essais in situ

La détermination de la contrainte admissible des fondations peut aussi se faire de façon semi empirique en utilisant les essais in situ.

Au Laboratoire National d'Haiti l'on dispose de deux (2) appareils permettant de réaliser des tests de fondation in situ. Ce sont :

- Le pénétromètre dynamique lourd de type Borro
- Le pressiomètre Ménard.

4.6.1 Le premier, très simple, consiste à faire pénétrer par battage dans le sol une tige d'acier. On note alors le nombre de coup correspondant à un enfoncement de 0.25 m, puis on trace sur un graphique la courbe nombre de coup-enfoncement. La courbe obtenue est appelée courbe de battage ou diagramme pénétrométrique.



On conçoit bien que le nombre de coup est important pour un enfoncement de 0.25 m, plus le sol est résistant. De sorte que la contrainte admissible peut être trouvée directement à partir de la courbe par la formule empirique:

$$q = \frac{Rd}{20}$$

Rd : Etant la résistance dynamique moyenne du sol support correspondant au nombre de coup enregistré.

On passe du nombre de coup à la résistance par la formule des Hollandais qui est basée sur la théorie énergétique du choc des corps.

4.6.2

Le second essai beaucoup plus complexe consiste à faire pénétrer une sonde en caoutchouc dans le sol et à le gonfler. Ce qui a pour effet de provoquer la rupture du sol par cisaillement.

On enregistre à chaque stade la pression de gonflage et la déformation correspondante de la sonde qui est aussi celle du terrain, et on trace une courbe contrainte de déformation permettant de déduire les caractéristiques du sol telle : son module de rigidité E , sa pression limite d'expansion p_1 et la pression initiale des terres au repos p_0 (horizontal).

A partir de ces paramètres on détermine la contrainte de rupture et la contrainte admissible par les formules:

$$q_r = K(p_1 - p_0) \quad \text{et}$$

$$q = \frac{K(p_1 - p_0)}{3}$$

avec:

K = Coefficient empirique donné par Ménard et fonction de la nature du sol

p_l = Pression limite de l'essai

p_0 = Pression correspondant à l'état initial des terres.

4.7

Détermination de l'épaisseur et de l'armature de la semelle

Comme nous l'avons dit précédemment cette 2ème phase du calcul des semelles utilise plutôt les méthodes de la résistance des matériaux (calcul de Béton Armé) et on peut se référer au manuel spécialisé traitant de la question. Cependant il convient de faire ici les remarques importantes suivantes.

Ayant déterminé la surface de la semelle et sa forme en plan, il est nécessaire de calculer son épaisseur et son armature pour qu'elle puisse transmettre les efforts du mur ou du pilier au terrain.

Le calcul de la semelle nécessite de connaître la répartition des efforts appliqués de part et d'autre. Les charges sont connues et en général appliquées au centre. On a admis longtemps que la répartition des réactions du sol était uniforme. Des travaux plus récents ont apporté des précisions sur ce point et permis d'améliorer les méthodes de calcul.

Si les semelles du fait de leur faible largeur peuvent être considérées comme des plaques rigides, la répartition des contraintes dans le sol sur lequel elles reposent se fait conformément aux figures ci-contre, suivant que le terrain est pulvérulent ou cohérent.

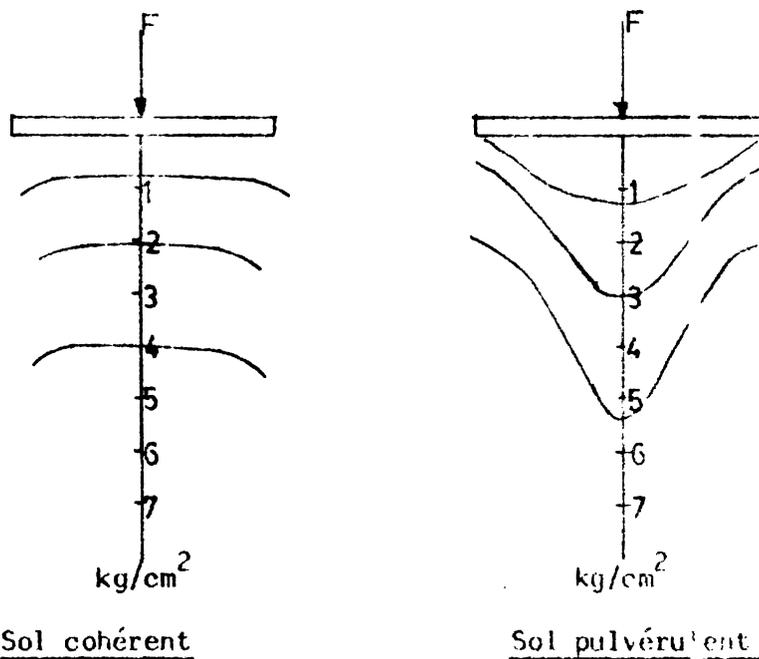


Fig. IV.16 Schéma de répartition des contraintes dans les sols.

Dans le 1er cas, les réactions sont plus fortes au centre, et leur répartition diffère peu de celle des charges qu'elles équilibrent. Le moment de flexion est donc faible lorsque la semelle repose sur un terrain sableux.

Dans le 2e cas par contre, les réactions sont plus fortes sur les bords de la semelle et le moment est donc important. L'armature devra être renforcée en conséquence en terrain argileux.

Si les dimensions de la semelle sont telles qu'on ne puisse plus la considérer comme une plaque rigide, les phénomènes sont différents. C'est le cas des radiers.

Pour les charges faible ou moyenne en particulier pour les semelles sous murs, la semelle est en général mince.



FONDATEIONS PROFONDES

5.1 Introduction

Lorsque le bon sol se trouve à plus de quelques mètres de profondeur, il ne saurait être question de descendre toute la fondation à ce niveau. Ce procédé nécessiterait un étaieiment important et une exécution onéreuse et difficile. Le principe adopté est alors de reporter la charge sur le sol résistant en des points d'appui séparés, par l'intermédiaire de supports de grande longueur. Ceux-ci peuvent être plus ou moins espacés suivant que leur section est importante (puits) ou réduite (pieux).

La force portante de ces supports a, de reste deux origines: d'une part, la résistance à l'enfoncement sous la pointe, d'autre part, le frottement latéral exercé par le terrain sur le pieu. Ceci explique que les pieux puissent être mis en oeuvre même dans le cas où on ne rencontre pas de couche résistante. Il suffit pour cela que la résultante des forces de frottement atteigne une valeur suffisante. Il s'agit alors de pieux flottants.

5.2 Fondation par Puits

Le puits de fondation est un trou cylindrique de section importante (de l'ordre de 1 m^2 au moins) que l'on remplit de maçonnerie ou de béton de façon à transmettre les efforts jusqu'à la couche résistante. Sa base doit être ancrée dans le bon sol afin de lui assurer une stabilité en cas d'effort horizontal exercé par le terrain supérieur.



Les puits sont de plus en plus rarement creusés à la main, car il s'agit d'une opération longue et délicate à cause du boisage. Ils sont en général cylindrique et sont placés sous les points les plus chargés du bâtiment et obligatoirement aux angles. Leur section est calculée pour obtenir sur le sol une sollicitation égale pour chacun d'eux.

Le calcul des puits est en principe simple puisqu'il suffit d'écrire que le quotient de la charge P par la surface d'appui est inférieure à la force portante Q du terrain. Ceci donne pour un puit circulaire de diamètre d :

$$\frac{4P}{\pi d^2} < Q \text{ d'où } d > 2 \sqrt{\frac{P}{Q}}$$

Mais l'évaluation des charges comme celle de la force portante sont souvent complexe. Dans presque tous les cas seule la résistance à l'enfoncement intervient, à l'exclusion de tout frottement latéral, car les procédés de réalisation des puits ne permettent généralement pas d'assurer un bon contact des parois avec le terrain.

Il est recommandé d'effectuer un essai de résistance au fond des puits de façon à vérifier in situ les résultats du calcul et l'homogénéité du terrain entre les différents puits.

5.2.1 Puits Creusés à la Main

Ce procédé semble de plus en plus délaissé au profit des moyens mécaniques. Cependant il est actuellement le seul employé en Haïti parce que l'on ne dispose pas des moyens mécaniques puis-

sant, en usage dans les pays développés.

Les puits sont en général de forme circulaire, d'un diamètre minimal de 1.30 m pour que l'ouvrier puisse s'y mouvoir à l'aise. Le blindage est constitué par des planches maintenues par des cadres horizontaux également en bois.

Le puits est creusé à la pelle et à la pioche avec l'aide éventuelle d'un matériau piqueux si on rencontre une couche plus résistante. On ménage éventuellement à la partie basse un puissard central que l'on approfondit au fur et à mesure de l'avancement du travail et qui sert à épuiser l'eau qui peut s'écouler des parois.

On exécute également des puits carrés ou rectangulaires, surtout en terrain difficile. La section de ces puits est en général plus grande que celle des puits circulaires.

En terrain argileux humide, le blindage doit être surveillé de très près car l'argile a tendance à gonfler et peut provoquer des ruptures de cadres. Il faut aussi s'assurer que l'axe du puits est resté bien vertical avant de commencer le remplissage.

Les puits sont remplis de gros béton, en prenant soin d'utiliser du ciment spécial si on craint l'action des eaux agressives: eau de mer, eau sulfatée, etc... Le béton ne doit pas être lancé de trop haut pour éviter la ségrégation de ses éléments. La surface doit être grattée soigneusement pour la débarrasser des boues qui auraient pu tomber des parois du puits, sinon celles-ci risquent de former des zones de moindre résistance.

5.2.2 Puits Exécutés par des Moyens Mécaniques

- a) Le puits est creusé au moyen d'une benne spéciale dite Hammergrab qui est munie de deux ou trois coquilles articulées. L'appareil est constitué par une masse cylindrique creuse qui contient les mécanismes de commande des coquilles et sert de lest. Il est lâché d'une certaine hauteur coquilles ouvertes et s'enfonce au fond du puits. En tirant sur le câble de suspension, les coquilles emprisonnent la terre dans laquelle elles ont pénétrées et la remontent.

Le diamètre de ces outils varie de 0.60 m à plus de 1 m 50, ce qui correspond à une hauteur de 2.00 - 3.00 cm. Le tableau ci-contre indique les caractéristiques des benne BENOTO.

	Diam. du puits mm	Force de le- vage (Kg)	Poids (Kg)	Capacité Litre
S C O	600 - 660	1 000	800	20
S C D	800 - 880	1 250	1 050	40
S C E	1 000 - 1 200	2 000	2 000	10
S C E	1 100 - 1 200	2 300	2 300	140
S C B	1 400 - 1 540	3 000	3 000	300

- b) Le procédé PERFOSOL met en oeuvre des machines très importantes comprenant comme outil principal une gigantesque vrille ou tarière montée sur une chèvre automatique. La vrille s'enfonce en tournant dans le terrain. Lorsqu'elle est pleine l'ensemble de l'outil est remonté au-dessus du sol et une accélération de rotation permet de chasser toute la terre engagée dans la vrille. Ce procédé de fonçage est très rapide et

il permet de taper le trou pour éviter les éboulements des parois.

5.2.3 Liaison entre les puits

L'ensemble des têtes de puits sont reliés par une poutre longrine en béton fortement armée qui sert en même temps de semelle de répartition et de semelle de liaison. Son importance et sa conception dépendent des cas d'espèces. Dans un terrain très mauvais, le rôle de liaison sera primordial car les puits sont incapables de supporter un effort horizontal notable. Par contre si de fortes surcharges mal localisées sont à craindre, il faudra prévoir une poutre de répartition.

5.3 Fondation par pieux

Un pieu est un puits de faible section, quelques décimètres de diamètre ou de côté en général. Beaucoup de pieux sont aujourd'hui réalisés en béton. Leur diamètre peut atteindre parfois 1.00 m pour un pieu foré et on les classe alors indifféremment dans les pieux ou les puits.

Le pieu peut agir de deux façons différentes : ou bien il reporte simplement les charges sur le bon sol à travers les couches de terrain de faible résistance ou bien si le sol résistant se trouve à une trop grande profondeur, il agit par rottement de sa surface sur le terrain environnant; c'est ce qu'on appelle le pieu flottant. Dans ce dernier cas, la force portante étant limitée, les pieux forment un réseau serré et la résistance du terrain se trouve augmentée par la compression latérale due au battage des pieux surtout dans les terrains sableux.

En fait même dans le premier cas le frottement latéral s'ajoute à la force portante de la couche inférieure, sauf dans le cas de terrain très vaseux, mais il n'apparaît qu'après un début de mouvement vertical. Par contre dans le cas de remblai n'ayant pas terminé son tassement, le pieu est entraîné par le sol qui tasse. Ce phénomène porte le nom de frottement négatif. Lorsqu'on a affaire à ce genre de terrain il faut obligatoirement descendre les pieux jusqu'au bon sol en tenant compte de la majoration de la surcharge pour ne pas s'exposer à des tassements inégaux des fondations.

5.4 Deux méthodes générales peuvent être utilisées pour la réalisation des fondations sur pieux: pieux moulés dans le sol et pieux préparés à l'avance.

Les pieux moulés dans le sol sont exécutés par des méthodes analogues à celles utilisées pour les puits. On creuse dans le sol un trou cylindrique jusqu'à la couche résistante, puis on le remplit de béton avec ou sans armatures. Suivant les procédés utilisés on aura à faire à des pieux moulés dans le sol battu ou foré.

Les pieux préparés à l'avance ou préfabriqués sont enfoncés par battage. Ils sont souvent utilisés dans le cas des pieux flottants car la résistance au battage permet de déterminer la force portante et le battage lui-même améliore en général les caractéristiques du terrain. Ces pieux peuvent être en béton armé et ils peuvent subir des efforts de traction sous l'effet d'une charge excentrée. Ils doivent résister aux efforts dus à la manutention.

La répartition des pieux doit être telle que le barycentre du massif de pieu coïncide avec le centre de gravité des char-

ges à supporter. C'est la condition essentielle pour que les tassements soient réguliers.

5.5 Calcul des fondations sur puits et pieux

Dans le cas des fondations à faible profondeur nous avons vu que leur dimension était déterminée par la charge maximale que le terrain pouvait supporter. Celle-ci peut être calculée soit à partir des propriétés mécaniques du sol de fondation, soit à partir d'essais effectués sur le terrain. En faisant intervenir dans les deux cas un coefficient de sécurité et en prenant soin de charger le terrain partout au même taux, les tassements sont réguliers sous l'ensemble de la construction bien que légèrement plus important au centre d'un bâtiment que sous les quatre angles.

Dans le cas des fondations profondes le problème est plus délicat. Tout d'abord la résistance d'un pieu a en général deux origines: le frottement latéral et la résistance à la pointe. Ces deux facteurs doivent donc en principe être étudiés séparément et il n'est pas toujours facile de les préciser à partir des données de la mécanique des sols, ni de faire des mesures en place au pénétromètre lorsque la profondeur est importante. C'est pourquoi on utilise depuis fort longtemps des formules permettant de déduire la force portante du pieu du diagramme de battage. Ces formules dynamiques sont empiriques, mais d'un emploi très simple dans le cas des pieux battus.

Par ailleurs le pieu ne peut supporter une charge qui risquerait de le rompre. Il est donc nécessaire de déterminer la résistance intrinsèque des pieux. Dans le cas de pieux fichés dans le sable, par exemple la force portante est souvent très élevée et c'est la résistance du pieu lui-même qui limite la charge admissible.

Quelque le pieu travaille en compression, le flambage n'est à considérer que dans le cas de terrains particulièrement inconsistants ou dans l'eau. En effet la résistance latérale du terrain est en général suffisant pour éliminer ce risque. Il suffit de calculer le pieu en compression simple. La charge de 50 à 60 kg/cm² peut être admise pour les pieux en béton armé dosé à 400 kg de ciment CPA 210/325 par mètre cube. Ceci suppose qu'on est certain de l'homogénéité du pieu et qu'il ne s'est pas rompu au cours du remplissage.

On obtient alors une résistance de:

30 tonnes pour une section ayant un diamètre équivalent de 25 cm
 45 tonnes pour une section ayant un diamètre équivalent de 30 cm
 60 tonnes pour une section ayant un diamètre équivalent de 35 cm
 80 tonnes pour une section ayant un diamètre équivalent de 40 cm

Les puits ont une résistance inférieure de l'ordre de 30 à 40 kg/cm². Il reste ensuite à déterminer la force portante de chaque pieu ou de chaque groupe de pieux.

5.6

Méthode de calcul statique

La force portante d'un pieu peut être calculée par des méthodes déduites des théories de mécanique des sols qui ont été développées par MM CAQUOT, KERISEL & TERZAGHI.

La formule donnant la résistance des fondations superficielles et qui comportait trois termes doit être complétée dans le cas général par d'autres termes. On obtient alors:

$$Q = \gamma \cdot \text{IN} \gamma + \gamma \cdot \text{hNg} + C \cdot \text{Nc} + \frac{\gamma \cdot \text{h}^2}{21} \cdot S'_3 + \frac{C' \cdot \text{h}' \cdot S'_5}{1}$$

γ : Etant le poids spécifique du terrain.

h : La profondeur de la surface d'appui de la fondation
(à la pointe du pieu)

J : Le rayon moyen du pieu = $\frac{\text{surface}}{\text{périmètre}}$

ψ : L'angle de frottement interne au-dessus de la pointe

C : La cohésion du terrain au-dessus de la pointe

ψ' : L'angle de frottement interne du terrain au dessous de la
pointe

C' : La cohésion du terrain au dessous de la pointe.

Le premier terme dit de surface à une valeur négligeable

Le second correspond à la résistance à la pointe

Le troisième explicite la contribution de la cohésion du terrain
sous la pointe du pieu

Le quatrième et le cinquième correspondent au frottement latéral
sur le pieu sans ou avec cohésion de ce terrain. Si celui-ci
est formé de plusieurs couches différentes, il faut faire la
somme des termes correspondant à chacune des couches.

$\text{N}\gamma, \text{N}\gamma, \text{N}\gamma =$ Facteur de capacité portante dépendant de l'an-
gle de frottement interne ψ

Tenant compte du fait que le terme de surface est toujours petit la formule peut s'écrire :

$$Q = \gamma h Nq + CHe + \left[\gamma \frac{h^2}{21} S'_3 + \frac{C' h' - S'_5}{1} \right]$$

Les valeurs Nq , He , S'_3 et S'_5 sont données en fonction de l'angle de frottement interne ψ

La résistance de pointe ne se développe du reste qu'après un enfoncement notable dans la couche résistante. Ainsi les valeurs données pour Nq sont des valeurs minimales, qui peuvent être majorées dans de grande proportion, en particulier pour les valeurs élevées de ψ , comme en témoigne le tableau suivant établi par M. CAQUOT.

ψ	20	25	30	35	40
Nq minimale	6.67	11.41	20.37	38.5	78.6
Nq maximale	12.78	26.16	56.25	134.5	355.5

Ce fait provient en particulier de ce que l'angle de frottement est amélioré par la compression qui se produit sous la base du pieu.

Au contraire le frottement latéral dépend essentiellement des actions latérales extérieures qui peuvent être modifiées par des fouilles ou par l'action de l'eau. Quand le terrain peut se déplacer ou se décompresser la valeur de ψ à prendre en compte est plus faible. M. CAQUOT propose de prendre en considération $2/3 \psi$ ce qui conduit à un coefficient S'_3 deux fois plus faible

que les valeurs courantes de ψ . C'est le cas par exemple pour les pieux moulés dans le sol, si leamage du béton n'a pas été suffisant pour le faire pénétrer dans les infractuosités du terrain. Le contact est dans ce cas insuffisant pour qu'on puisse prendre sans correction la valeur de ψ .

Connaissant les valeurs des différentes paramètres, il suffit donc d'appliquer cette formule avec son coefficient de sécurité, en général égal à 3.5 et pouvant monter à 4 ou 5 dans le cas de terrain vaseux par exemple.

5.6.1 Frottement négatif

Nous avons supposé jusqu'ici que le pieu subissait d'une part de haut en bas l'action de son poids propre et des surcharges et, d'autre part, de bas en haut la résistance de pointe et la composante verticale du frottement sur sa paroi.

Mais comme nous l'avons souligné déjà le frottement latéral est conditionné uniquement par des actions extérieures qui peuvent aussi agir en sens inverse c'est-à-dire de haut en bas. C'est le cas en particulier lorsqu'en établit des pieux dans les couches n'ayant pas atteint leur état d'équilibre, ce qui est relativement fréquent. Les couches latérales soutiennent bien le pieu, mais tendent à l'entraîner avec elles dans leur lent mouvement descendant. S'il s'agit de pieux flottants, il faut s'attendre à un tassement progressif impossible à éviter. Sinon le terme portant en compte le frottement latéral doit être soustrait de la résistance de pointe si on veut éviter des désordres ultérieurs.

Les vases ou remblais en cours de consolidation peuvent donner lieu à de tels phénomènes, de même que les sables non tassés qui s'assèchent.

5.6.2 Force portante d'un groupe de pieux

Un pieu n'étant jamais mis en oeuvre isolément, ce problème est très important. On considère qu'on a affaire à un groupe de pieux lorsque leur zone d'action interfère dans le terrain. C'est à dire qu'ils se comportent en fait comme un pieu unique. Dans le cas des pieux flottants la zone d'action de chacun d'eux est un cylindre vertical dont le diamètre dépend de la nature du terrain. En principe il est nécessaire d'avoir un écartement des pieux tel que le périmètre du groupe soit supérieur à la somme des périmètres des pieux pour ne pas risquer d'avoir un entraînement général du terrain, le groupe fonctionnant comme un seul pieu.

Cette condition est satisfaite pour un écartement d'axe en axe supérieur à 3 fois le diamètre des pieux. En pratique on prend 3.5 fois D.

La pression dans le sol due à l'effet de pointe est dans tous les cas augmentée sous une charge donnée. Lorsque les pieux sont groupés, les zones d'action interfèrent. Si la couche résistante est mince, il y a risque de cisaillement. Des études expérimentales ont montré que le tassement d'un groupe de n/pieux chargées uniformément est n fois plus grand que celui d'un seul pieu chargé à $\frac{P}{n}$.

Quoiqu'il en soit la résistance d'un groupe peut toujours être calculée comme celle d'un seul pieu représenté par le prisme enveloppant le groupe, en tenant compte de l'effet de pointe et de la résistance latérale en fonction de frottement et de la cohésion.

5.7 Méthode de Calcul Dynamique

Ces méthodes de calcul ne peuvent s'appliquer que dans le cas des pieux préparés à l'avance. En effet leur principe est de déduire la force portante de l'effort nécessaire à l'enfoncement au moment du refus.

5.7.1 Formule des Hollandais

Cette formule, et celles qui en sont dérivées, s'appliquent aux pieux fichés dans une couche résistante, sables ou graviers par exemple. On l'obtient en écrivant le théorème des quantités de mouvement et celui des forces vives au système formé par le mouton, le pieu et le sol.

La formule s'écrit:

$$Q = \frac{Ph}{Ke} \times \frac{P}{P + p}$$

avec les notations suivantes:

Q = Force portante du pieu

P = Poids du mouton

p = Poids du pieu

h = Hauteur de chute du mouton

e = Profondeur d'enfoncement du pieu à chaque coup de mouton (ou plutôt enfoncement moyen après la dernière volée de 10 ou 20 coups)

K = Coefficient de sécurité = 6



Cette formule ne donne qu'une faible approximation, ce qui explique qu'on utilise un coefficient de sécurité de l'ordre de 6. La pression est encore diminuée lorsqu'on interpose un casque pour protéger la tête du pieu, car celui-ci absorbe une partie de l'énergie.

5.7.2 Battage par Marteau Trépideur

La formule des Hollandais doit être modifiée puisque l'énergie cinétique ne peut pas être calculée ici à partir de la hauteur de chute.

On peut utiliser la formule suivante:

$$Q = \frac{L}{K(e + 2.5)}$$

avec:

L = Energie cinétique par coup de marteau (en Kgm) donnée par le constructeur

e = Profondeur d'enfoncement moyen par coup en mm

K = Coefficient de sécurité de l'ordre de 6.

5.7.3 Formules Améliorées

Différentes formules ont été étudiées pour améliorer la précision de la formule des Hollandais, en tenant compte des déformations élastiques du sol et du pieu en particulier, Mr. BUISSON propose la formule:

$$Q = \frac{P \times h}{K(e + \frac{e_1}{2})} \times \frac{P}{P + p}$$

e_1 = refus élastique

e = refus plastique

Le coefficient de sécurité est de 4 seulement en tenant compte de e_1 qui représente la longueur dont a remonté la tête du pieu par suite du retour élastique.

En effet pour un enfoncement final, la tête du pieu a initialement descendue de $e + e_1$. Les deux longueurs peuvent être enregistrées en fixant une planchette sur la tête du pieu. Un stylet qu'on fait coulisser sur une règle horizontale fixe inscrit les variations de longueurs.

Il est recommandé de n'effectuer d'essai qu'après un arrêt du battage de quelques heures, car la rupture de l'équilibre du terrain occasionne dans certains terrains argileux des frottements supplémentaires qui peuvent fausser les résultats dans le sens inverse de la sécurité.

Les volées de vérification doivent toujours être faites sans casque de battage sinon on risque de grave erreur dans le calcul de Q .

En fait il existe plusieurs formules de battage. Le point commun de ces formules est la théorie de base permettant leur établissement (théorie des chocs). Leur divergence si elle existe vient des hypothèses simplificatrices adoptées par chacun.

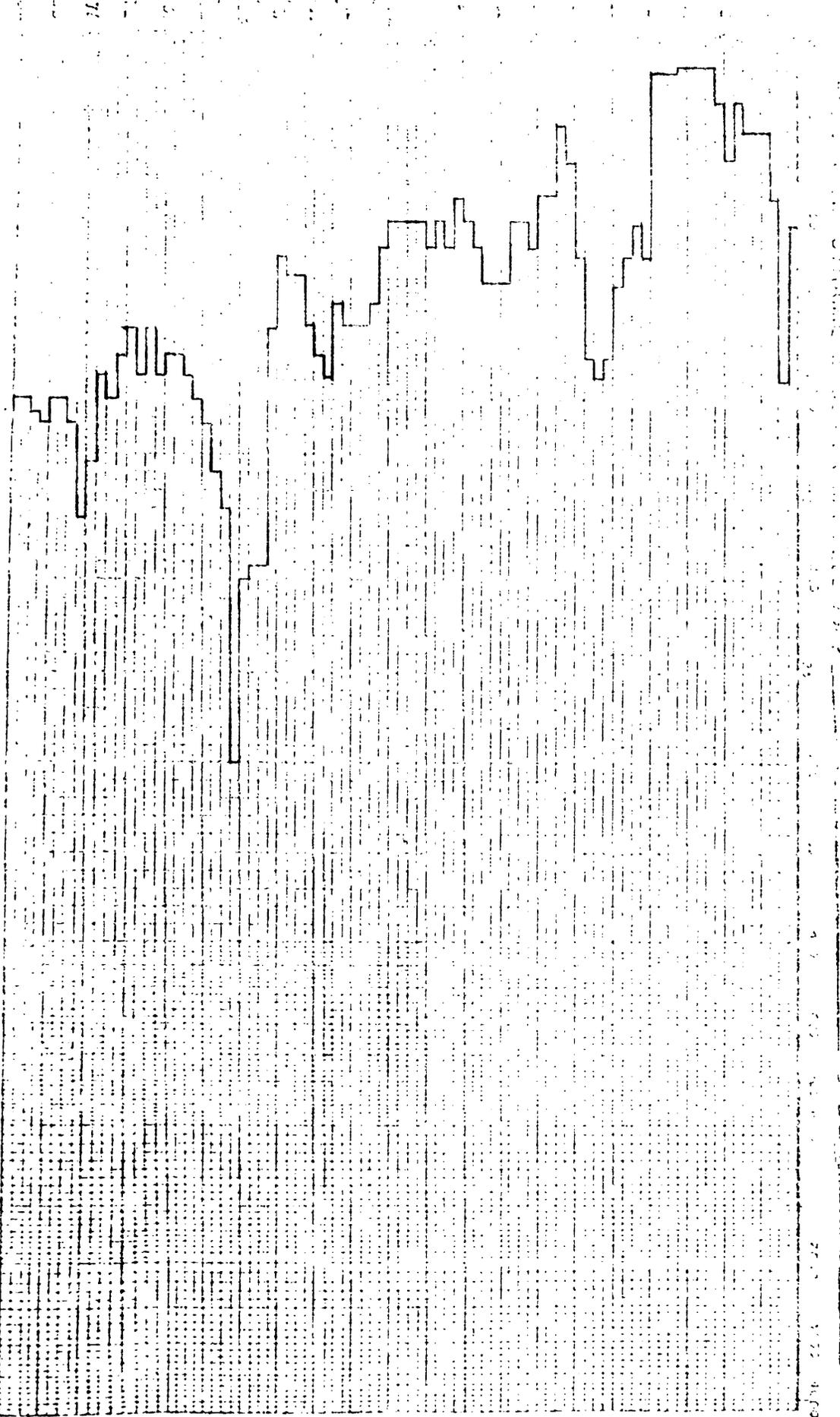
5.7.4 Formule de Virendecq

Cette formule est établie au contraire des précédentes pour le cas des pieux flottants dans l'argile.

L étant la longueur du pieu, S sa section et E son module d'élasticité, la formule s'écrit :

$$Q = \frac{2}{3} \frac{S L}{K L} \left(-e + e^2 + \frac{4 L p^2 h}{3 S E (1 + \nu)} \right)$$

On doit prendre un coefficient de sécurité K de 2 à 3.



60901
 60902
 60903
 60904
 60905
 60906
 60907
 60908
 60909
 60910
 60911
 60912
 60913
 60914
 60915
 60916
 60917
 60918
 60919
 60920
 60921
 60922
 60923
 60924
 60925
 60926
 60927
 60928
 60929
 60930
 60931
 60932
 60933
 60934
 60935
 60936
 60937
 60938
 60939
 60940
 60941
 60942
 60943
 60944
 60945
 60946
 60947
 60948
 60949
 60950
 60951
 60952
 60953
 60954
 60955
 60956
 60957
 60958
 60959
 60960
 60961
 60962
 60963
 60964
 60965
 60966
 60967
 60968
 60969
 60970
 60971
 60972
 60973
 60974
 60975
 60976
 60977
 60978
 60979
 60980
 60981
 60982
 60983
 60984
 60985
 60986
 60987
 60988
 60989
 60990
 60991
 60992
 60993
 60994
 60995
 60996
 60997
 60998
 60999
 61000

60901
 60902
 60903
 60904
 60905
 60906
 60907
 60908
 60909
 60910
 60911
 60912
 60913
 60914
 60915
 60916
 60917
 60918
 60919
 60920
 60921
 60922
 60923
 60924
 60925
 60926
 60927
 60928
 60929
 60930
 60931
 60932
 60933
 60934
 60935
 60936
 60937
 60938
 60939
 60940
 60941
 60942
 60943
 60944
 60945
 60946
 60947
 60948
 60949
 60950
 60951
 60952
 60953
 60954
 60955
 60956
 60957
 60958
 60959
 60960
 60961
 60962
 60963
 60964
 60965
 60966
 60967
 60968
 60969
 60970
 60971
 60972
 60973
 60974
 60975
 60976
 60977
 60978
 60979
 60980
 60981
 60982
 60983
 60984
 60985
 60986
 60987
 60988
 60989
 60990
 60991
 60992
 60993
 60994
 60995
 60996
 60997
 60998
 60999
 61000

CHAPITRE VI

STABILITE ET SOUTÈNEMENT**6.1** Introduction

Les terrains présentent souvent des dénivellations dans lesquelles à cause des forces de gravité, des ruptures peuvent survenir; le phénomène est marqué par le déplacement ou glissement d'une partie du massif par rapport au reste du milieu.

Ce phénomène est très général et atteint les surfaces inclinées aussi bien naturelles (les flancs de vallée ou de montagne, les pentes immergées), qu'artificielles, les tranchées, les murs de quai, les barrages, les remblais sur sol naturel médiocre.

On note dans le phénomène de la rupture une très grosse influence de la structure des matériaux et aussi de l'eau.

Pour remédier à ces phénomènes on rencontre de nombreux ouvrages créant une discontinuité dans le profil du terrain naturel et retenant des massifs de terre. Ces ouvrages sont appelés ouvrages de soutènement.

6.2 Généralités sur les mouvements de terrain**6.2.1** Description

Le glissement d'une pente comporte habituellement les divers éléments représentés sur la figure VI.1

Dans la partie restée en place on observe dans la partie su-

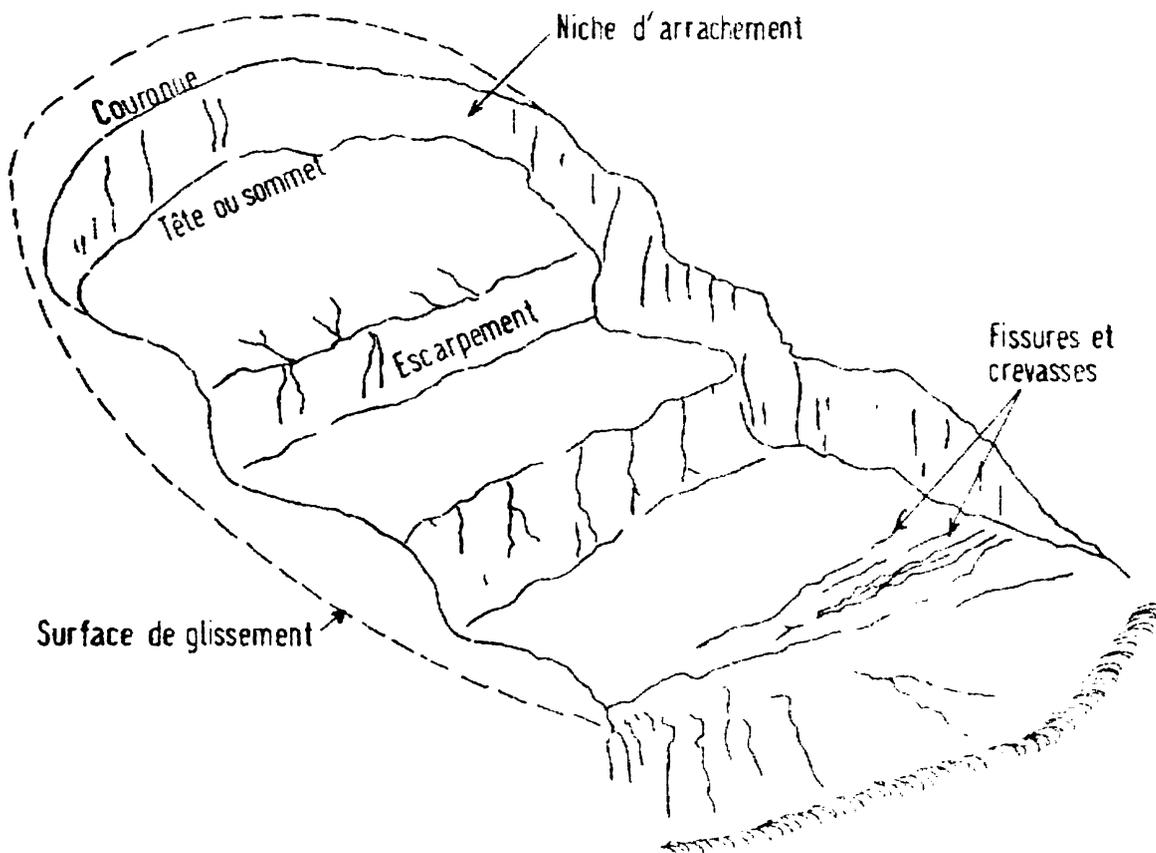


Fig. VI.1 Schéma montrant les éléments d'un glissement.

périéure un escarpement précédé d'une couronne sur laquelle on voit souvent des fissures de traction; cet ensemble forme une niche.

Quant à la masse glissée, elle comporte une tête ou sommet en partie haute, un pied avec un bourlet à la limite inférieure.

Lorsque le glissement est à peine entamé et qu'à la partie inférieure on note un gonflement, ce dernier est également appelé ventre ou loupe de glissement.

La surface de glissement constitue la limite entre le terrain resté en place et les matériaux glissés; elle correspond à une fissure de cisaillement.

6.2.2 Pour classer les mouvements de terrain on a fait appel à différents critères:

- Nature du milieu, roche, sol ou encore mixte
- Structure du milieu
- Milieu naturel ou artificiel, remblais ou déblais
- Morphologie du phénomène et type de la surface de rupture
- Vitesse du phénomène et âge de la rupture
- Causes du mouvement.

On notera que l'on a souvent des glissements typiques d'une région ou d'une structure géologique donnée.

En fait il est difficile d'établir une classification parfaite; on adoptera la suivante qui basée sur les types de ruptures et qui convient assez bien à ce que l'on observe; pour les pentes naturelles on distingue:



- Les écoulements qui sont généralement rapides et font intervenir essentiellement les matériaux rocheux, ainsi que des falaises calcaires;
- Les glissements, phénomène de rupture en milieu meuble qui peut être rotationnel avec un sol relativement homogène, soit plan ou complexe lorsque le milieu est hétérogène;
- Les fluages qui sont des mouvements lents de pente ramollie par des actions climatiques;
- Coulées boueuses lorsque par suite d'apport d'eau considérable le matériau affecté par le phénomène est transformé en une masse visqueuse.

Les écoulements appartiennent plutôt au domaine de la mécanique des roches et les glissements à celui de la mécanique des sols. Dans la suite de cet exposé on étudiera les glissements de terrain.

6.2.3

Remarques

Les mouvements de terrain et plus spécialement les glissements sont précédés de phénomènes annonceurs; fissuration, variation de la topographie avec formation de dépressions en partie haute et de gonflement en partie basse; du reste des mesures de déplacement peuvent constituer un signal d'alarme.

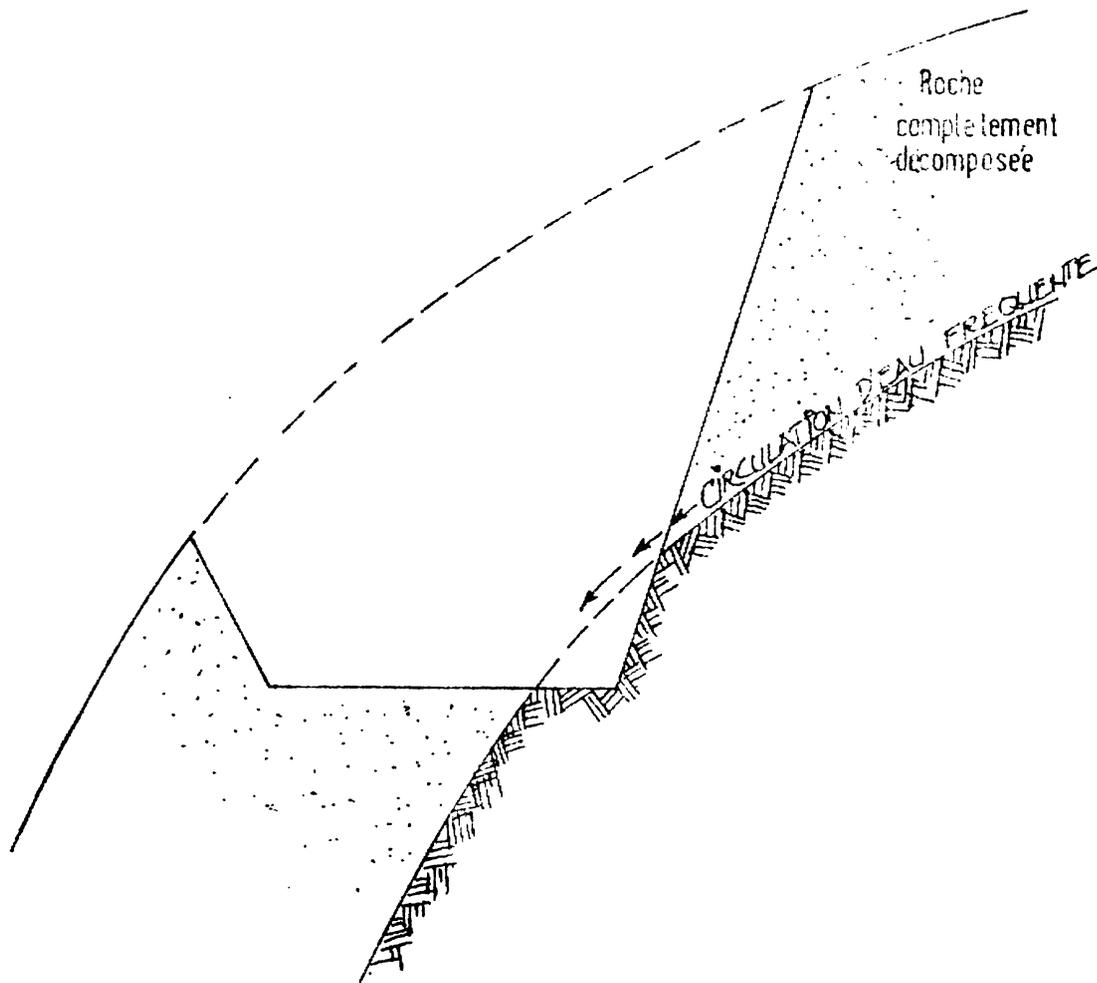


Fig. VI.2 Schéma d'une section de glissement cas où le talus artificiel atteint la roche mère, montrant la circulation de l'eau.

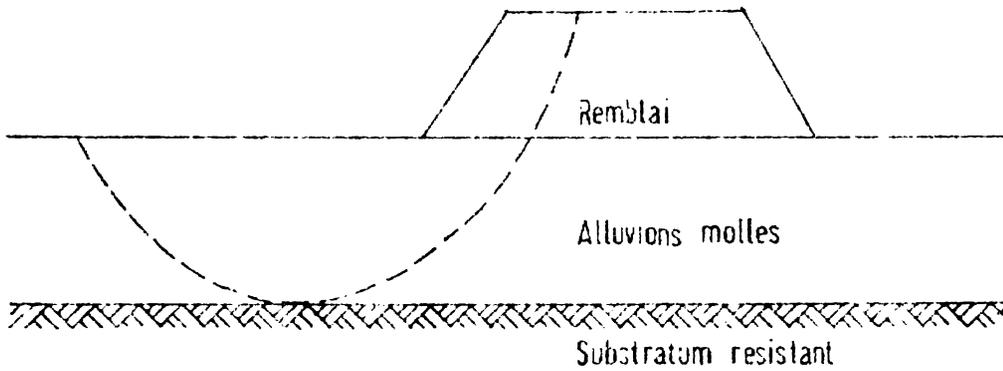


fig :

Fig. VI.4 Schéma d'un remblai construit sur une formation alluviale molle et déformable.

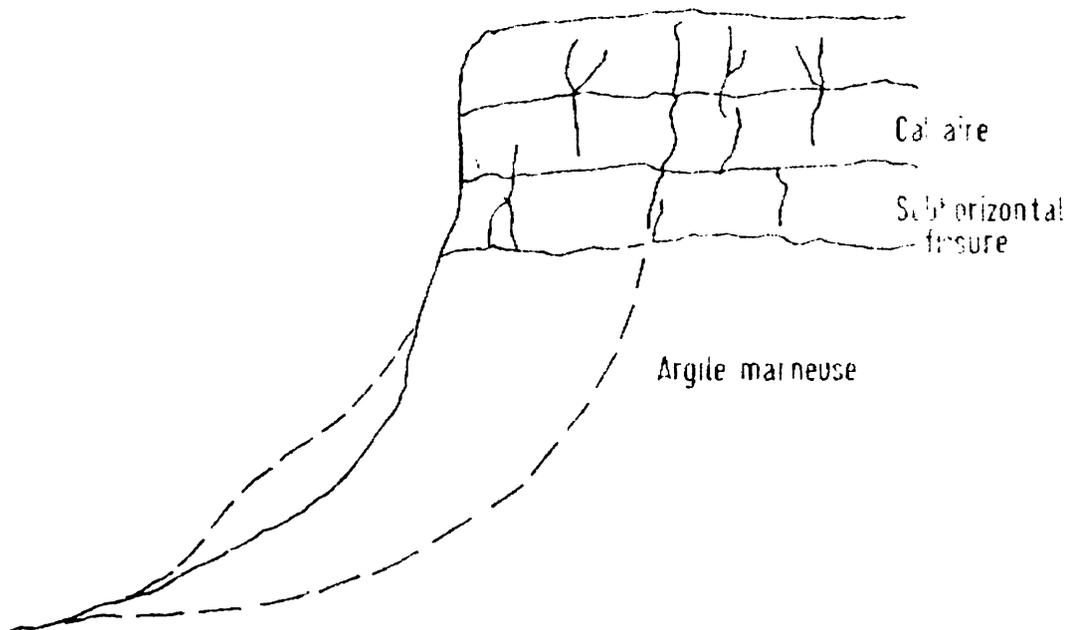


Fig. VI.3 Schéma d'une falaise rocheuse surmontant une argile marneuse.

Côté aval
(Pendage)

Côté amont
(Pendage)

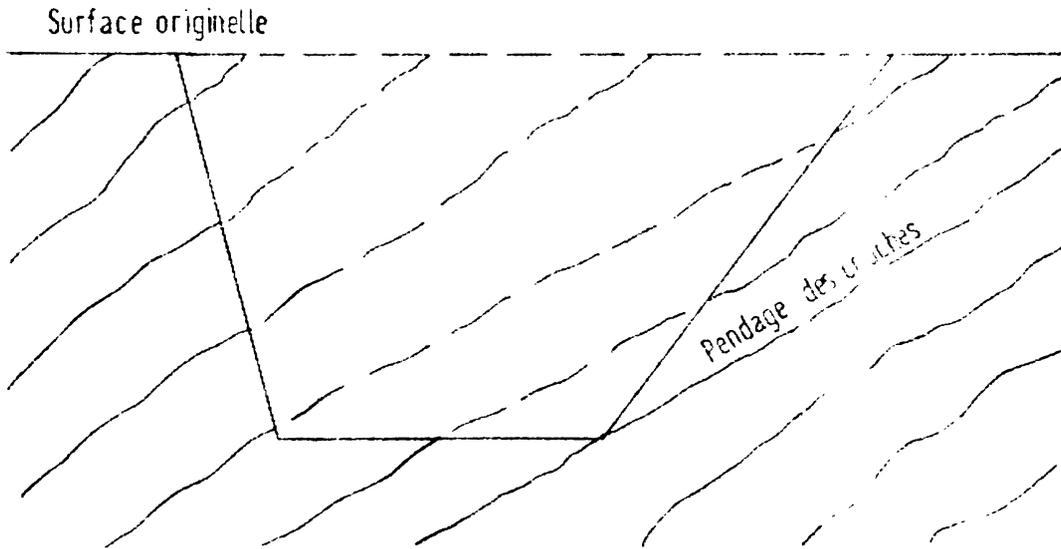


Fig. VI.5 Schéma montrant un talus artificiel sur des couches inclinées.

- Du côté amont par rapport au pendage, les bancs dont la partie intérieure a été coupée par le creusement de l'excavation, risquent de glisser; le talus stable sera celui du plan de litage passant par le pied du talus.
- Par contre le talus du côté aval pourra être beaucoup plus raide, toutefois si les couches ne sont pas trop fracturées et en particulier si elles ne comportent pas de direction de fracturation orientée vers la voie.

La morphologie d'un site et sa végétation peuvent également donner des indications sur le risque de glissement d'un versant naturel; en particulier l'attitude des arbres peut indiquer s'il se produit un phénomène de fluage ou de glissement superficiel.

Les glissements sont très influencés par l'eau, ainsi certaines pentes stables en période sèche se mettent à glisser à la saison des pluies; on sait également que l'eau intervient dans la stabilité des pentes de barrage (Fig. VI.2)

Enfin la structure du sol intervient également; si elle est compliquée on aura une morphologie complexe. Ainsi dans une vallée entaillant une falaise rocheuse surmontant une argile, cette dernière peut fluer ou même glisser sous la charge que constitue la roche sus-jacente; ce mouvement provoque l'ouverture des fissures de la roche et ultérieurement l'écaillage de la falaise (Fig. VI.3)

On peut avoir un phénomène analogue avec un remblai construit sur des formations alluviales molles et déformables (Fig. VI.4).

De même les pentes stables des talus d'une tranchée ou d'une vallée creusée dans un milieu stratifié sont fonction de l'inclinaison des couches et de la disposition relative des directions du pendage des couches et de l'axe ou la verticale ou de la tranchée (Fig. VI.5).

6.3 Glissement des terres

Un glissement est un phénomène progressif. Il concerne une grande masse qui se détache et glisse sur le massif en place le long d'une certaine courbe dite Courbe de Glissement. Ce mouvement peut avoir une origine interne (modification dans le régime

d'infiltration des eaux, dégradation des caractéristiques mécaniques (C et φ ...) et survenir à la suite de travaux exécutés par la main de l'homme et troublant un équilibre préexistant (Ouverture de tranchée, routes à flanc de coteaux, ...).

6.3.1 Notions d'équilibre limite

Soit un corps plat A reposant sur un plan B . Appliquons sur A une force F d'inclinaison α par rapport à la normale. Cette force admet deux composantes (N) normale et (T) tangentielle.

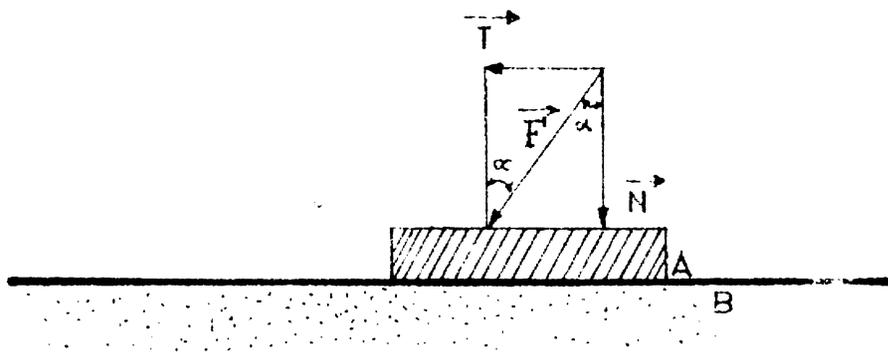


Fig. VI.6 Schéma pour montrer l'équilibre limite.

L'expérience montre que si α est faible, le corps reste immobile et la composante T est équilibrée par le frottement de A sur B. Augmentons progressivement la valeur de α . Il arrive un moment où A commence à glisser sur le plan B. La valeur correspondante de α est l'angle limite φ de frottement. Le coefficient de frottement (f) du matériau A sur celui de B est par définition: $f = \text{tg } \varphi$ en résumé, si:

$\alpha < \varphi$: Etat d'équilibre fixe

$\alpha = \varphi$: Etat d'équilibre limite

$\alpha > \varphi$: Glissement de A sur B.

Supposons que le corps A est pesant et donnons au plan B une rotation α par rapport à un axe horizontal O. Le poids P de A admet deux composantes H et T reliées par la relation:

$$\text{tg } \alpha = \frac{T}{H}$$

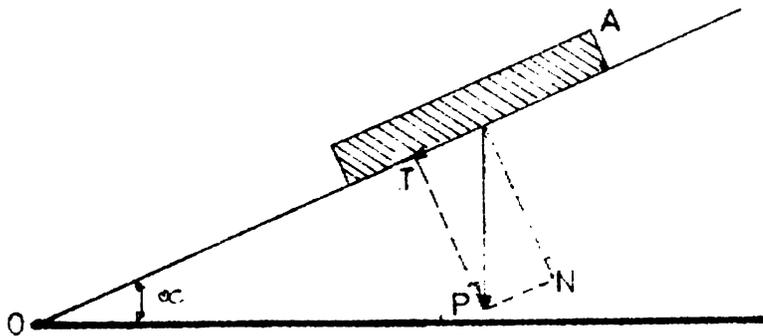


Fig. VI.7 Schéma pour montrer l'équilibre limite

tant que $\alpha < \varphi$, le corps A reste immobile. Dès que α dépasse légèrement φ , celui-ci glisse le long du plan incliné B.

En conséquence, on peut définir l'angle de frottement φ comme étant la pente limite prise par le plan incliné B et provoquant le glissement du corps A.

Si A et B sont constitués par le même matériau, on désigne par angle de frottement interne du matériau considéré.

6.3.2 Stabilité d'un talus

Un talus est en état d'équilibre limite s'il comporte une ligne de glissement. Le long d'une telle ligne, le critère de Coulomb est vérifié:

$$\tau = c + n \tan \varphi$$

Examinons successivement différents cas de stabilité:

6.3.2.1 Talus de Grande Hauteur

Indépendamment de la nature du matériau constituant le talus nous étudierons certains cas d'équilibre limite.

Soit un talus infiniment long et de pente β (fig. VI.7). Le talus atteint son équilibre limite si une ligne de glissement telle que BDA peut s'y produire. Soit D le point de AB pour lequel la tangente DD est parallèle au talus. Considérons en ce point une tranche verticale FECH infiniment mince et d'épaisseur l'unité suivant la direction transversale. Désignons par ds la

longueur des deux côtés opposés (IC, IH) du parallélogramme ainsi obtenu :

$$ds = IC = IH$$

et par h la distance du plan OO' à la surface du talus. La tranche EFGH est soumise aux forces suivantes :

- Poids propre de la tranche de poids spécifique

$$P = \gamma h ds$$

- Forces latérales F agissant sur les deux côtés opposés (IF, GH) et qui s'équilibrent entre elles.

La tranche étant en équilibre, il en résulte que les forces \vec{R} et \vec{P} sont égales et de signe contraire. On peut donc écrire :

$$R = P = \gamma h ds.$$

en conséquence, les composantes N et T de la réaction R admettent comme valeurs :

- Composante Normale N : $N = R \cos \beta = \gamma h ds \cos \beta$
- Composante Tangentielle T : $T = R \sin \beta = \gamma h ds \sin \beta$

à ces composantes correspondent les contraintes suivantes :

- Contrainte normale : $n = \frac{N}{ds} = \gamma h \cos \beta$
- Contrainte tangentielle : $t = \frac{T}{ds} = \gamma h \sin \beta$

L'élément ds étant situé sur une ligne de glissement l'expression générale de Coulomb doit être vérifiée.

$$\begin{aligned}
 C &= C + n \operatorname{tg} \varphi \rightarrow \gamma h \sin \beta - C + \gamma h \cos \beta \operatorname{tg} \varphi \\
 C &= \gamma h \left[\sin \beta - \cos \beta \operatorname{tg} \varphi \right] - \frac{\gamma h}{\cos \varphi} \left[\sin \beta \cos \varphi - \cos \varphi \sin \varphi \cos \beta \right] \\
 C &= \frac{\gamma h}{\cos \varphi} \cdot \sin (\beta - \varphi)
 \end{aligned}$$

D'où:

$$h = \frac{C}{\gamma} \cdot \frac{\cos \varphi}{\sin (\beta - \varphi)} \quad (6.1)$$

Trois cas sont à considérer:

1er Cas: $\beta < \varphi$

Dans ce cas, l'application de cette dernière équation donne pour h une valeur négative; ce qui est impossible. Donc aucune ligne de glissement telle que ADB ne peut se produire et le talus est stable.

Le coefficient de sécurité ρ est par définition: $\rho = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \beta}$

dans le cas d'un sol non saturé.

2ème Cas: $\beta = \varphi$

L'application de l'expression (6.1) donne pour h une valeur théoriquement infinie et le talus est en état d'équilibre limite. Le coefficient de sécurité est donc égal à l'unité ($\rho = 1$).

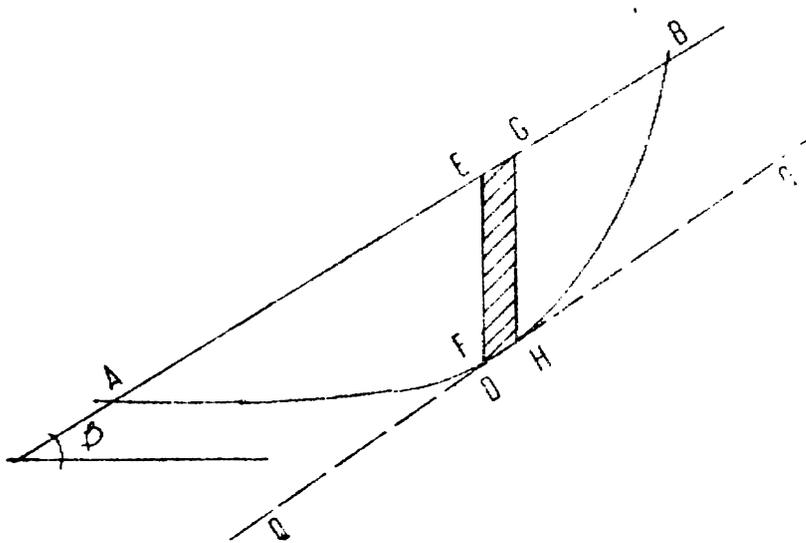


Fig. VI.7a Schéma d'un talus infiniment long d'angle β .

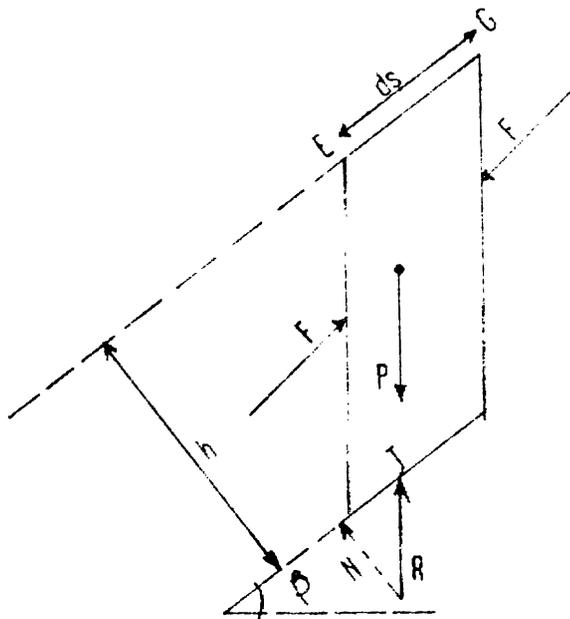


Fig. VI.8 Analyse des forces du schéma de la figure VI.7a



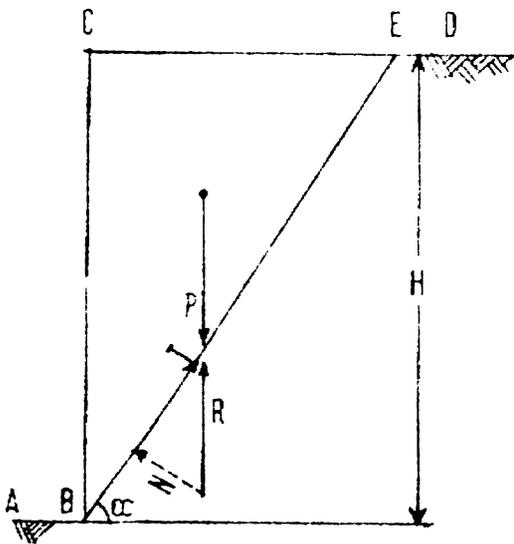


Fig. VI.9 Schéma d'un telus vertical montrant la ligne de glissement.

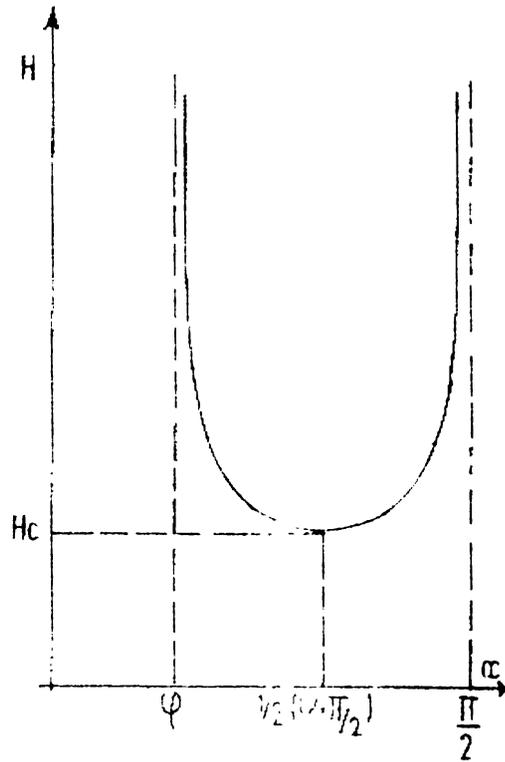


Fig. VI.10 Schéma de la relation H et α

3ème cas: $\beta > \varphi$

Le talus est instable et l'équation (6.2) permet d'apprécier la profondeur maximale h_m prise par la ligne de glissement:

$$h_m = \frac{c}{\gamma} \cdot \frac{\cos \varphi}{\sin(\beta - \varphi)}$$

6.3.2.2 Talus Vertical

Soit le talus vertical ABCD (Fig. VI.2) de hauteur H s'il est en état d'équilibre limite, l'expérience et le bon sens montrent que le glissement se produit suivant une certaine ligne quasi rectiligne BL.

Le coin BCL est en équilibre sous l'action de son poids propre P et de la réaction R du sol en place. On a en résulte:

$$R = P = 1/2 \gamma (BC \times CL) = 1/2 \gamma \frac{H^2}{\operatorname{tg} \alpha}$$

γ = Poids spécifique du sol

α = Inclinaison de la droite BL

La force R admet deux composantes:

- Composante normale N : $N = R \cos \alpha = 1/2 \gamma \frac{H^2}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \cos \alpha$
- Composante tangentielle T : $T = R \sin \alpha = 1/2 \gamma H^2 \cos \alpha$

La valeur moyenne des contraintes normale n et tangentielle t le long de BE est donc:

$$n = \frac{N}{BE} = 1/2 \gamma \frac{H^2}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \cos \alpha \cdot \frac{\sin \alpha}{H} = 1/2 \gamma H \cos^2 \alpha$$

$$t = \frac{T}{BE} = 1/2 \gamma H^2 \cos \alpha \frac{\sin \alpha}{H} = 1/2 \gamma H \sin \alpha \cos \alpha$$

en portant ces expressions dans l'équation de Coulomb, on trouve:

$$1/2 \gamma H \sin \alpha \cos \alpha = C + 1/2 \gamma H \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \varphi$$

d'où:

$$C = 1/2 \gamma H \cos \alpha (\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi)$$

$$C = 1/2 \gamma H \frac{\cos \alpha}{\cos \varphi} (\sin \alpha \cos \varphi - \cos \alpha \sin \varphi)$$

$$C = 1/2 \gamma H \cos \alpha \frac{\sin (\alpha - \varphi)}{\cos \varphi}$$

d'où

$$H = \frac{2C}{\gamma} \cdot \frac{\cos \varphi}{\cos \alpha \cdot \sin (\alpha - \varphi)} \quad (6.2)$$

Traçons la courbe de variation de H en fonction de α . On voit qu'elle tend vers l'infini pour les deux valeurs suivantes:

$$\alpha = \varphi \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{\pi}{2}$$

De même elle admet un minimum pour $\alpha = 1/2 (\varphi + \frac{\bar{H}}{2})$ en portant cette valeur dans (6.3) on trouve:

$$H_c = \frac{2C}{\gamma} \cdot \frac{\cos \varphi}{\cos \left(\frac{\bar{H}}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \sin \left(\frac{\bar{H}}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$H_c = \frac{4C}{\gamma} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\bar{H}}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (6.3)$$

On voit que si la hauteur H du talus est inférieure à la hauteur critique H_c ($H < H_c$) il n'existe pas une valeur correspondante pour α . En conséquence aucune ligne de glissement ne peut se produire et le talus est stable. Le coefficient de sécurité est alors donné par la relation:

$$\rho = \frac{H_c}{H} = \frac{4C}{\gamma H} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\bar{H}}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

- Si $H = H_c$ on a un état d'équilibre limite pour lequel l'équation précédente donne un coefficient de sécurité égal à l'unité.
- Si $H > H_c$ le talus est instable.

6.3.2.3 Cas Général des Talus

L'expérience montre que, généralement, le glissement des talus se produit suivant une certaine courbe qu'on peut souvent assimiler à un arc de cercle. Cette hypothèse simplificatrice est à la base de diverses méthodes de calcul de stabilité utilisée dans la pratique. Même avec cette approximation les calculs

11

12

13

restent longs et fastidieux à effectuer à la main notamment quand il s'agit d'un massif hétérogène. En effet la détermination du cercle le plus défavorable suivant lequel le glissement risque de se produire ne peut se faire que par tâtonnement successifs. Actuellement les études de stabilité sont souvent réalisés sur ordinateur.

6.3.2.4 Choix des Caractéristiques Mécaniques

Stabilité à court et à long terme

Il convient tout d'abord de rappeler que la résistance au cisaillement dans le sol peut varier en fonction du temps et également en fonction de la déformation.

A cause du phénomène de consolidation, un milieu saturé peu perméable présente un angle de frottement interne pratiquement nul et une cohésion qui ne l'est pas ($\phi_{uu} = 0, C_{uu} \neq 0$).

Cette cohésion à une grande importance dans la stabilité car elle permet de pouvoir construire des pentes raides, éventuellement même verticales.

Cependant à long terme au fur et à mesure de la consolidation du milieu, le frottement interne augmente jusqu'à atteindre le frottement intergranulaire ϕ' , tandis que la cohésion diminue et à la limite peut pratiquement disparaître.

On voit donc que la hauteur limite d'un talus de pente donnée peut varier considérablement.

Un milieu purement pulvérulent ne peut être taillé à la verticale. Cependant on arrive à creuser des tranchées de plus ou

12. 11. 19

4

moins grande profondeur dans du sable parce qu'il possède généralement une légère cohésion dite "apparente". Celle-ci qui est d'origine capillaire est fragile et peut disparaître à cause d'un choc ou encore par dessiccation ou saturation.

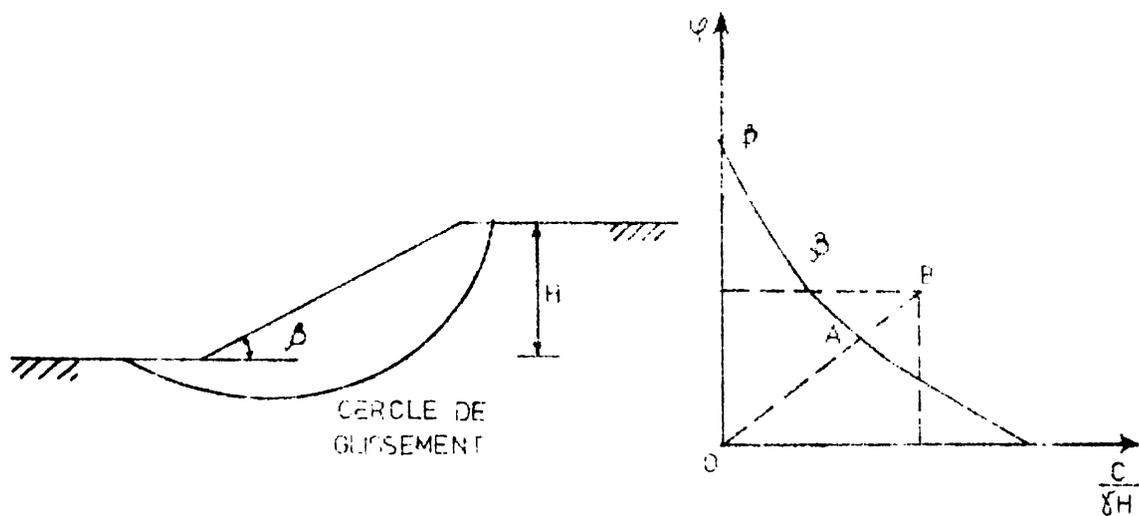


Fig. VI.11 Schéma d'un cercle de glissement

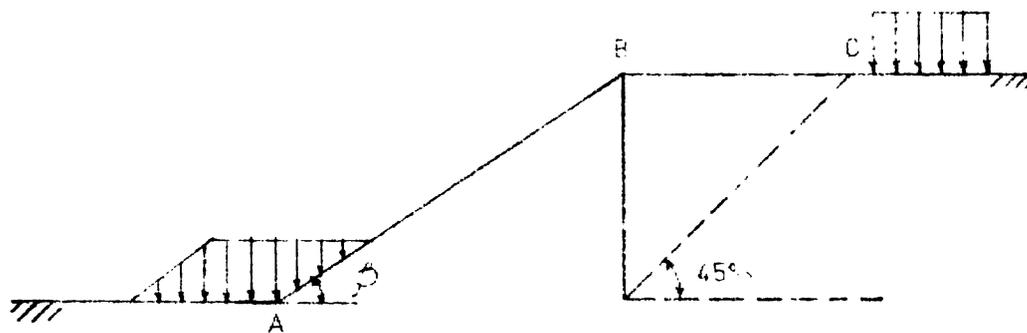


Fig. VI.12 Schéma de protection d'un talus par une charge sur le pied du talus.



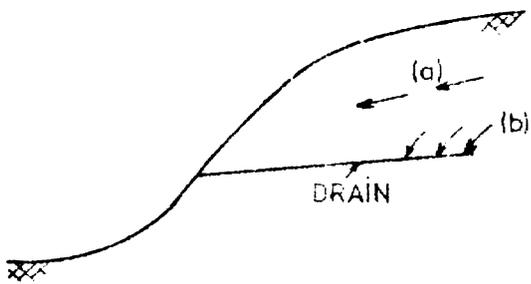


Fig. VI.13 Schéma de protection du talus par l'emplacement d'un drain

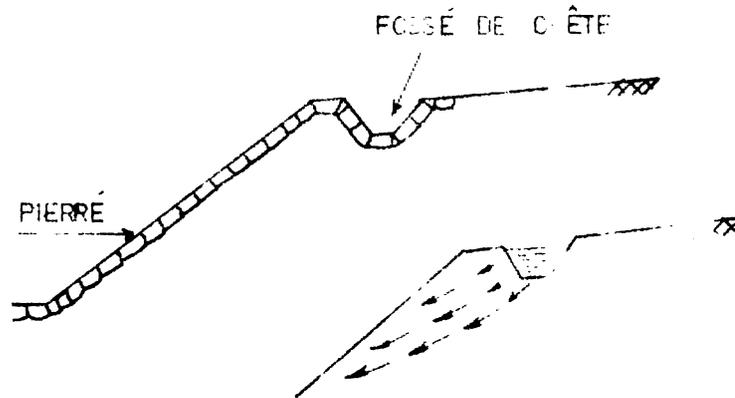
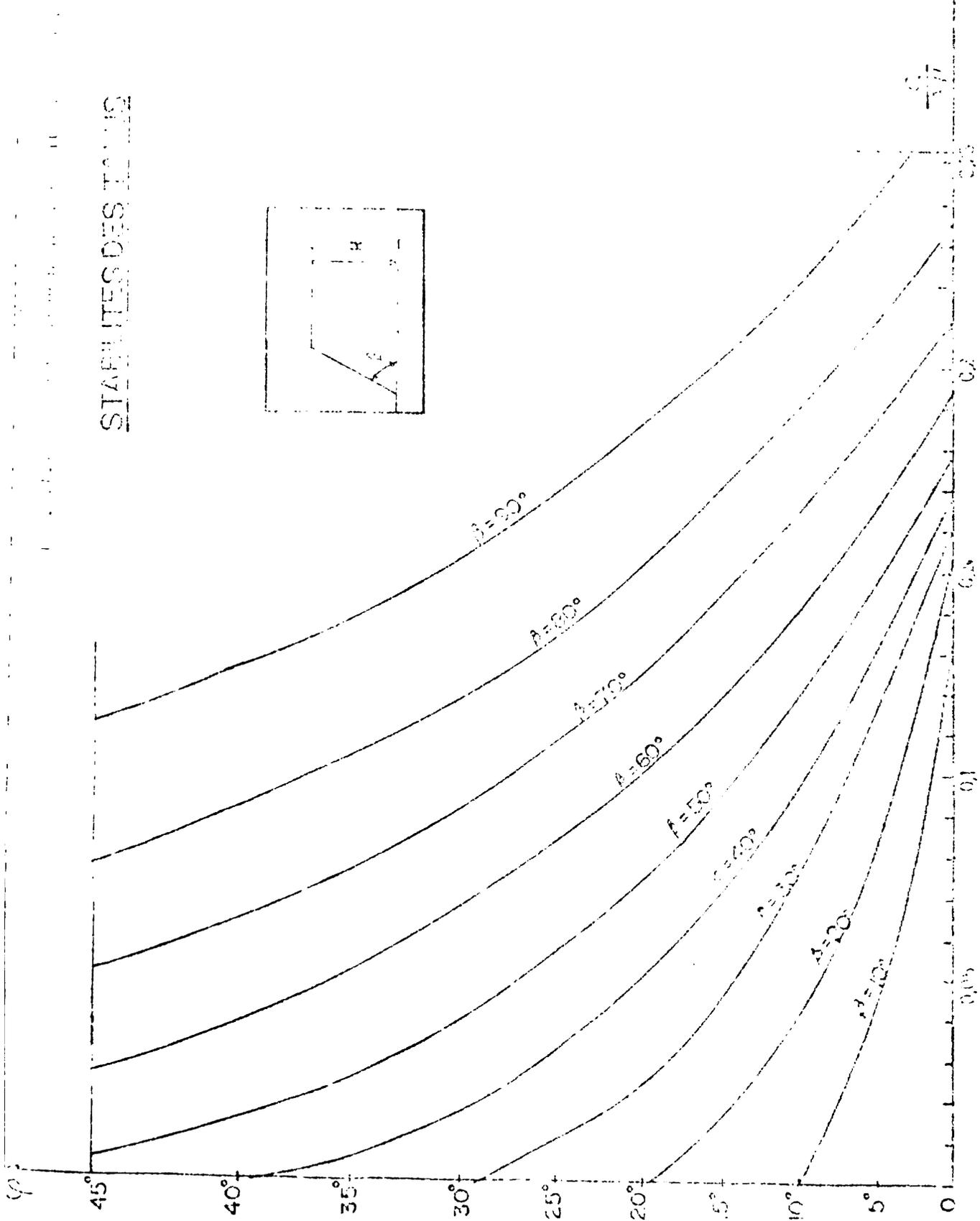
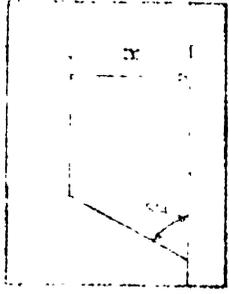


Fig. VI.14 Schéma de revêtement d'un fosse et protection du talus.

STABILITES DES TIGES



CHAPITRE VII

MUR DE SOUTÈNEMENT7.1 Introduction

Si l'on désire donner à un talus un profil pour lequel le coefficient de sécurité est inférieur à l'unité ($\beta < 1$) il est indispensable de prévoir un ouvrage de soutènement pour retenir le sol. Il existe plusieurs types d'ouvrages de soutènement. Ils sont pour la plupart du temps destinés à réduire les longueurs de pentes de talus (remblais et déblais de routes) ou à retenir le terrain en bordure de plans d'eau (murs de quai), mais on en rencontre également en tant qu'éléments de structures plus complexes (culées de ponts, voiles de sous-sol en bâtiment, parois de réservoirs enterrées, etc).

7.2 Définition

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles: un fût, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fût, qui assure la stabilité de l'ouvrage. On classe les murs de soutènement en deux grandes catégories. (Fig.VII.1)

- Les murs gravitaires ou murs poids: Ouvrages résistants par leur poids propre à la majeure partie de la poussée des terres. Ces murs sont massifs et réalisés en béton non armé ou en maçonnerie épaisse et de briques. Leur parement arrière peut présenter éventuellement des redans. (Fig. VII.2)
- Les murs voiles, appelés aussi quelquefois murs-chaises ou murs



cantilever: ce sont des ouvrages utilisant comme élément de stabilisation, le poids des terres soutenues par l'intermédiaire de leur semelle de fondation. De tels murs sont réalisés en voiles minces de béton armé (d'où leur nom) et peuvent avoir des formes plus ou moins compliquées. Les semelles de tels murs comportent un patin ou bec et un talon avec parfois une bèche à l'arrière. Leur fût comporte parfois une chaise de lestage. On rencontre également des murs voiles à contre-forts avec radier de lestage. (Fig. VII.2)

Dans tous les cas (murs gravitaires ou murs voiles), le fût doit présenter des barbicanes, orifices percés dans le fût et permettant l'écoulement des eaux d'infiltration, d'un diamètre suffisant (15 cm) pour éviter leur obstruction.

La pente du parement d'un mur est appelé: fruit.

7.3 Principales Dispositions à Prendre

7.3.1 Fondations

Il y a lieu de dimensionner convenablement la largeur de la semelle de fondation afin de:

- . Faire travailler le sol à un taux admissible
- . Réaliser la stabilité du mur au glissement de sa base et au renversement
- . S'arranger pour que la résultante des forces agissant sur le mur (poids propre et poussée des terres) passe par le tiers central de la base de la fondation.



7.3.2 Drains

Il est important d'assurer un bon drainage du remblai pour éviter que l'eau ne se met en charge derrière le mur de soutènement, particulièrement pendant les périodes de pluies. A cet effet, on dispose dans le mur des barbacanes espacées de 2 à 3 mètres et qui sont munis d'un filtre pour s'opposer à l'entraînement des éléments fins du sol.

Beaucoup d'accidents constatés avec les murs de soutènement sont dus à un manque ou à un mauvais fonctionnement des drains.

7.3.3 Matériaux à Eviter

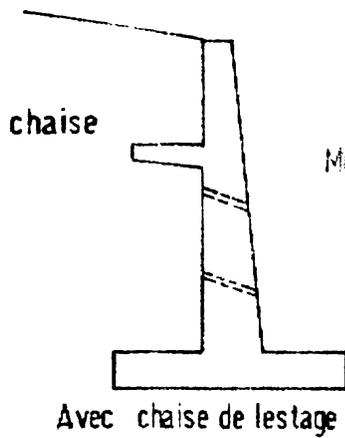
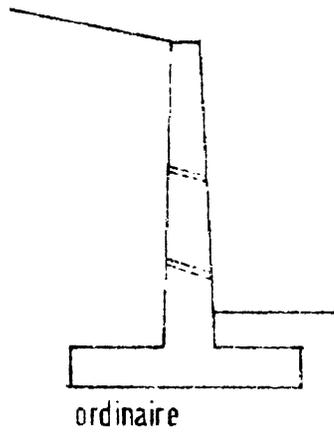
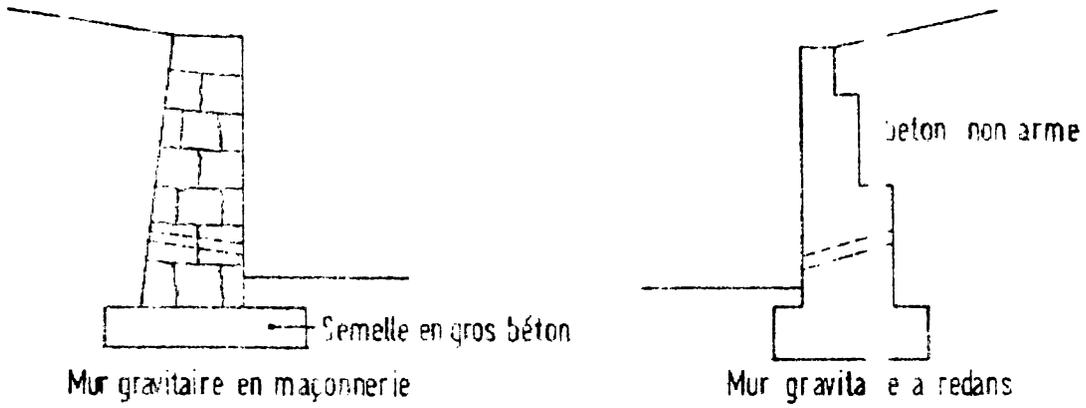
La présence de l'argile gonflante derrière le mur peut provoquer des désordres importants.

7.3.4 Réduction de la Poussée

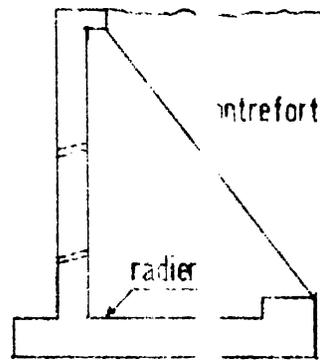
Si le remblai derrière le mur a de mauvaises caractéristiques mécaniques (γ , C) on peut réduire l'importance de la poussée en interposant, entre le mur et le remblai, un bon matériau ayant des caractéristiques élevées (graviers, ...).

7.3.5 Stabilité Globale

Quand il s'agit d'ouvrages importants ou de grande hauteur, et reposant sur un mauvais sol, il y a lieu d'effectuer un calcul de stabilité globale (sol - mur) par la méthode des cercles de glissement.

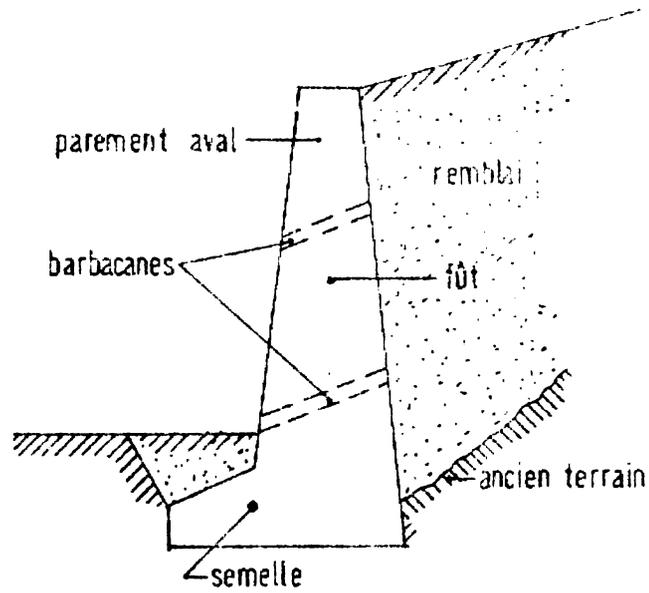


Murs voiles en béton armé

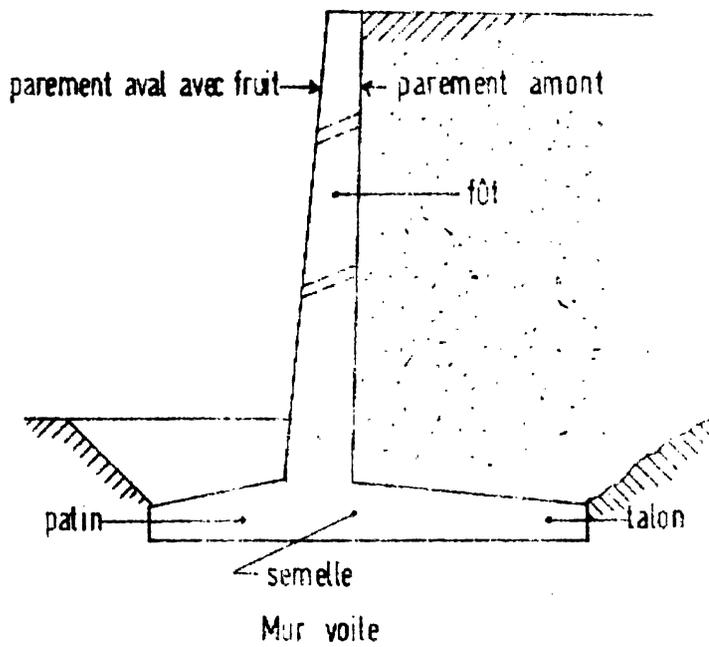


Avec contreforts et radier de lestage

Fig. VII.1 Schémas de murs de soutènement.



Mur gravitaire



Mur voile

Nomenclature des termes usuels

Fig. VII.2 Schémas de murs de soutènement et leur nomenclature usuelle.

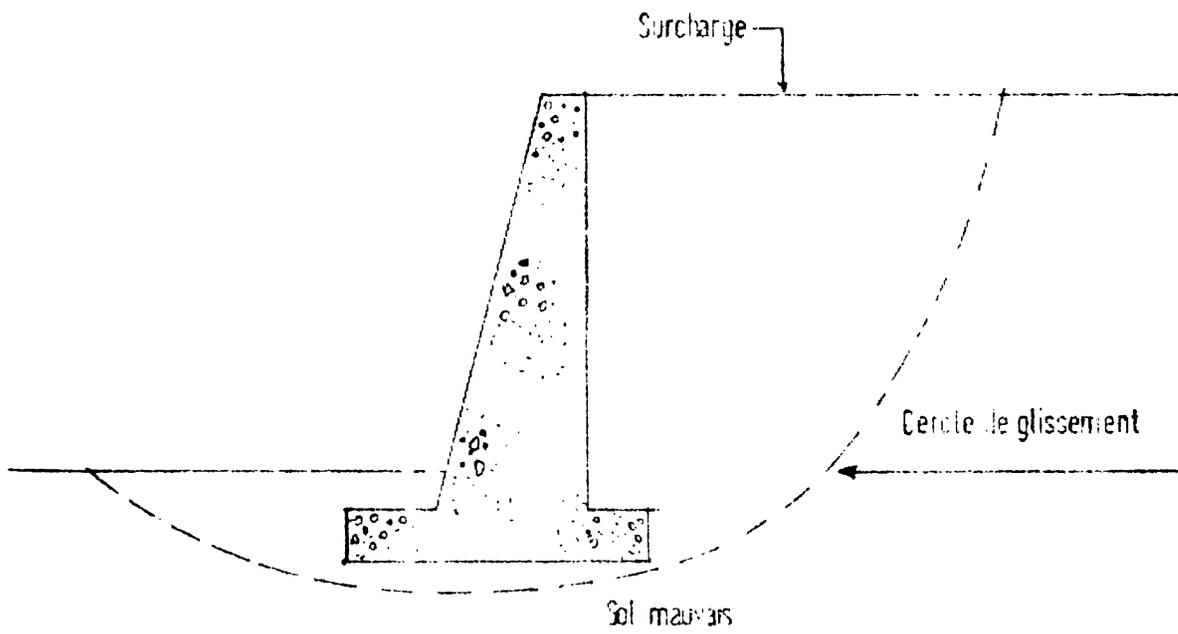
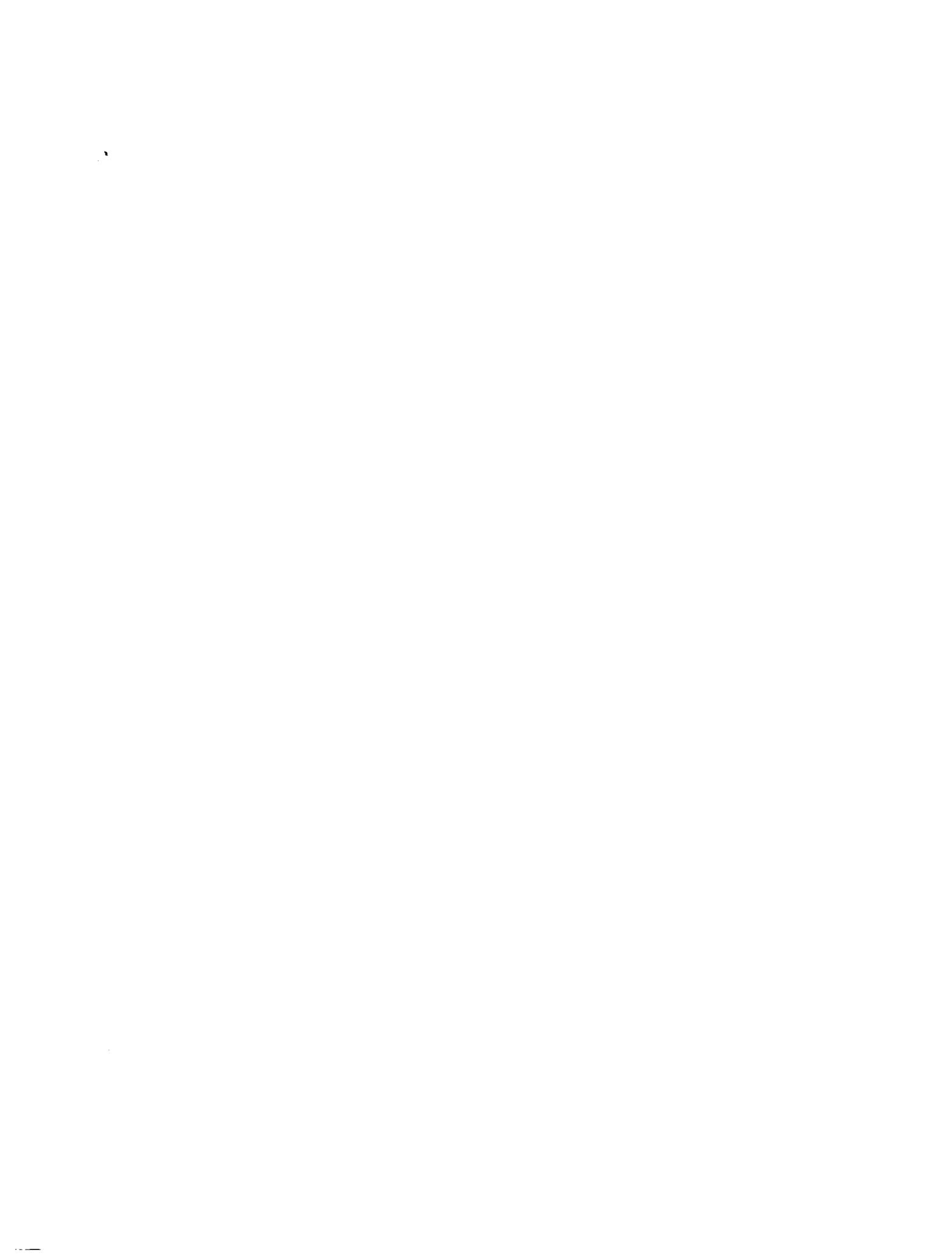


Fig. VII.3 Schéma d'un mur de soutènement et du cercle de glissement.



CHAPITRE VIII

BATARDEAUX8.1 Définition

Un batardeau est une enceinte provisoire en rivière, en mer, etc, permettant la construction à l'abri de l'eau. Il est construit dans l'eau. Il en existe de nombreux types. On se contentera d'énumérer les types les plus courants ainsi que leurs avantages respectifs.

8.2 Rideaux Encastrés

Valables pour des batardeaux de faibles dimensions. Ils sont susceptibles de fuites importantes et peuvent être endommagés par les crues.

8.3 Enceintes ou Fouilles Blindées

Elles sont économiques pour des hauteurs faibles à moyennes, elles sont susceptibles d'être endommagés par les crues.

8.4 Batardeaux en Terre

Pas de limitation de hauteur. Ce type nous semble être le plus fréquent et le plus adapté à notre milieu.

8.5 Batardeaux à Double Rideau

Valable pour des hauteurs moyennes.

8.6 Batardeaux Cellulaires (ou en Sablon)

Valables pour des hauteurs moyennes à élevées.

Les schémas des figures VIII.1, VIII.2, VIII.3 et VIII.4 permettent de visualiser ces différents types de batardeaux précités.

Précautions à prendre

Un batardeau cellulaire fondé sur une couche de sable de forte épaisseur doit être conçu de manière à éviter la formation de renards au pied (côté aval) par suite d'infiltrations.

Etant donné la perméabilité élevée du sable, l'eau de la retenue s'écoule à une vitesse relativement élevée sous la base du batardeau et remonte à son pied aval. On remarque que l'écoulement au pied du batardeau est presque vertical et exerce une pression verticale agissant en sens opposé du poids des particules de sol. Si cette pression de filtration devient égale au poids déjaugé du sol, la résistance au cisaillement est égale à celle d'un fluide, c'est à dire à zéro (0). Le pied du batardeau est alors uniquement soumis à la pression de l'eau. Il est impératif de se prémunir contre les renards ou contre toute réduction du poids effectif des particules du sol.

On peut facilement éliminer les renards en utilisant un filtre chargé. Son but est de fournir un contre poids qui soit au moins égal à la pression de filtrage ascendante.

Dans un sable le rideau doit être battu soit à une profondeur égale aux 2/3 de la hauteur du batardeau au-dessus du terrain soit jusqu'au contact avec le substratum rocheux.

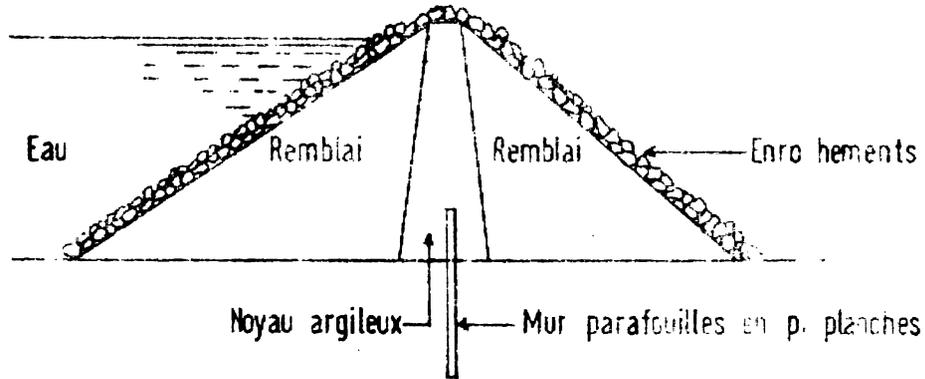


Fig. VIII.2 Batardeaux composé d'un noyau argileux et d'un parafoille.

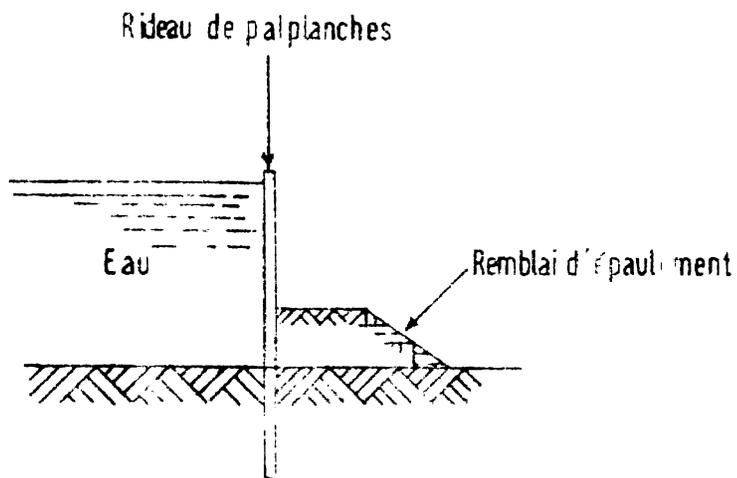


Fig. VIII.1 Rideau de palplanches

BATARDEAUX

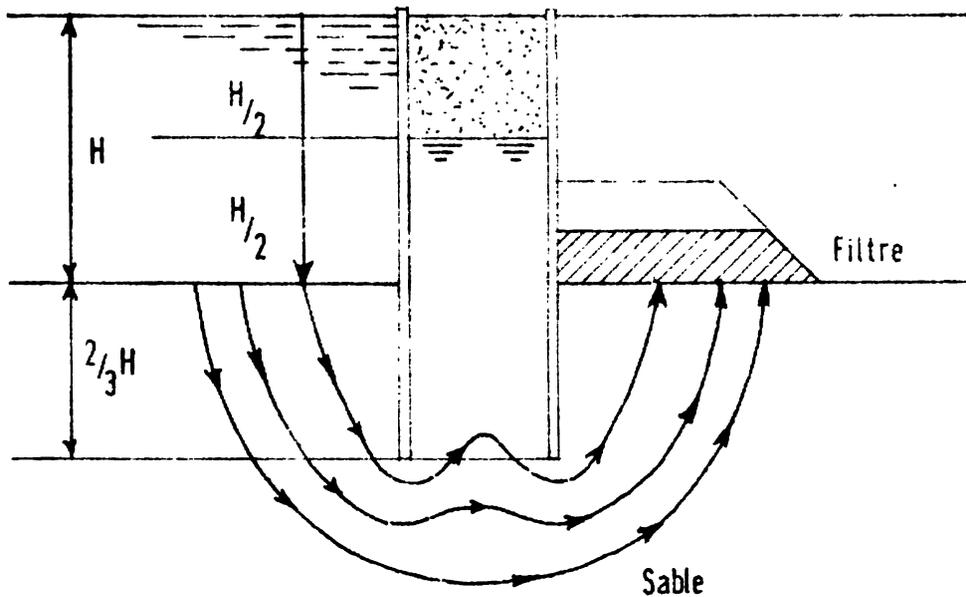


Fig. VIII. 4 Schéma de l'écoulement à travers un batardeau en sable pourvu de deux palplanches.

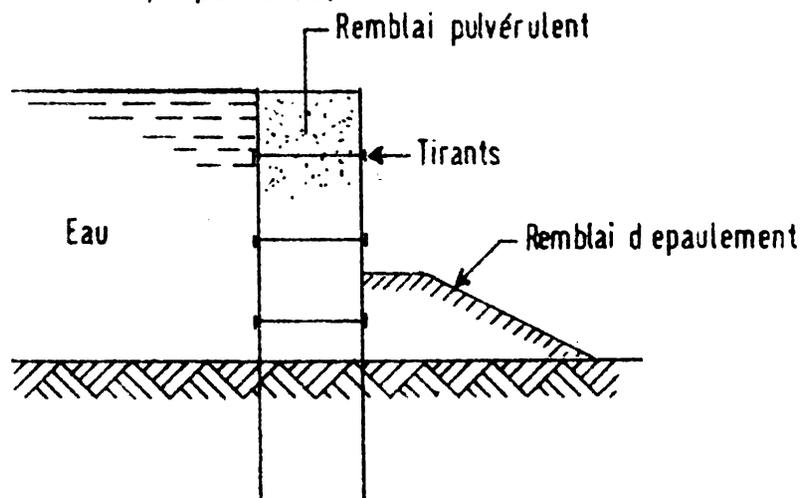


Fig. VIII.3 Batardeaux composés d'un remblai pulvérulent.

8.7 Matériaux Constitutifs

La stabilité d'un batardeau cellulaire, étant principalement fonction de la résistance au cisaillement du remblai, il est de la plus haute importance d'utiliser le matériau le plus convenable que l'on puisse trouver à proximité du chantier et ses caractéristiques mécaniques et physiques doivent être soigneusement déterminées avant de commencer l'étude du projet. Les caractéristiques d'un bon matériau de remblai sont les suivantes.

- 8.7.1 - Sol pulvérulent, auto-drainant contenant peu d'éléments fins.
- 8.7.2 - Résistance au cisaillement élevée, coefficient de frottement élevé.
- 8.7.3 - Poids spécifique élevé.
- 8.7.4 - Résistance aux affouillements et à l'entraînement par l'eau. Les sols à granulométrie étalée et continue conviennent le mieux.

Les dépôts naturels sablo-graveleux possèdent toutes ces propriétés. Si la quantité disponible de terrain pulvérulent est insuffisante, il faut placer le meilleur matériau dans la partie inférieure des cellules.

Si pour augmenter la stabilité des cellules, on met en place, à l'aval du batardeau, un remblai d'épaulement, il faut utiliser pour ce remblai des matériaux dont les propriétés soient identiques à celles du matériau utilisé dans la cellule. Si le batardeau est construit dans une rivière à fort courant ou s'il est sujet à des affouillements, il faut protéger son pied par des enrochements.

CHAPITRE IX

GEOTECHNIQUE ROUTIERE9.1 Introduction

Malgré le succès certain que rencontrent depuis quelque temps les méthodes élastiques de dimensionnement de chaussées (JONES, JOEFFROY, IVANOV) et l'utilisation de certaines autres méthodes originales telle que celle du stabilomètre Hvem, les méthodes de dimensionnement utilisées dans la plupart des pays tropicaux dérivent de la méthode originale du CBR telle qu'appliquée par le Kentucky Department of Highways aux USA. Nous présentons dans un premier temps cette méthode ainsi que la plupart de celles utilisées actuellement dans les pays tropicaux.

9.2 Méthode C B R (California Bearing Ratio. Rapport de Résistance de la Californie.).

Cette méthode mise au point en 1938 par M.J. PORTER établit une relation empirique entre la portance CBR du sol de plateforme et l'épaisseur minimale de chaussée pour empêcher la rupture par déformation plastique. Dans la figure IX.1, nous présentons une abaque exprimant cette relation pour deux charges de roues à 3.1 T et à 4.5 T

Le Corps of Engineer de l'U.S. Army a repris cette méthode pour la compléter pour différentes charges de roue de 1 à 10 T telle que présenté par la figure IX.2. Le français Peltier donnait d'ailleurs une expression analytique de cette relation empirique:

$$e = \frac{100 + 150\sqrt{P}}{\text{CBR} + 5}$$

La principale critique de cette méthode pourrait être que le trafic n'est pas pris en compte mais seulement les charges sur roue ce qui est loin de correspondre à la réalité tel qu'il a été établi depuis les essais AASHO. Il semble pourtant que cette méthode reste adaptée pour le dimensionnement des routes rurales non revêtue où le trafic est faible mais les charges sur roues très élevées ce qui caractérise le transport de marchandises dans les zones très reculées.

9.3

Méthodes de Liddle et l'Asphalt Institut

Les méthodes de Liddle et de l'Asphalt Institut qui dérivent d'ailleurs de la méthode CBR présentent une amélioration certaine vis à vis de celle-ci par la prise en compte de deux éléments très importants dans le processus d'analyse du comportement des chaussées.

- 1) La nature des matériaux constituant les différentes couches de chaussées par la notion d'épaisseur équivalente qui exprime le fait qu'une certaine épaisseur d'un matériau donné à une réponse équivalente à une épaisseur plus grande d'un matériau moins noble.

L'épaisseur équivalent d'une chaussée s'exprime par:

$$E = \sum a_i E_i$$

E_i : Etant l'épaisseur de chaque couche

a_i : Le coefficient d'équivalence relié au module du matériau (Fig. IX.5)

10-1

10-2

10-3

10-4

Ainsi une chaussée ayant un revêtement en enrobé bitumineux $a_1 = 2$, une couche de base en grave - ciment $a_2 = 1.5$ et une fondation en grave naturelle $a_3 = 0.75$ aurait une épaisseur équivalente $E = 2E_1 + 1.5 E_2 + 0.75 E_3$; E_1, E_2, E_3 étant les épaisseurs respectives des différentes couches.

- 2) L'influence de la répétition de la charge ou trafic par la notion de trafic équivalent qui exprime le fait qu'un nombre plus élevé de passage d'un essieu d'intensité de charge faible est équivalent à un nombre inférieur de passage d'un essieu d'intensité plus forte. Il peut être établi pour chaque essieu un facteur d'équivalence de la forme:

$$t = \left(\frac{P}{8.2} \right)^4$$

permettant de standardiser le trafic suivant l'essieu légal en vigueur. Dans les figures IX.6 et IX.7 sont présentés des abaques d'évaluation des coefficients d'équivalence.

Il est présenté dans les figures IX.3 et IX.4 des abaques de dimensionnement de chaussées à partir des méthodes de Liddle et de l'Asphalt Institute permettant d'obtenir l'épaisseur équivalente de la chaussée en fonction du trafic équivalent. Il faut ensuite moduler les épaisseurs des différentes couches suivant la nature des matériaux qui les composent.

9.4

Méthode du Road Research Laboratory R.R.L. Note No 31

Il s'agit d'une méthode de dimensionnement préconisée par le

10

11

12

13

14

15

16

17

Laboratoire des Routes du Royaume Uni pour les pays tropicaux.

Elle utilise le nombre d'essieux équivalent à l'essieu standard de 8.2 T pour exprimer le trafic par l'intermédiaire d'un tableau d'équivalence (Tableau IX.1). De même le tableau IX.2 permet de prendre en compte le paramètre sol par l'estimation du CBR selon la profondeur de la nappe et l'indice de plasticité de la plateforme.

L'abaque de dimensionnement est présenté dans la figure IX.8. En fait dans ce dimensionnement seule l'épaisseur de la couche de fondation est fournie, l'épaisseur de la couche de base étant fixée à 15 cm avec revêtement en enduit superficiel pour un trafic inférieur à 5×10^5 essieux équivalents et un revêtement de 5 cm d'enrobés bitumineux pour un trafic supérieur. Cette note No. 31 fournit des spécifications pour les matériaux constituant les différentes couches de chaussées.

9.5

Méthode de Dimensionnement pour Pays Tropicaux par le C.E.B.T.P. FRANCE

Cette méthode distingue cinq (5) classes de trafic suivant le nombre cumulé d'essieux équivalents à 8.2 T.

$$T_1 \leq 3 \times 10^6 ; 3 \times 10^6 \leq T_2 \leq 10^7 ; 10^7 \leq T_3 \leq 2.5 \times 10^7$$

$$2.5 \times 10^7 \leq T_4 \leq 6 \times 10^7 ; 6 \times 10^7 \leq T_5 \leq 10^8$$

la formule d'équivalence utilisée étant:

$$c = \left[\frac{P}{8.2} \right]^4$$

* Centre Expérimental du Bâtiment et travaux publics.

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

Laboratoire des Routes du Royaume Uni pour les pays tropicaux.

Elle utilise le nombre d'essieux équivalent à l'essieu standard de 8.2 T pour exprimer le trafic par l'intermédiaire d'un tableau d'équivalence (Tableau IX.1). De même le tableau IX.2 permet de prendre en compte le paramètre sol par l'estimation du CBR selon la profondeur de la nappe et l'indice de plasticité de la plateforme.

L'abaque de dimensionnement est présenté dans la figure IX.8. En fait dans ce dimensionnement seule l'épaisseur de la couche de fondation est fournie, l'épaisseur de la couche de base étant fixée à 15 cm avec revêtement en enduit superficiel pour un trafic inférieur à 5×10^5 essieux équivalents et un revêtement de 5 cm d'enrobés bitumineux pour un trafic supérieur. Cette note No. 31 fournit des spécifications pour les matériaux constituant les différentes couches de chaussées.

9.5 Méthode de Dimensionnement pour Pays Tropicaux par le C.E.B.T.P. FRANCE

Cette méthode distingue cinq (5) classes de trafic suivant le nombre cumulé d'essieux équivalents à 8.2 T.

$$T_1 \leq 3 \times 10^6 ; 3 \times 10^6 \leq T_2 \leq 10^7 ; 10^7 \leq T_3 \leq 2.5 \times 10^7$$

$$2.5 \times 10^7 \leq T_4 \leq 6 \times 10^7 ; 6 \times 10^7 \leq T_5 \leq 10^8$$

la formule d'équivalence utilisée étant:

$$c = \left[\frac{P}{8.2} \right]^4$$

* Centre Expérimental du Batiment et travaux publics.

100

100

100

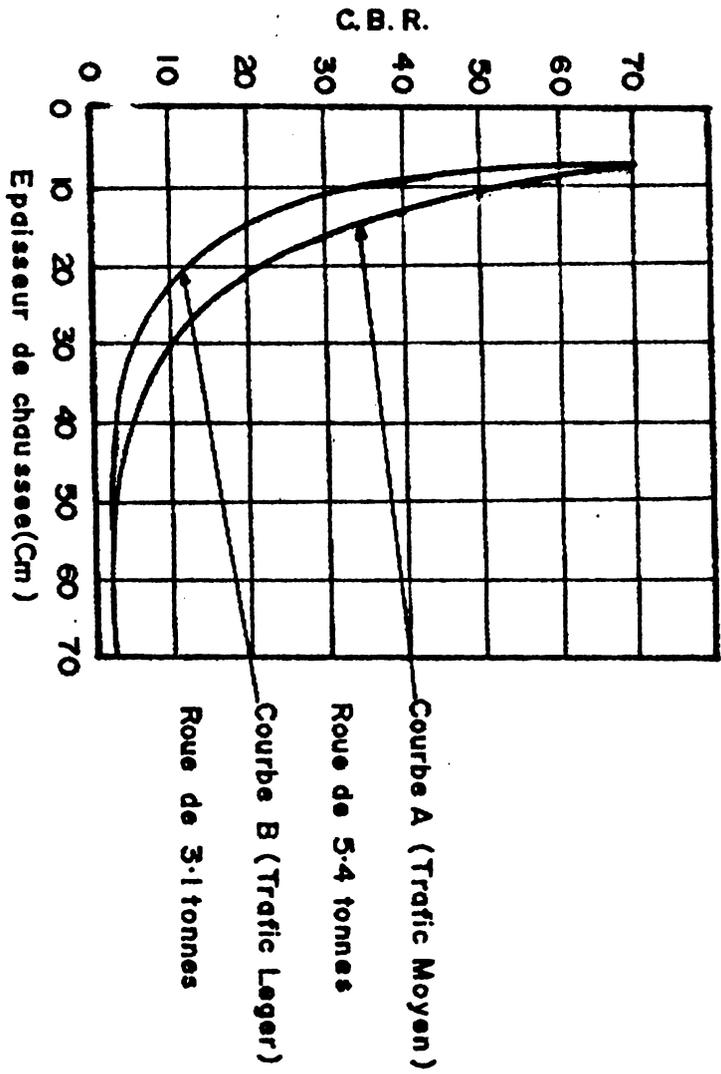
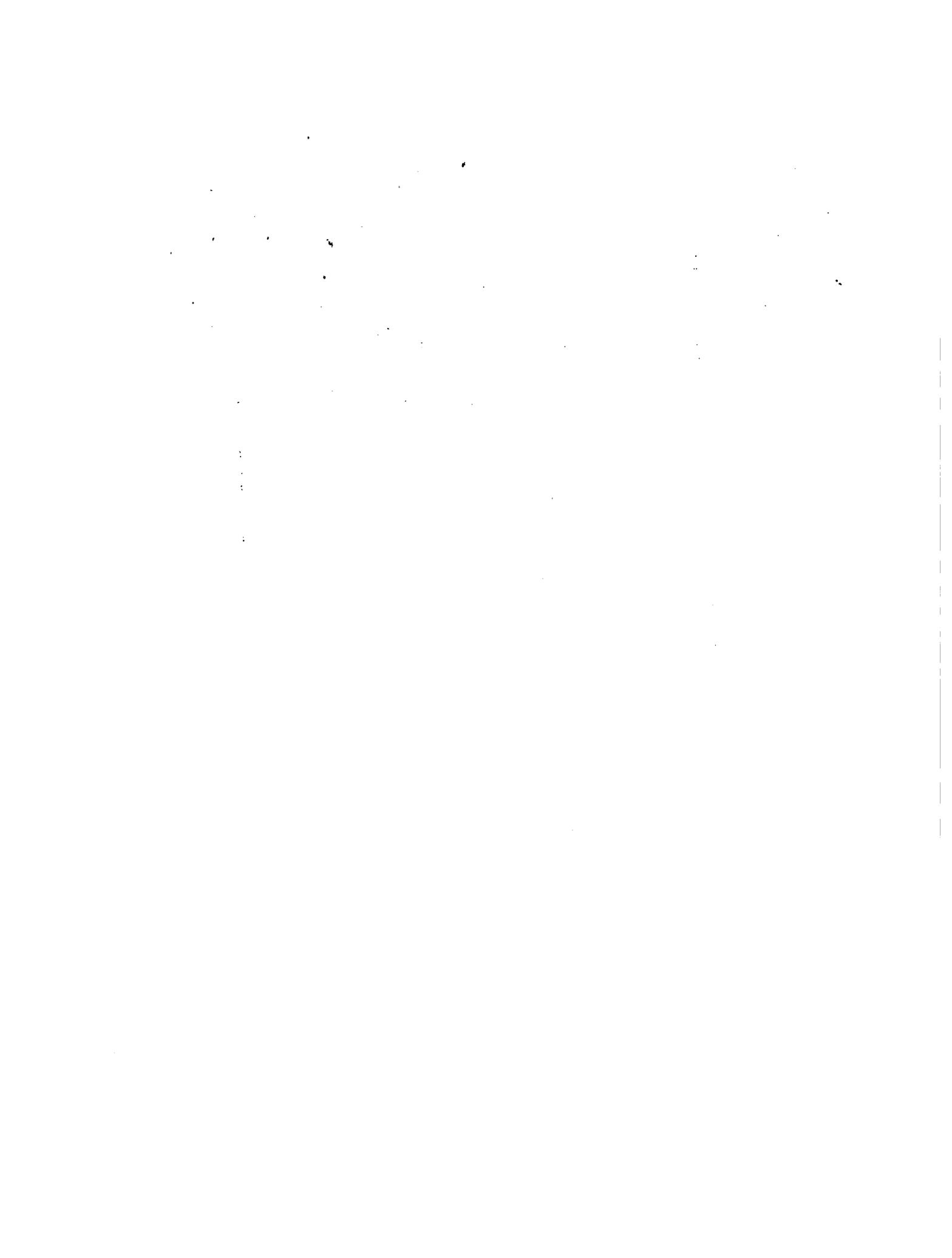
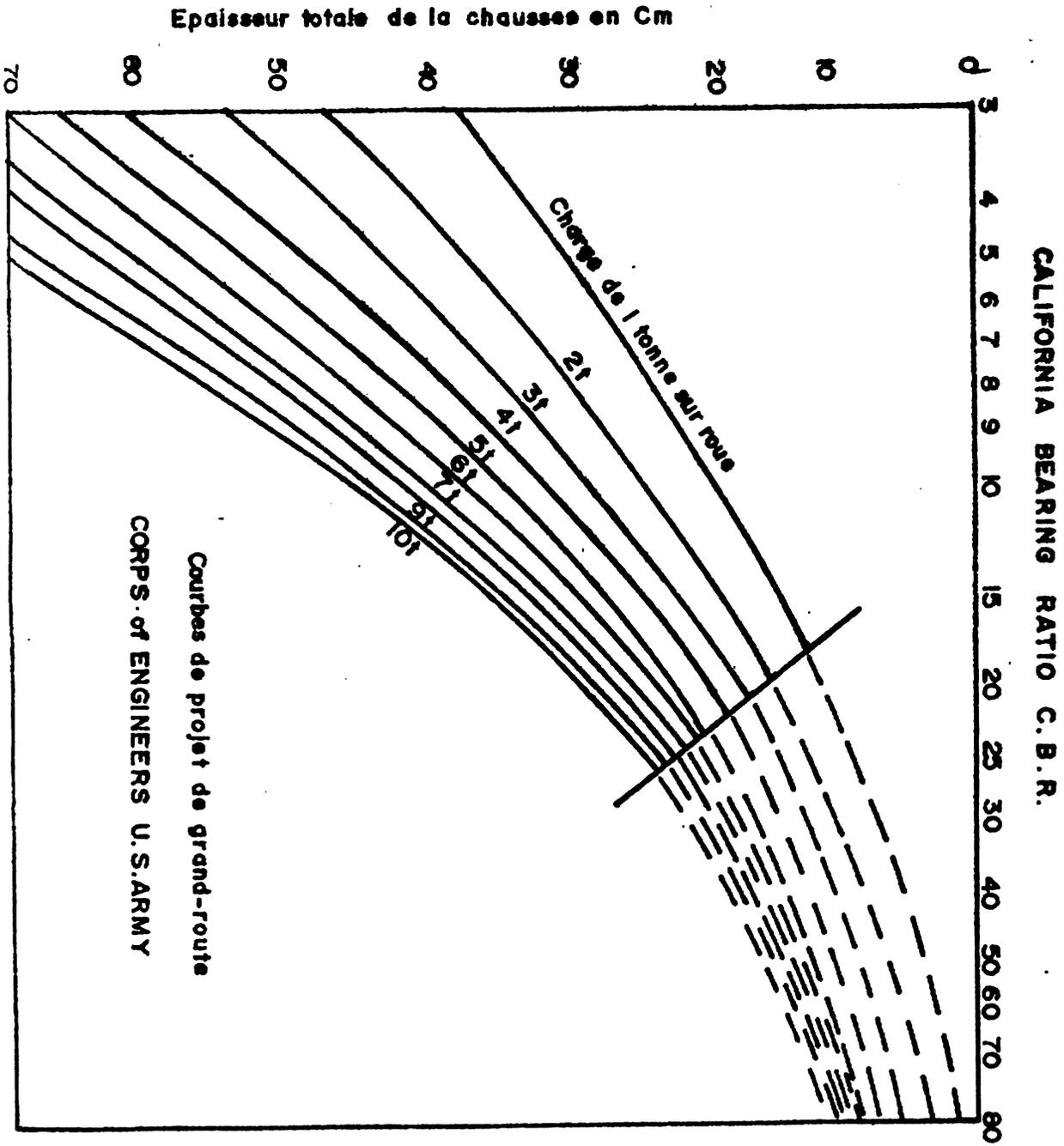
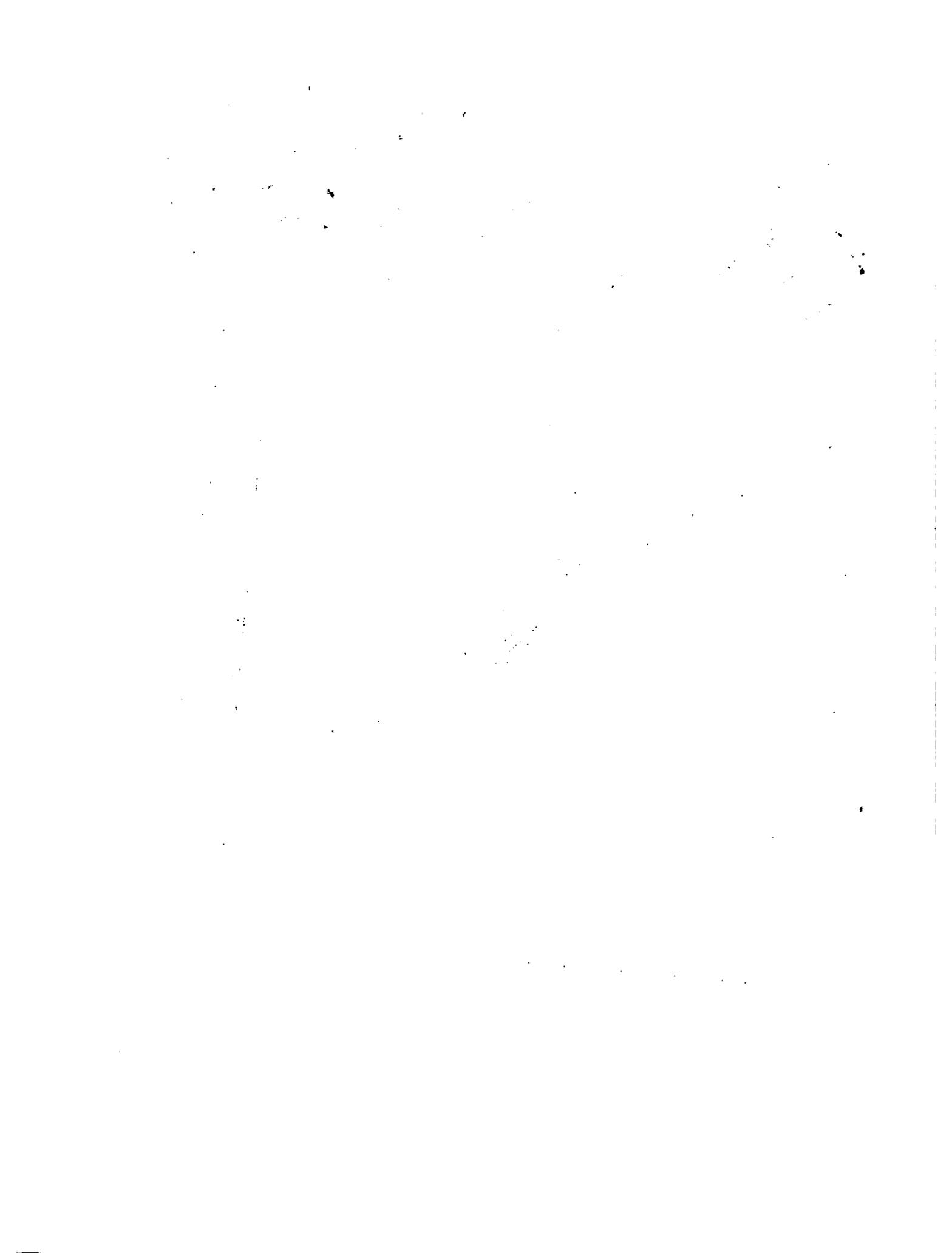


Fig. IX.1 - Relation entre le CBR et l'épaisseur de la chaussée pour deux charges de roues: 5.4 T et 3.1 T







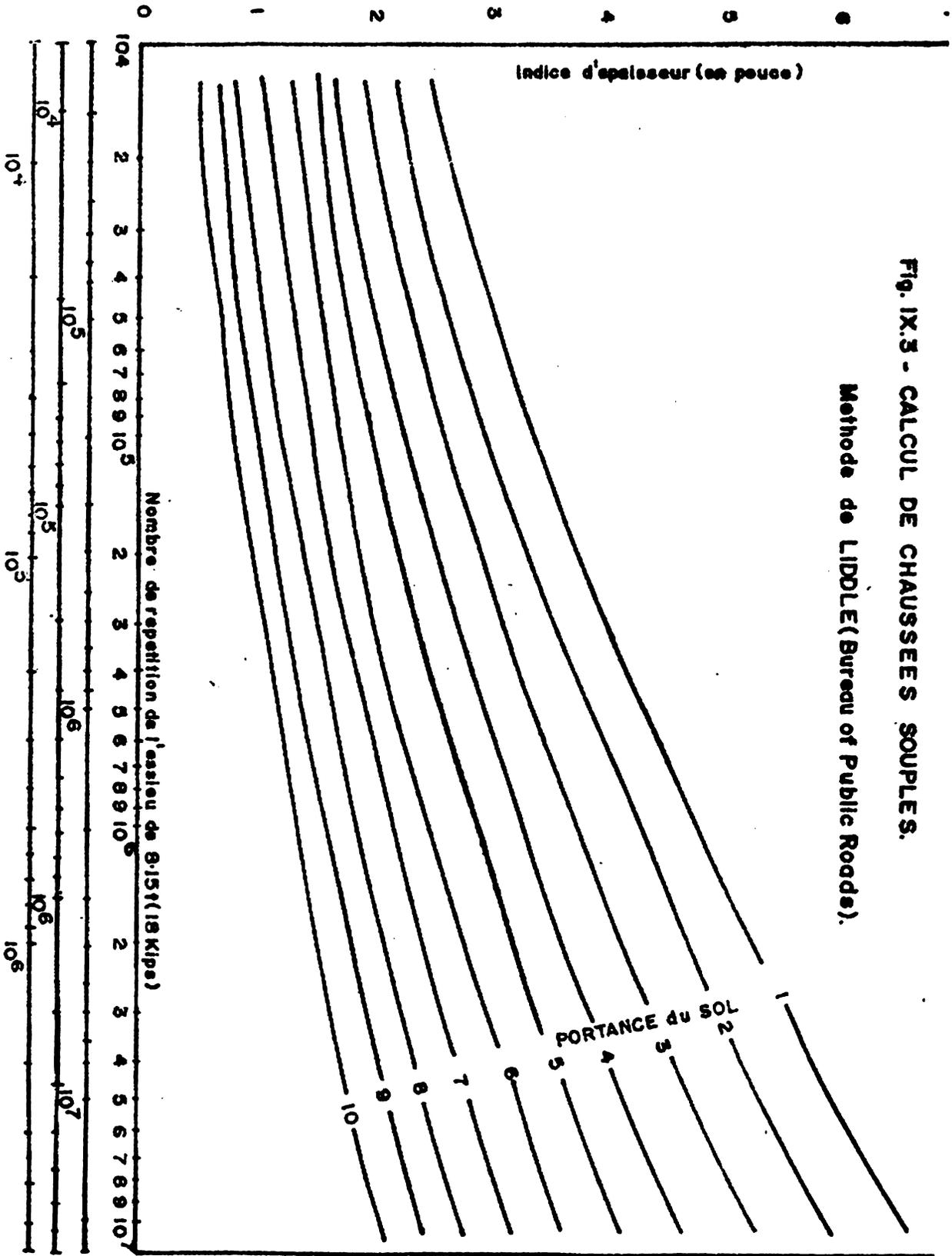
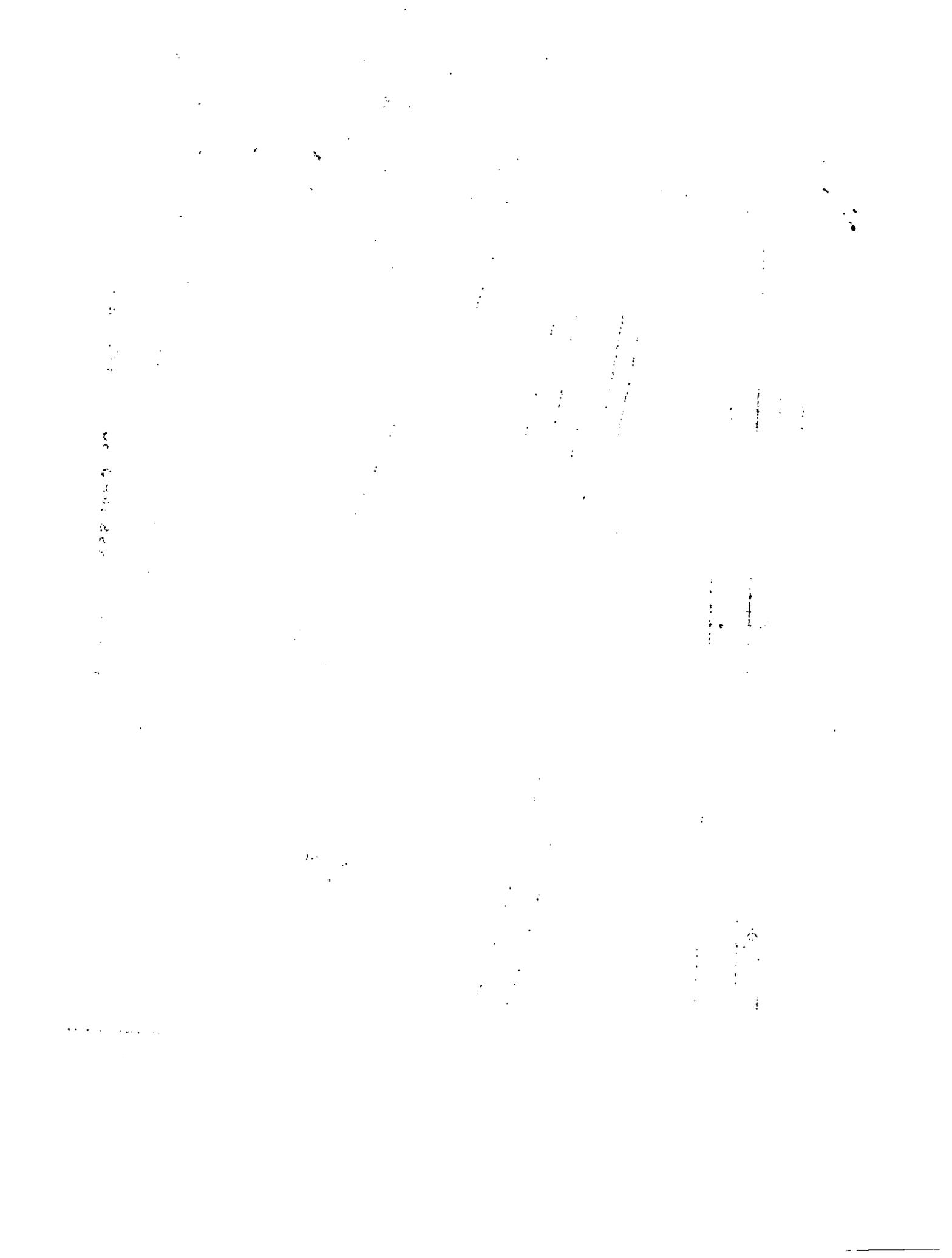
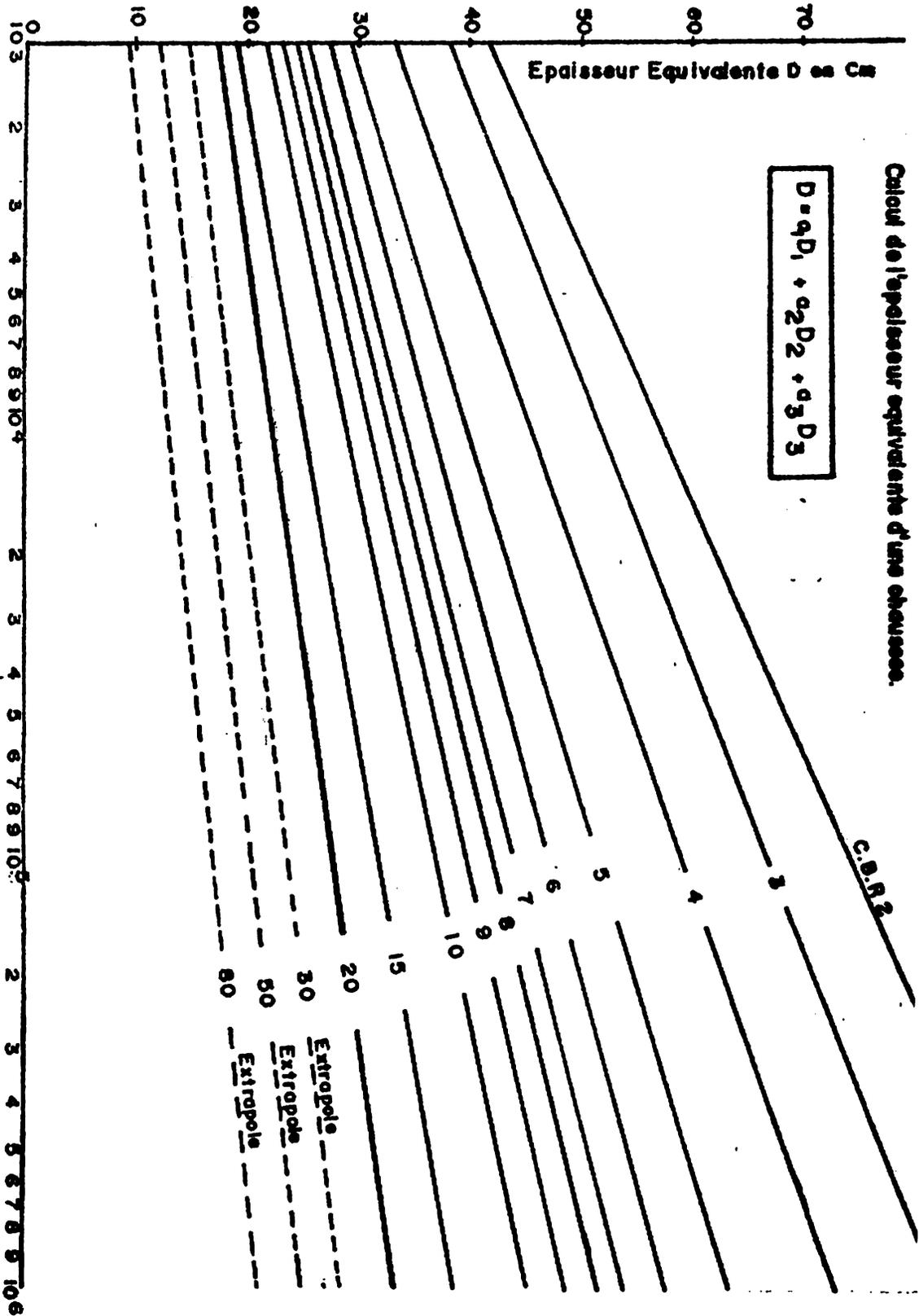


FIG. IX.3 - CALCUL DE CHAUSSEES SOUPLES.
Methode de LIDDLE (Bureau of Public Roads).



Calcul de l'épaisseur équivalente d'une chaussée.

$$D = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$



Traffic Equivalent W (nombre de passages d'un essieu simple)

Essieu 13 T

EXCIN-5
 Relation entre le module élastique
 (à la plaque) E et le coefficient d'équivalence α'

$$\alpha = \sqrt[3]{\frac{E(\text{bars})}{5000(\text{bars})}}$$

Note: Le module dynamique est
 égal à 3-4 fois la valeur
 du module élastique à
 la plaque

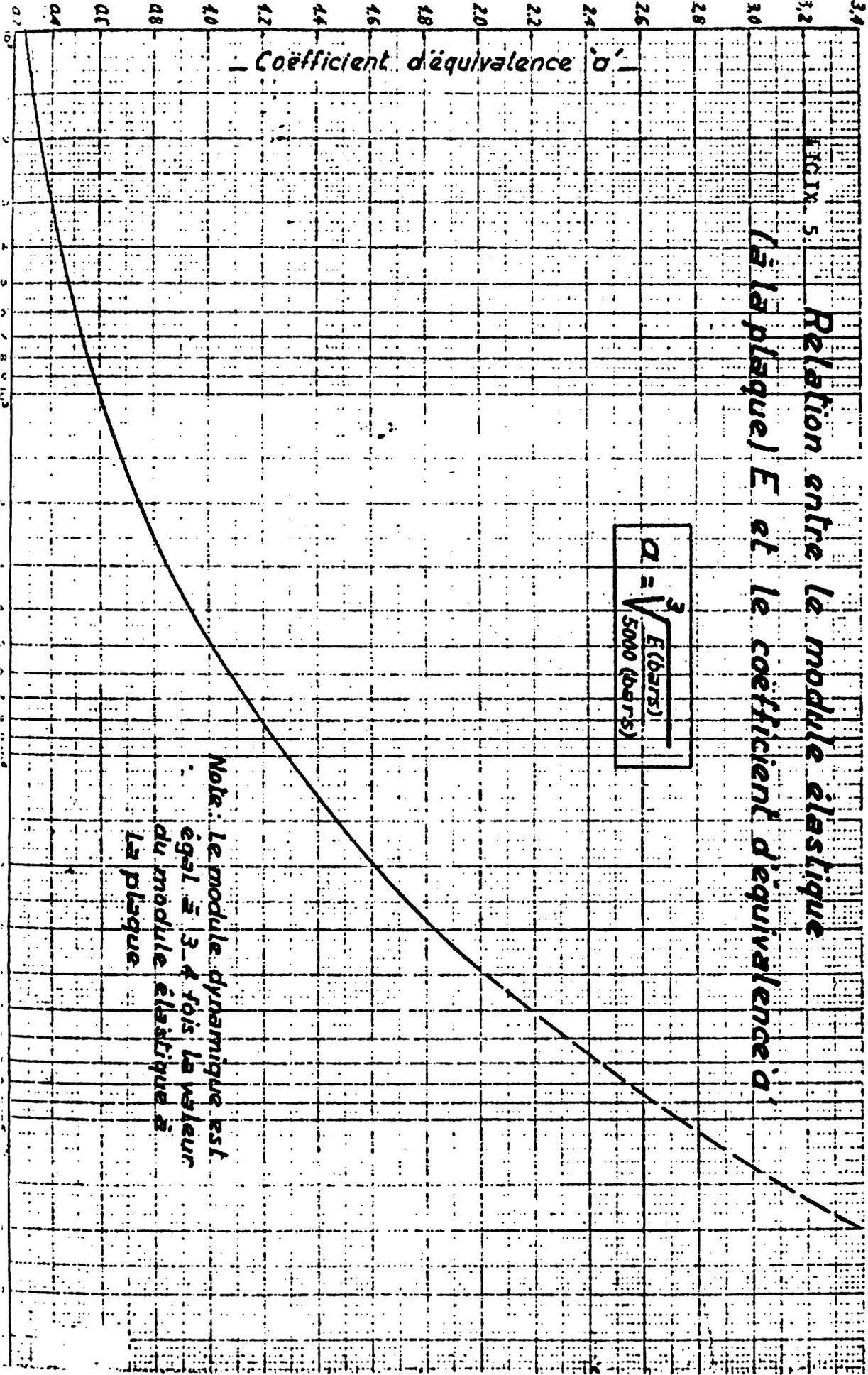
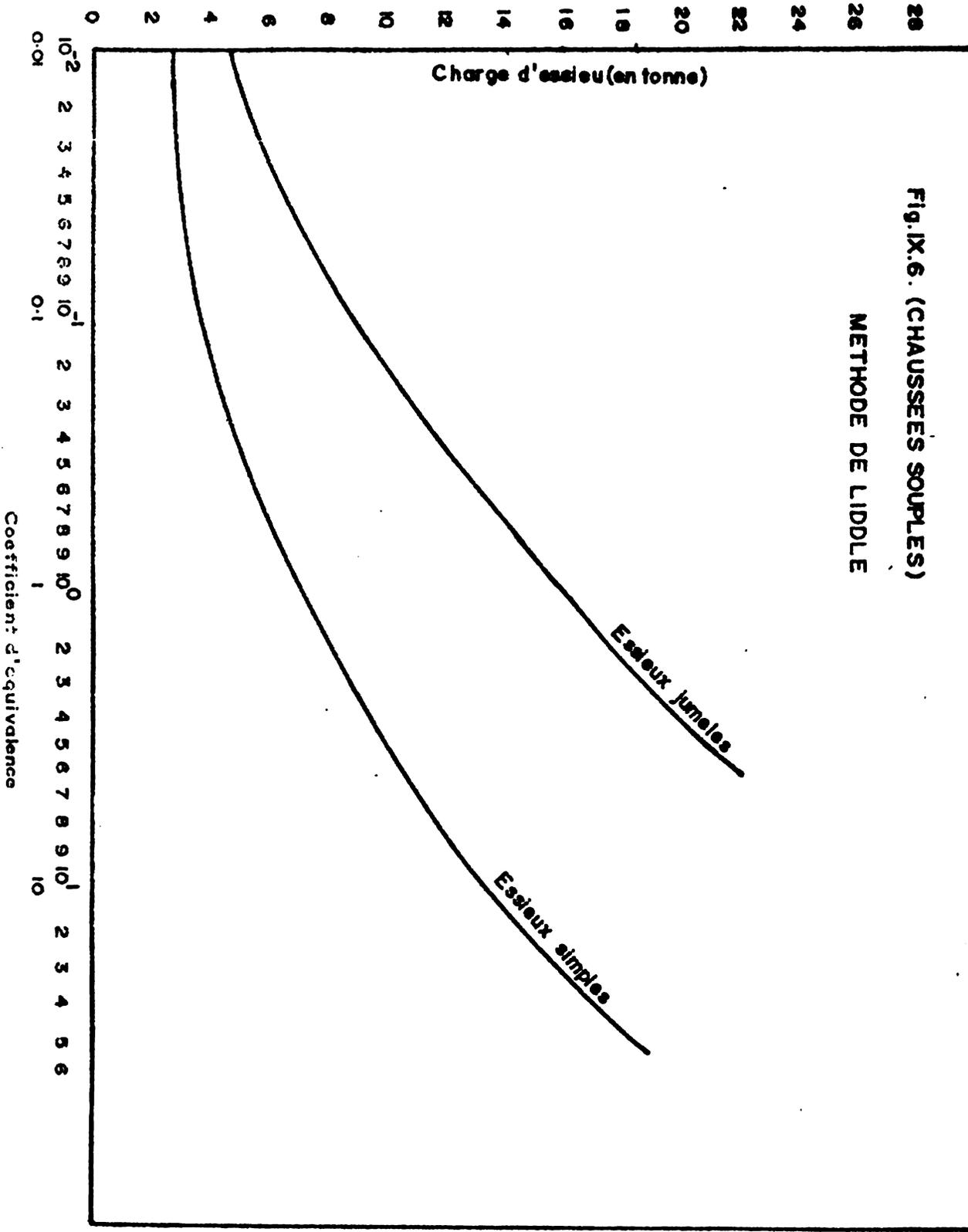




Fig. IX.6. (CHAUSSEES SOUPLES)
METHODE DE LIDDLE



Coefficient d'équivalence



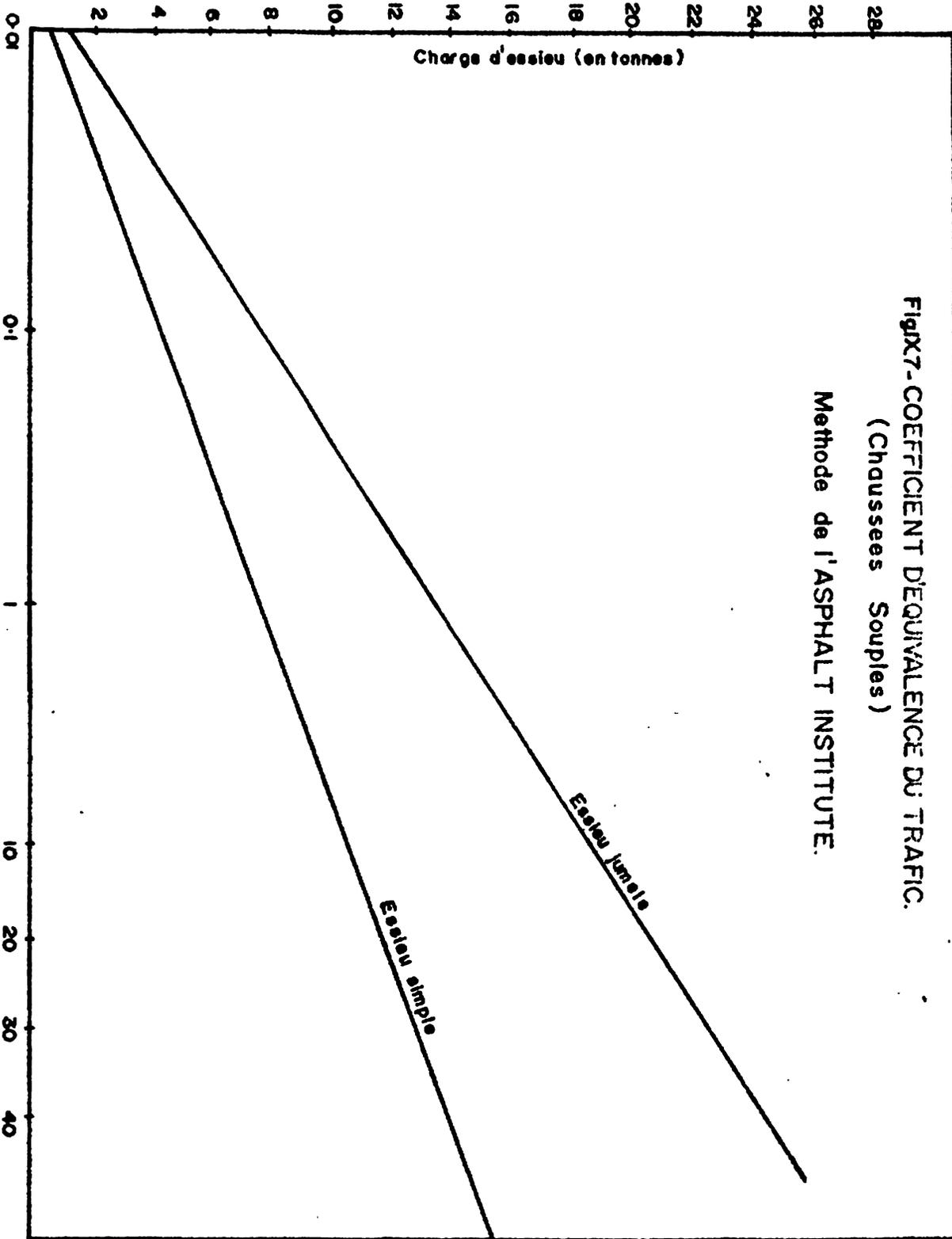
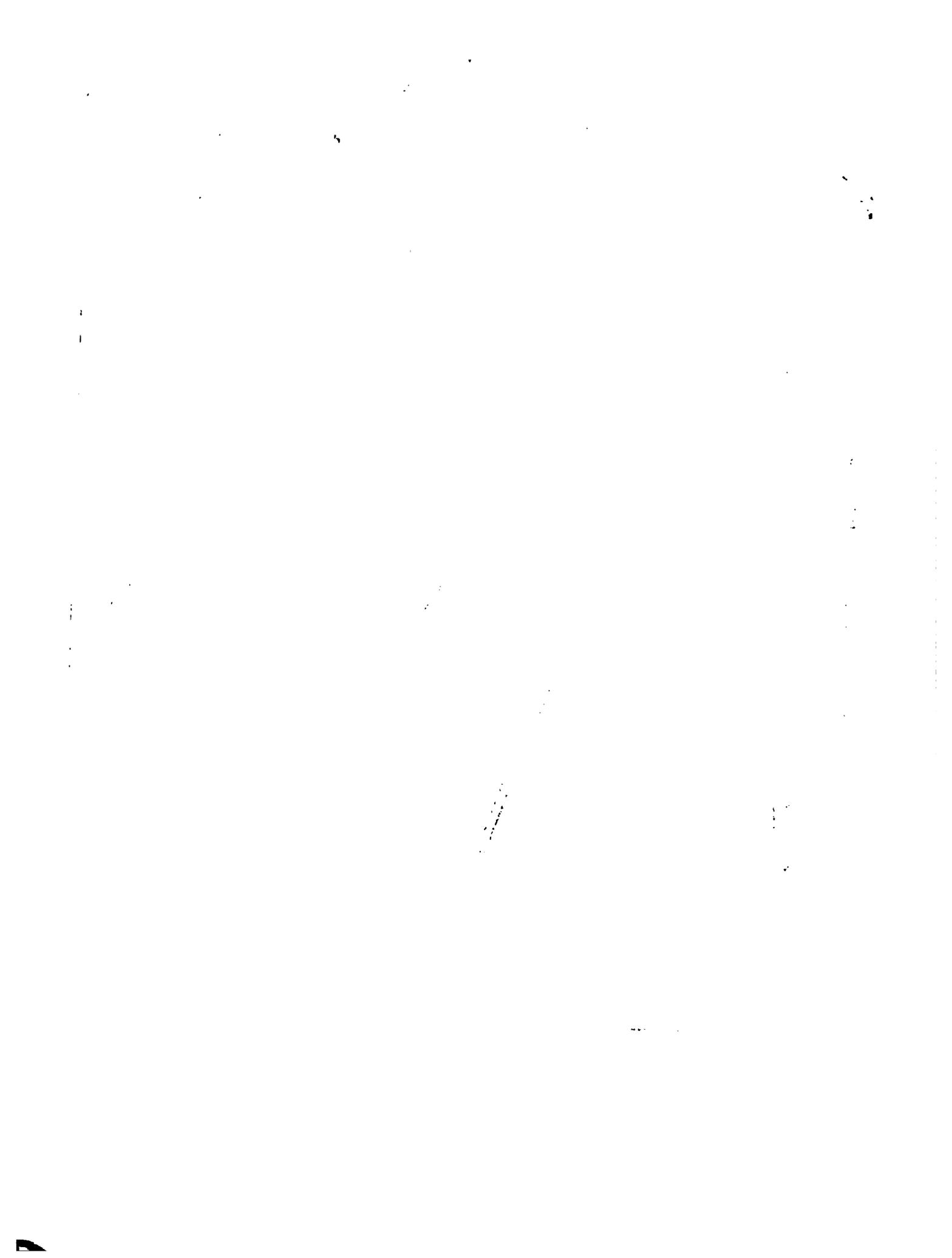


FIGURE 7 - COEFFICIENT D'EQUIVALENCE DU TRAFIC.
(Chaussées Souples)

Méthode de l'ASPHALT INSTITUTE.

COEFFICIENT D'EQUIVALENCE



De même elle distingue cinq (5) classes de sol suivant la valeur CBR:

$$S_1 \leq 5 ; 5 \leq S_2 \leq 10 ; 10 \leq S_3 \leq 15 ; 15 \leq S_4 \leq 30 ; S_5 \geq 30$$

Avec ces deux paramètres on entre dans les tableaux de dimensionnement présentés dans les tableaux IX.3, IX.4, et IX.5 pour avoir les épaisseurs de revêtement R, couche de base B et couche de fondation F. Cette méthode fournit également des spécifications sur les matériaux à utiliser pour les différentes couches de chaussées.

001

002

003

004

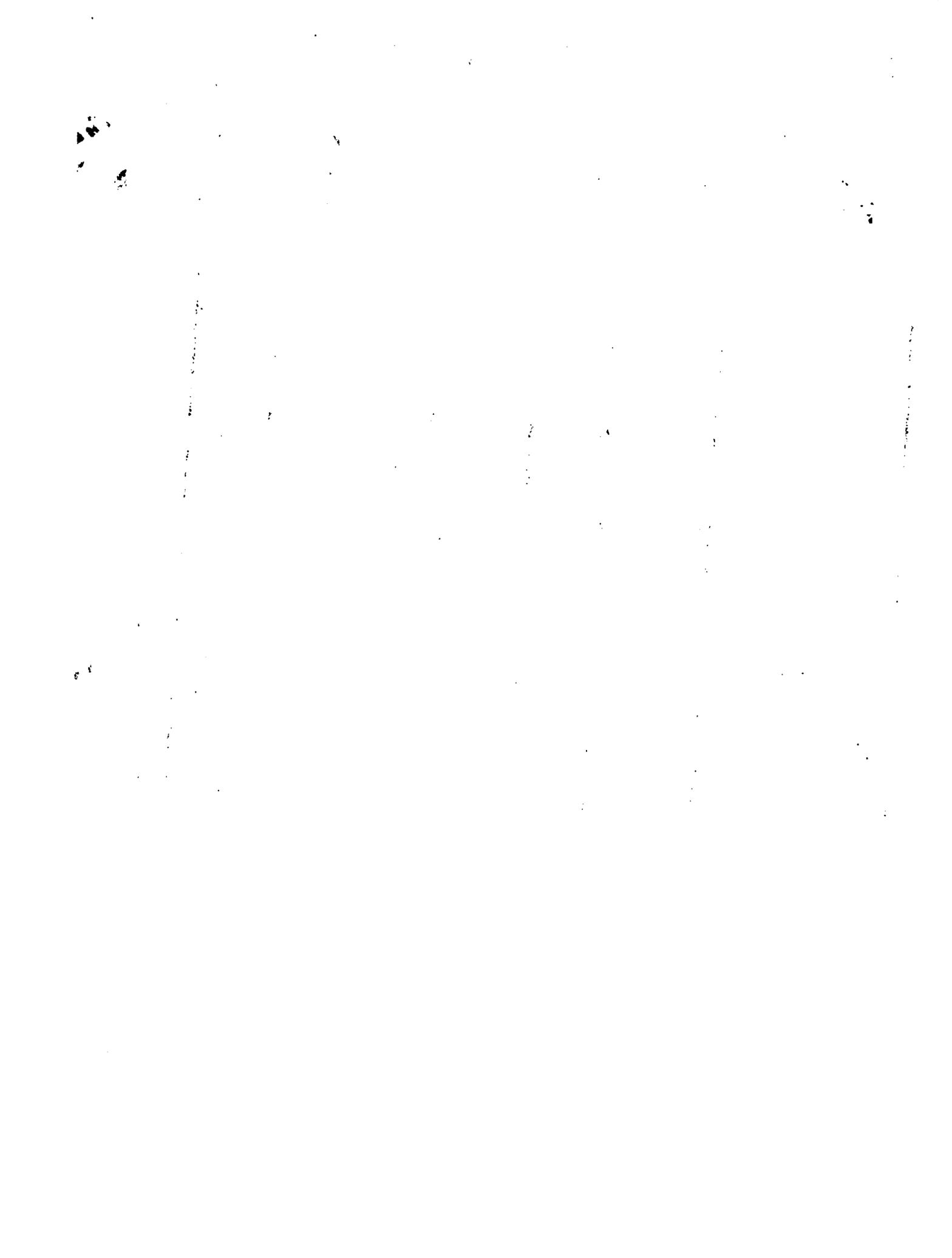
TABLEAU IX.1 Facteurs pour la conversion du nombre d'essieux en nombre équivalent d'essieux standards de 8.200 Ka.

Charge par es- sieu Kg.	910	1810	2720	4540	5440	7260	8160	9980	12700	16320	19980	21790
Facteur d'Equi- valence	0.0002	0.0025	0.01	0.08	0.2	0.6	1	2.4	7.2	22.9	58	87



TABEAU IX.2 Valeurs CBR minimales estimées des sol et plate-forme sous chaussées revêtues pour un taux de compactage de 95% de la densité sèche maximale aux normes britanniques.

Profondeur de la nappe phréatique à partir du niveau de la plate forme	Valeurs C.B.R minimales (%)					
	Sable non plastique	Arg. sableuse Pl = 10	Arg. sableuse Pl = 20	Arg. limoneuse Pl = 30	Arg. Grasse Pl 40	Limon
	0.6 m	8	5	4	3	2
0.	25	6	5	4	3	2
1.5 m	25	8	6	5	3	
2.0 m	25	8	7	5	3	
2,5 m	25	8	8	6	4	Voir note
3.0 m	25	25	8	7	4	
3.5 m	25	25	8	8	4	5
5.0 m	25	25	8	8	5	
7.0 m ou plus	25	25	8	8	7	



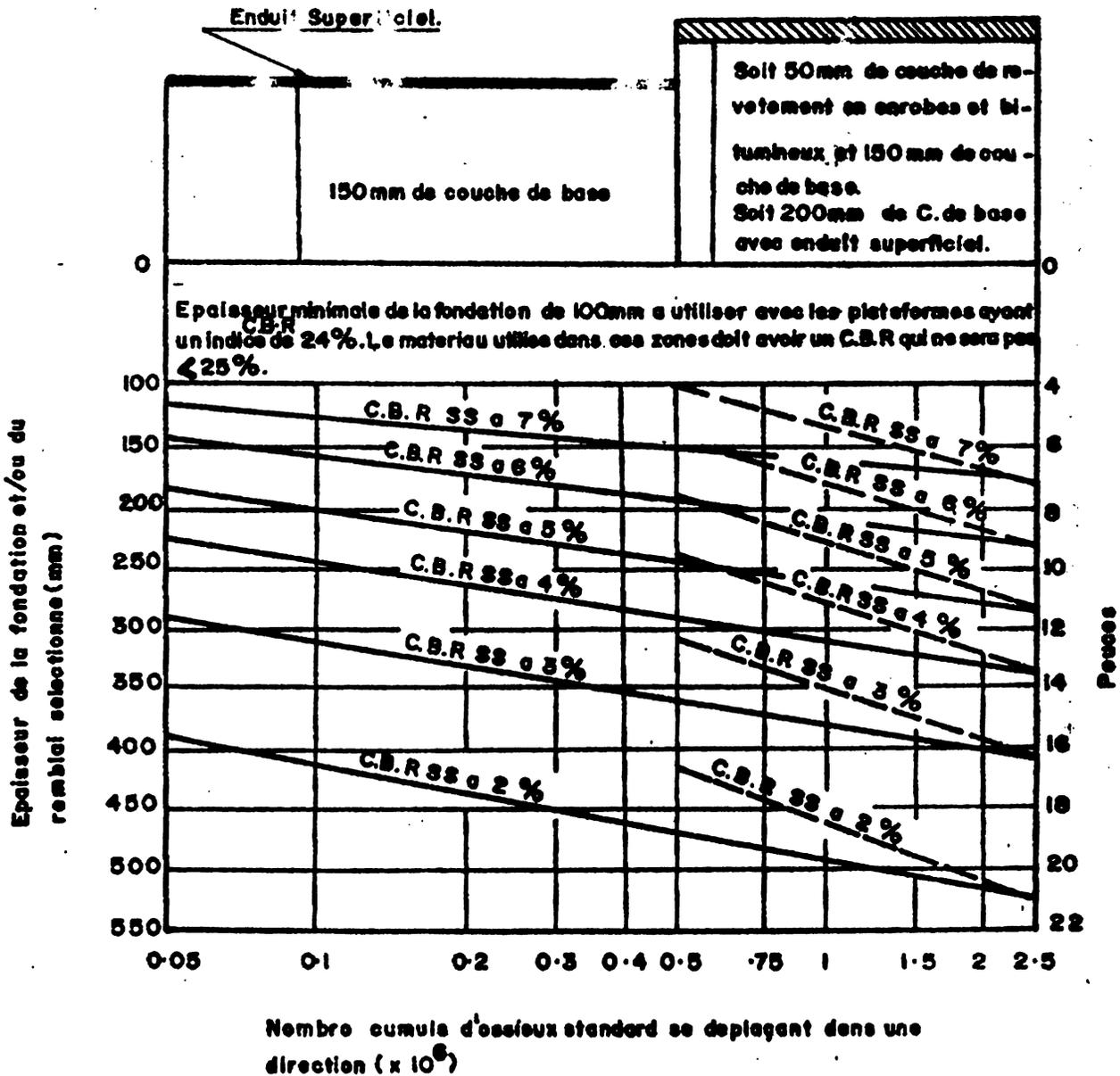


Fig. IX.8 - Aboque de dimensionnement des chaussées par la methode du Road Research Laboratory.

100

100



100

100

100

100

BLEAU IX.3 Dimensionnement de chaussée

TRAFICS T1 - T2	S1		S2		S3		S4		S5	
	T1	T2								
REVETEMENT	BC ou 3E	4E ou TC								
Grave Naturelle	15	15	15	15	15	15	15	15	25	25
Grave Naturelle	45	45	35	35	25	30	15	20	0	0
Grave Ciment	15	15	15	15	15	15	15	15	20	20
Grave Naturelle	40	45	30	35	25	25	15	20	0	0
Grave Concassée	15	15	15	15	15	15	15	15	20	20
Grave Naturelle	40	45	30	35	25	25	15	20	0	0
Grave Concassée	50	55	30	35	25	30	25	30	20	20
Grave Concassée										
Grave Concassée	20	20	20	20	20	20	20	20	25	25
Sable Arg.	40	40	30	30	25	25	15	20	0	0
Sable Ciment	15	20	15	20	15	20	15	20	15	20
Sable Arg.	40	45	30	35	20	25	15	20	10	15
Sable Bitume	12	15	12	15	12	15	12	15	12	15
Sable Arg.	40	45	30	30	20	25	15	20	0	0

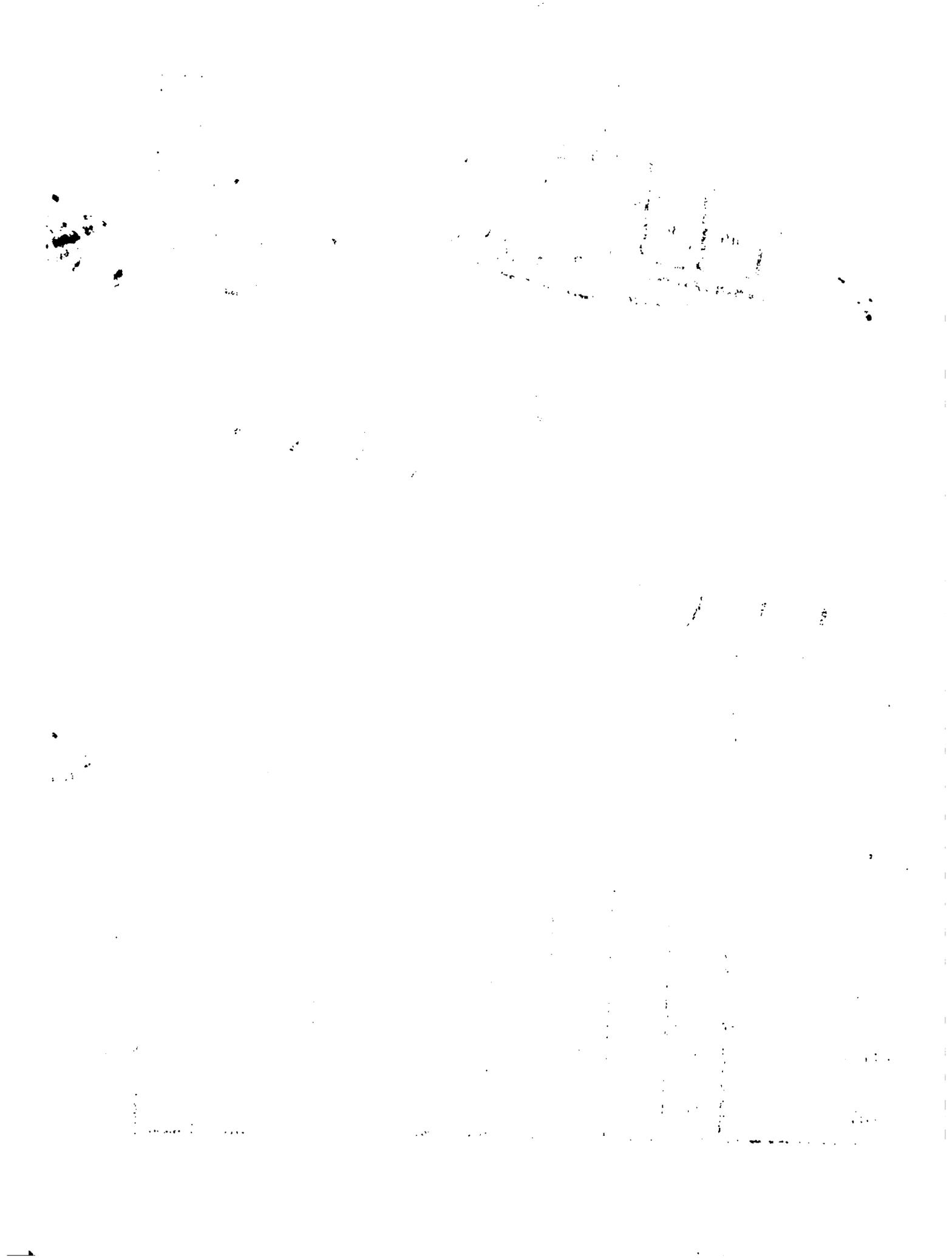
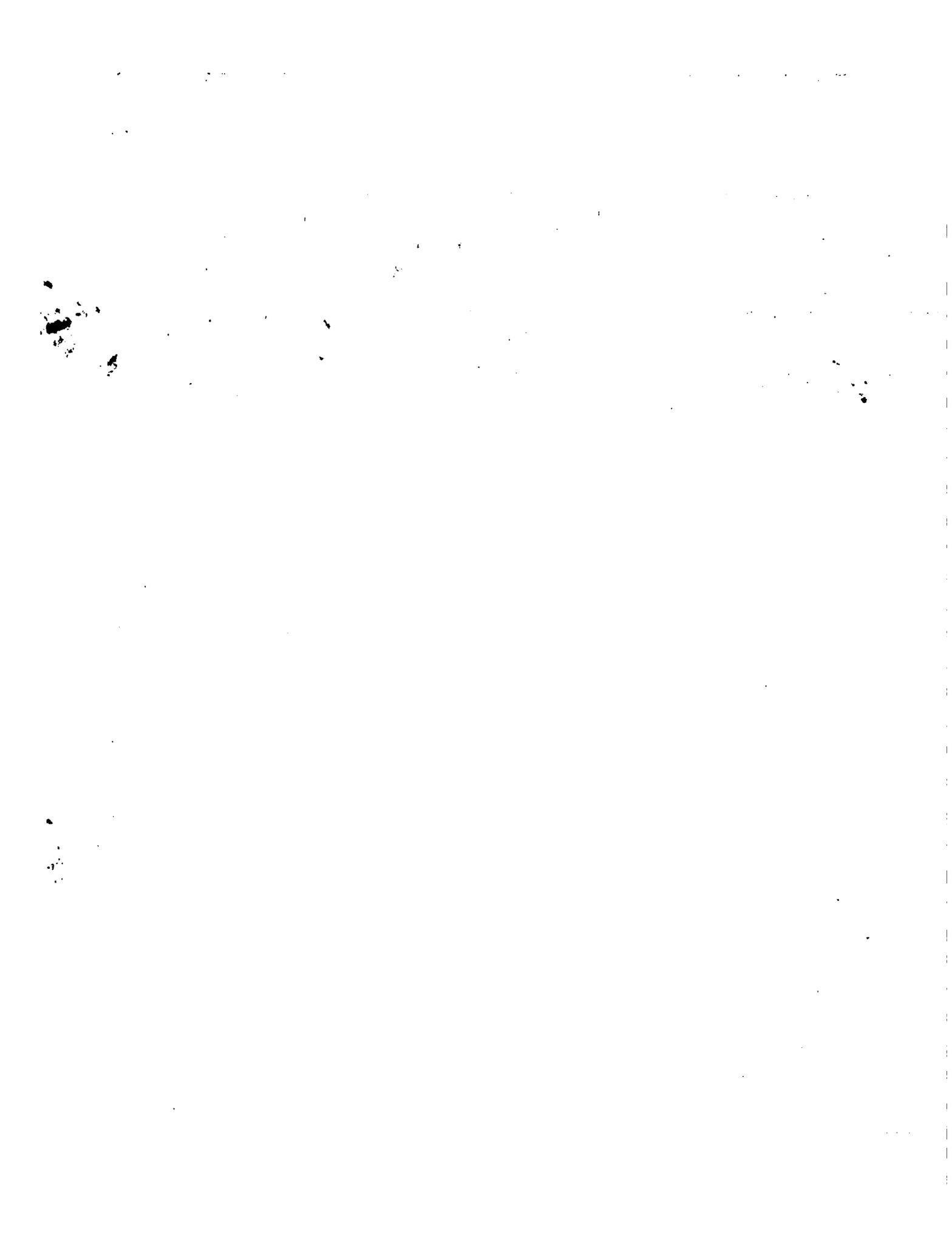


TABLEAU IX.4 Dimensionnement de chaussée

TRAFICS	S1		S2		S3		S4		S5	
	T3	T4								
B.B.	5		5		5		5		5	
Grave Naturelle	20		20		20		20		25	
Grave Naturelle	40		30		20		15		0	
B.B.	5	7	5	7	5	7	5	7	5	
Grave Ciment	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
Grave Nat.	45	50	25	30	20	25	15	20	0	
B.B.	5	7	5	7	5	7	5	7	5	7
Grave Concassée	20	25	20	25	20	25	20	25	20	25
Grave Naturelle	40	45	30	30	25	25	20	20	0	0
B.B.	5	7	5	7	5	7	5	7	5	7
Grave Concassée	60	65	45	50	40	45	30	35	20	25
B.B	5		5		5		5		5	
Grave Concassée	25		25		25		25		20	
Sable Argileux	45		30		25		20		0	
B.B	5	7	5	7	5	7	5	7	5	7

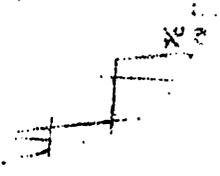


1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

20

A.B.

2020



10

100

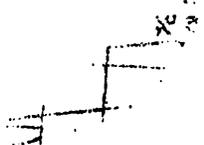
100

TABLEAU IX.3 Dimensionnement de chaussée

TRAFFICS T1 - T2		S1		S2		S3		S4		S5	
		T1	T2								
REVETEMENT		BC	4E								
		ou									
		3E	TC								
B	Grave Naturelle	15	15	15	15	15	15	15	15	25	25
F	Grave Naturelle	45	45	35	35	25	30	15	20	0	0
B	Grave Ciment	15	15	15	15	15	15	15	15	20	20
F	Grave Naturelle	40	45	30	35	25	25	15	20	0	0
B	Grave Concassée	15	15	15	15	15	15	15	15	20	20
F	Grave Naturelle	40	45	30	35	25	25	15	20	0	0
B	Grave Concassée	50	55	30	35	25	30	25	30	20	20
F	Grave Concassée										
B	Grave Concassée	20	20	20	20	20	20	20	20	25	25
F	Sable Arg.	40	40	30	30	25	25	15	20	0	0
B	Sable Ciment	15	20	15	20	15	20	15	20	15	20
F	Sable Arg.	40	45	30	35	20	25	15	20	10	15
B	Sable Bitume	12	15	12	15	12	15	12	15	12	15
F	Sable Arg.	40	45	30	30	20	25	15	20	0	0

100

100



100

100

100

100

100

100

100

TABLEAU IX.3 Dimensionnement de chaussée

TRAFICS T1 - T2	S1		S2		S3		S4		S5	
	T1	T2								
REVETEMENT	BC ou 3E	4E ou TC								
Grave Naturelle	15	15	15	15	15	15	15	15	25	25
Grave Naturelle	45	45	35	35	25	30	15	20	0	0
Grave Ciment	15	15	15	15	15	15	15	15	20	20
Grave Naturelle	40	45	30	35	25	25	15	20	0	0
Grave Concassée	15	15	15	15	15	15	15	15	20	20
Grave Naturelle	40	45	30	35	25	25	15	20	0	0
Grave Concassée	50	55	30	35	25	30	25	30	20	20
Grave Concassée										
Grave Concassée	20	20	20	20	20	20	20	20	25	25
Sable Arg.	40	40	30	30	25	25	15	20	0	0
Sable Ciment	15	20	15	20	15	20	15	20	15	20
Sable Arg.	40	45	30	35	20	25	15	20	10	15
Sable Bitume	12	15	12	15	12	15	12	15	12	15
Sable Arg.	40	45	30	30	20	25	15	20	0	0

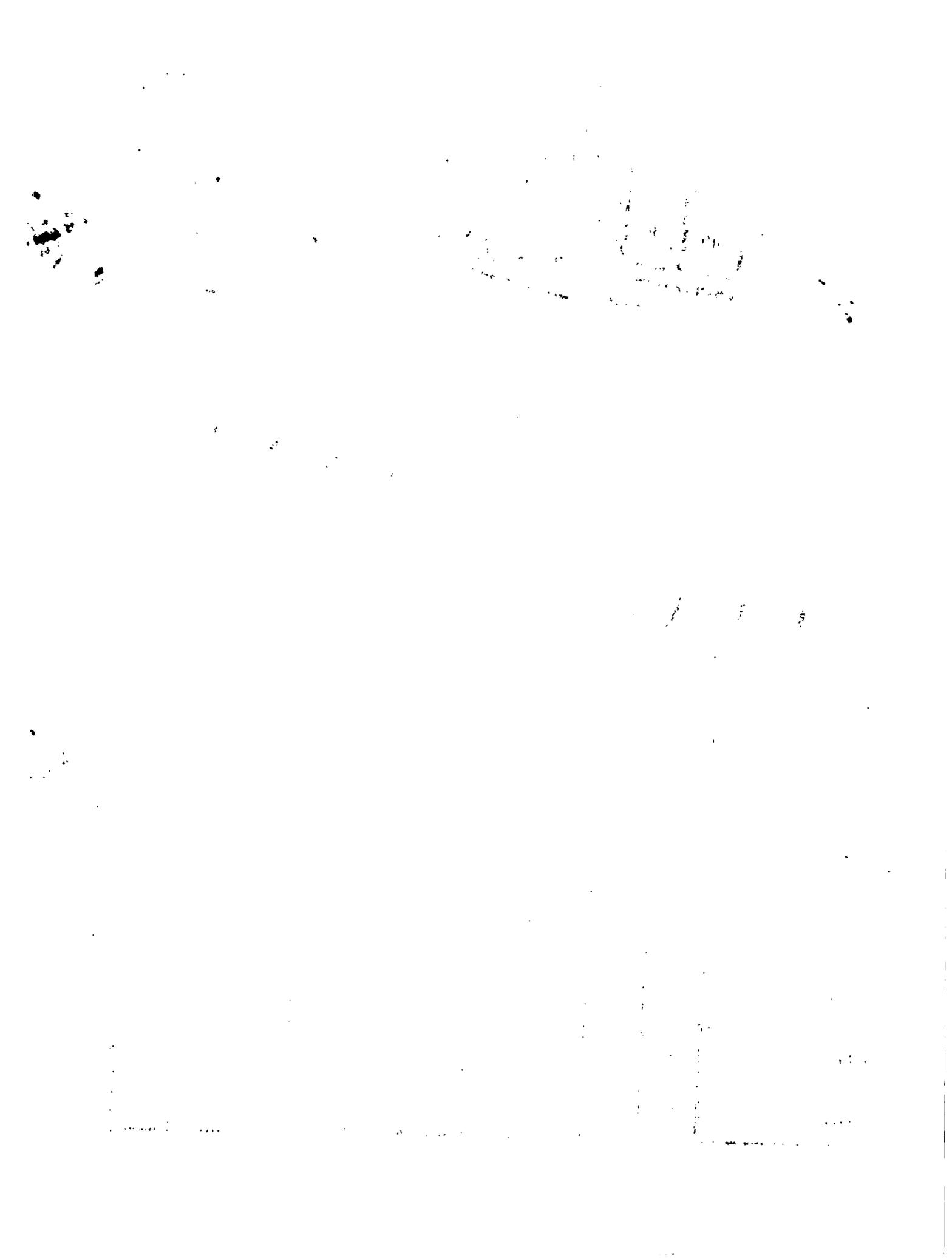
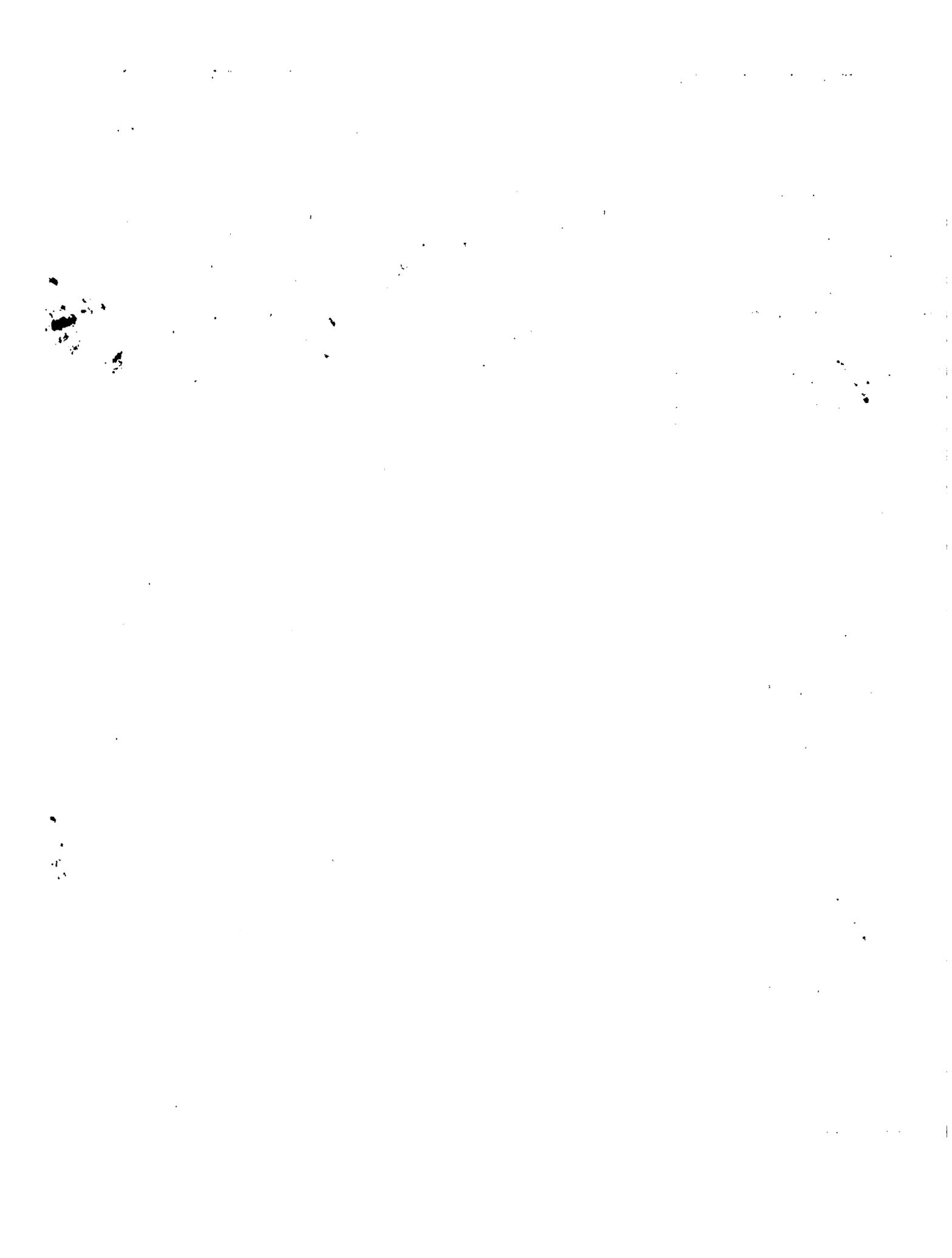


TABLEAU IX.4 Dimensionnement de chaussée

TRAFICS T3 - T4		S1		S2		S3		S4		S5	
		T3	T4								
R	B.B.	5		5		5		5		5	
B	Grave Naturelle	20		20		20		20		25	
F	Grave Naturelle	40		30		20		15		0	
R	B.B.	5	7	5	7	5	7	5	7	5	
B	Grave Ciment	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
F	Grave Nat.	45	50	25	30	20	25	15	20	0	
R	B.B.	5	7	5	7	5	7	5	7	5	7
B	Grave Concassée	20	25	20	25	20	25	20	25	20	25
F	Grave Naturelle	40	45	30	30	25	25	20	20	0	0
R	B.B.	5	7	5	7	5	7	5	7	5	7
B	Grave Concassée	60	65	45	50	40	45	30	35	20	25
F											
R	B.B	5		5		5		5		5	
B	Grave Concassée	25		25		25		25		20	
F	Sable Argileux	45		30		25		20		0	
R	B.B	5	7	5	7	5	7	5	7	5	7



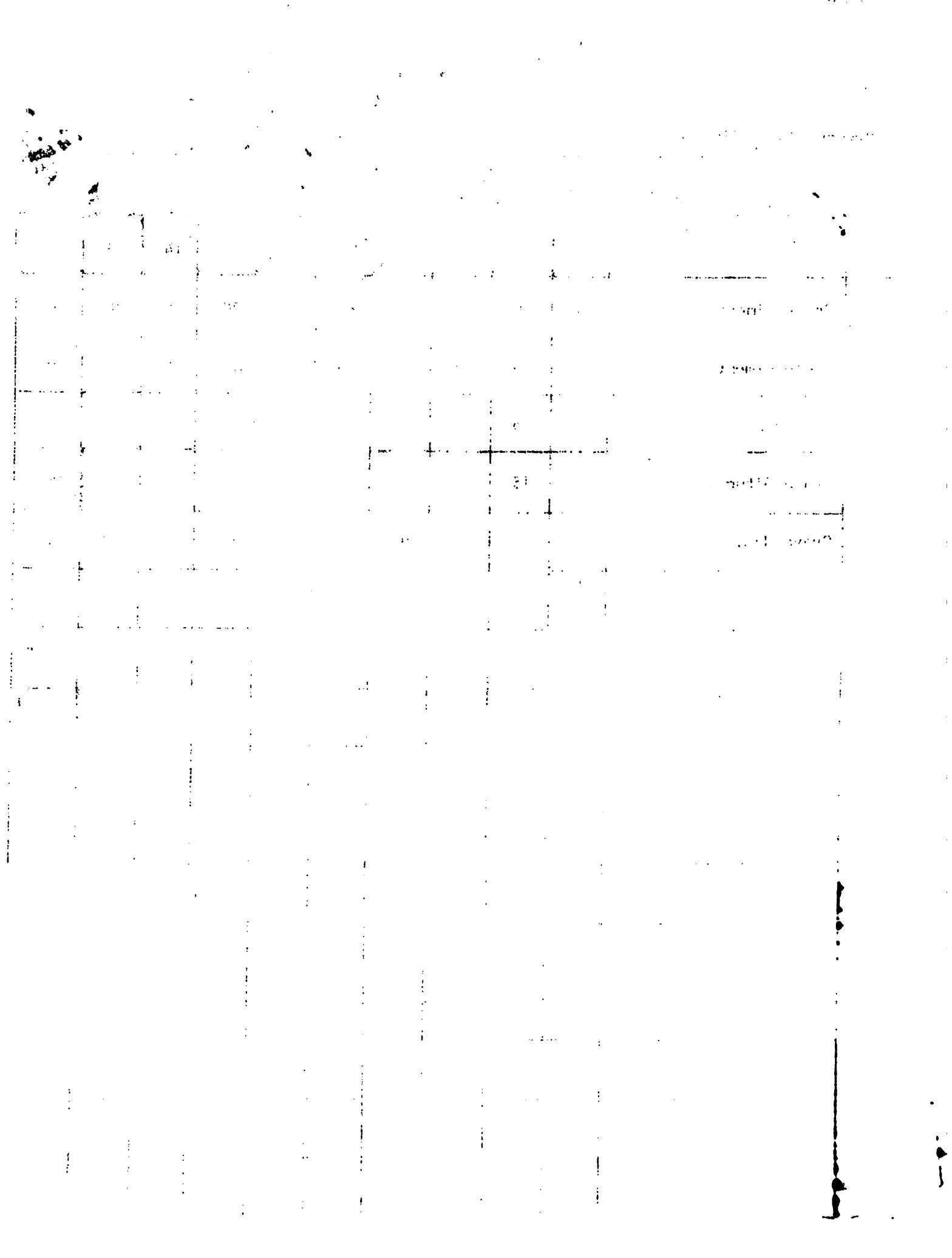


TABLEAU IX.5 DIMENSIONNEMENT DE CHAUSSEE

TRAFFIC T5		S1	S2	S3	S4	S5
		T5	T5	T5	T5	T5
R	Béton Bitumineux		10	10	10	10
B	Grave Ciment		22	22	22	25
F	Graveleux latéritique ou Grave Naturelle ou tout venant de concassage		35	20	25	0
R	Béton Bitumineux	10	10	10	10	10
B	Grave Ciment	22	22	22	22	25
F	Sable argileux ou grave améliorée au ciment	45	25	20	15	0
R	Béton Bitumineux	7	7	7	7	7
B	Grave bitume	18	18	18	18	18
F	Graveleux latéritique ou grave naturelle ou tout venant de concassage	50	35	30	25	0
R	Béton Bitumineux	7	7	7	7	7
B	Grave Bitume	17	17	17	17	20
F	Grave améliorée au ciment	45	25	20	15	0
R	Béton Bitumineux	7	7	7	7	7
B	Grave Bitume	17	17	17	17	17
F	Sable Bitume	45	25	20	20	0

0

1953

AC

9.6

Présentation du catalogue

Les essais AASHO et leur interprétation statistique, ainsi que les différentes approches théoriques du dimensionnement des chaussées (bi-couche, tri-couche) ont permis de mettre au point un certain nombre de méthodes de dimensionnement des chaussées neuves. Mais ces méthodes, qui débouchent en général sur l'utilisation d'un abaque à double entrée, méconnaissent des données de base essentielles, à savoir:

- Les caractéristiques qualitatives des matériaux locaux,
- Les habitudes et les moyens locaux de mise en oeuvre.

De plus, elles ne permettent pas d'intégrer l'expérience acquise localement par le suivi des chaussées neuves.

D'où l'idée de remplacer ces méthodes de dimensionnement par un Catalogue de structures définissant, d'une part des structures de chaussées, et, d'autre part des épaisseurs en fonction:

- Du trafic,
- De la portance du sol,
- De la nature des matériaux constituant le corps de chaussée

Cette méthode, déjà utilisée dans de nombreux pays, présente les avantages suivants:

- Une simplification du projet de dimensionnement,
- Une grande souplesse permettant des remises à jour fréquentes et l'adjonction de structures complémentaires,
- Une standardisation des structures qui devrait permettre, à terme, une diminution des coûts de construction.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that this is crucial for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail.

2. The second part of the document outlines the specific procedures that should be followed when recording transactions. This includes the use of double-entry bookkeeping and the requirement to post all entries to the general ledger.

3. The third part of the document discusses the importance of reconciling the accounts regularly. This helps to identify any discrepancies between the recorded transactions and the actual bank statements or other external records.

4. The fourth part of the document discusses the importance of maintaining proper documentation for all transactions. This includes retaining receipts, invoices, and other supporting documents for a period of time that is specified in the relevant regulations.

5. The fifth part of the document discusses the importance of ensuring that all transactions are recorded in a timely and accurate manner. This helps to ensure that the financial statements are up-to-date and reliable.

6. The sixth part of the document discusses the importance of ensuring that all transactions are recorded in a clear and concise manner. This helps to ensure that the financial statements are easy to understand and interpret.

7. The seventh part of the document discusses the importance of ensuring that all transactions are recorded in a consistent manner. This helps to ensure that the financial statements are comparable over time and across different periods.

8. The eighth part of the document discusses the importance of ensuring that all transactions are recorded in a secure manner. This helps to protect the confidentiality of the financial information and to prevent unauthorized access or tampering.

9. The ninth part of the document discusses the importance of ensuring that all transactions are recorded in a transparent manner. This helps to ensure that the financial statements are open to public scrutiny and that any potential issues can be identified and resolved.

10. The tenth part of the document discusses the importance of ensuring that all transactions are recorded in a complete manner. This helps to ensure that all relevant information is captured and that the financial statements provide a full and accurate picture of the organization's financial performance.

. Terminologie employée

revêtement

couche de base

couche de fondation

sol de plate-forme ou couche de forme

. Schéma du catalogue

Le catalogue se présente sous forme de fiches qui, pour un type de structures données, définissent les épaisseurs des différentes couches du corps de chaussées en fonction du trafic et, en fonction de la portance du sol support:

- Le trafic est défini par sa classe T_i .
- Les sols supports sont rangés en un petit nombre de classe S_j

A chaque ensemble (T_i, S_j) correspond une structure et des épaisseurs de couche du corps de chaussée. Les structures proposées sont constituées de matériaux parfaitement définis et dont les spécifications sont données en annexe du catalogue.

9.7 Utilisation du catalogue

Avant de choisir une structure et de dimensionner cette structure, il est indispensable de déterminer les paramètres d'entrée des fiches du catalogue à savoir, le paramètre Trafic, et le paramètre Sol.

9.7.1 Détermination du paramètre Trafic (T1) (chaussée revêtues)

A partir des campagnes de compactage effectuées par le Service Autonome des Transports du Département des T. P.T.C., le projecteur dispose, par poste de compactage, du trafic journalier réparti en 12 catégories de véhicules, ces douze catégories de véhicules sont regroupées en 3 classes définies dans le tableau IX.6

TABLEAU IX.6 Catégories de véhicules

Classes	Catégories de véhicules
A (véhicules légers)	Voitures particulières - taxis tap - taps - jeeps et Minibus
B (Transports en commun lourds)	Camions de passagers autobus
C (Transport de marchandises)	Camions légers Camions lourds, camion citernes Autres

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

A ces données, devront ajoutées les hypothèses concernant :

1. La durée de vie de la chaussée à dimensionner,
2. Le taux d'accroissement annuel du Trafic (croissance linéaire, ou croissance exponentielle).

Dans le catalogue, le paramètre trafic est exprimé en nombre de passages d'un essieu de référence choisi égal à 8,2 T (18 kips) pendant la durée de vie retenue pour la chaussée. Le calcul du Trafic équivalent s'effectue en ne considérant que les classes de véhicules B et C et en leur affectant un coefficient d'équivalence calculé d'après la repartition, dans les deux classes considérées, des essieux en nombre et en poids.

Pour les chaussées souples, les coefficients d'équivalence à prendre en compte sont les suivants :

Pour la classe B = 1.245

Pour la classe C = 1.334

Pour les chaussées semi-rigides, réalisées en matériaux stabilisés chimiquement, les coefficients d'équivalence en prendre en compte sont différents. Ils s'établissent aux valeurs suivantes :

Classe B = 2.444

Classe C = 2.547

L'addition du trafic total équivalent de la classe B à celui de la classe C, donne le trafic total équivalent en essieux de 8,2 T que devra supporter la route durant sa durée de vie, soit

20 ans en général. Ce trafic a été divisé en 4 classes de trafic T1 à T4 représentées par les valeurs suivantes de trafic équivalent.

Trafic équivalent total en essieux de 8,2 Tonnes		Classe de Trafic conseillée
$0,8 \times 10^6$	à 3×10^6	T 1
3×10^6	à 10×10^6	T 2
10×10^6	à 25×10^6	T 3
25×10^6	à 60×10^6	T 4

NOTA: Pour les routes en terre, l'approche des données de trafic étant plus difficile, il est proposé de ne retenir que deux classes de trafic (t1) basées sur le nombre total de véhicules journalier circulant sur la piste l'année de la construction.

trafic t 1 0 à 30 véhicules/jour

trafic t 2 30 à 100 véhicules/jour

9.7.2 Détermination du paramètre S_j - (S_j)

Le paramètre S_j caractérise le sol de plate-forme. Il sera choisi en tenant compte des caractéristiques géotechniques du sol, à savoir:

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. This is essential for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail.

2. The second part of the document outlines the various methods used to collect and analyze data. These methods include direct observation, interviews, and the use of specialized software tools.

3. The third part of the document describes the results of the data collection and analysis. It shows that there are significant discrepancies between the reported figures and the actual data.

4. The fourth part of the document provides recommendations for improving the accuracy of the financial reporting process. These recommendations include implementing stronger internal controls and increasing the frequency of audits.

5. The fifth part of the document discusses the implications of the findings for the organization. It highlights the need for a comprehensive review of the financial reporting system and the implementation of the recommended changes.

6. The sixth part of the document provides a detailed breakdown of the costs associated with the audit and the implementation of the recommendations.

7. The seventh part of the document concludes with a summary of the key findings and a final recommendation for the organization's management.

8. The eighth part of the document provides a list of references used in the report.

9. The ninth part of the document includes a list of appendices that provide additional information and data.

10. The tenth part of the document is a list of figures and tables that illustrate the data presented in the report.

11. The eleventh part of the document is a list of abbreviations used throughout the report.

12. The twelfth part of the document is a list of acronyms used throughout the report.

13. The thirteenth part of the document is a list of definitions for key terms used in the report.

14. The fourteenth part of the document is a list of contact information for the authors and the organization.

- La classification U.S.C.S.,
- Les données de portance (C.B.R.)

Devront intervenir également, les conditions climatiques locales (zone à faible précipitation, zone à forte précipitation) et la qualité du drainage.

Les conditions de drainage seront réputées bonnes lorsque la nappe phréatique restera toujours située à une profondeur supérieure à 1.00 mètre à partir du niveau inférieur du corps de chaussée et, que l'imperméabilisation des accotements et le drainage seront réalisés de manière correcte. Les conditions sont réputées mauvaises dans les cas contraires.

Les 5 classes de sol S_f sont définies dans le tableau IX.7.

TABEAU IX. 7 DETERMINATION DE LA CLASSE SJ DU SOL

Nature des sols	Classification USCS - LPC	Indice C.B.R.	I. P.	Drainage	Classe du catalogue
- Sols fins très plastiques et sols organiques à matériaux caractéristiques géotechniques	At Lt Ot	< 5	> 20		S 1
- Argiles moyennement plastique - Limons et sable argileux	Ap/At SA-Ap	< 5	> 20 > 20	mal drainés	
- Sols fins peu plastiques - Limons et sable argileux - graves argilleuses	Ap Lp-SA CA	5 - 10	10 à 20 > 12	mal drainés	S 2
- Sables bien ou mal gradués - Sables limoneux - Sables argileux peu plastiques - Graves argilleuses	Su-Sa SL SA CA	10 - 15	< 15 < 15 < 15	bien drainés	S 3
- Graves argilleuses non plastiques - Graves limoneuses - Graves mal gradués	CA CL Ca à CL	15 - 30	< 8 < 8		S 4
- Matériaux rocheux de bonne qualité - Graves propres et bien ou mal gradués	GM CB	> 30	-		S 5



9.7.3 Fiches - Types de chaussées

Le lecteur trouvera ci-après, pour différentes structures, les épaisseurs à donner aux différentes couches en fonction du couple (S, T) sol - trafic.

Le catalogue comprend des fiches pour chaussées revêtues répertoriées CT 1 et CT 2, et une fiche pour routes en terre répertoriée C.T. II

Pour les chaussées neuves revêtues les structures suivantes sont proposées:

<u>Fiche CT 1</u>	- couche de surface	: Enduit superficiel	ES
		ou béton bitumineux	BB
	- couche de base	: Grave concassée	GC
	- couche de fondation:	Grave naturelle	GN
<u>Fiche CT 2</u>	- couche de surface	: Béton bitumineux	BB
	- couche de base	: Grave ciment	GC
	- couche de fondation:	Grave naturelle	GN



ROUTES REVETUES / CHAUSSEES NEUVES - Grève naturelle C 40

CHAUSSEE DU TYPE 1

Couche de base : Grève concr 1000

0/20 GC

Couche de fondotte : GN

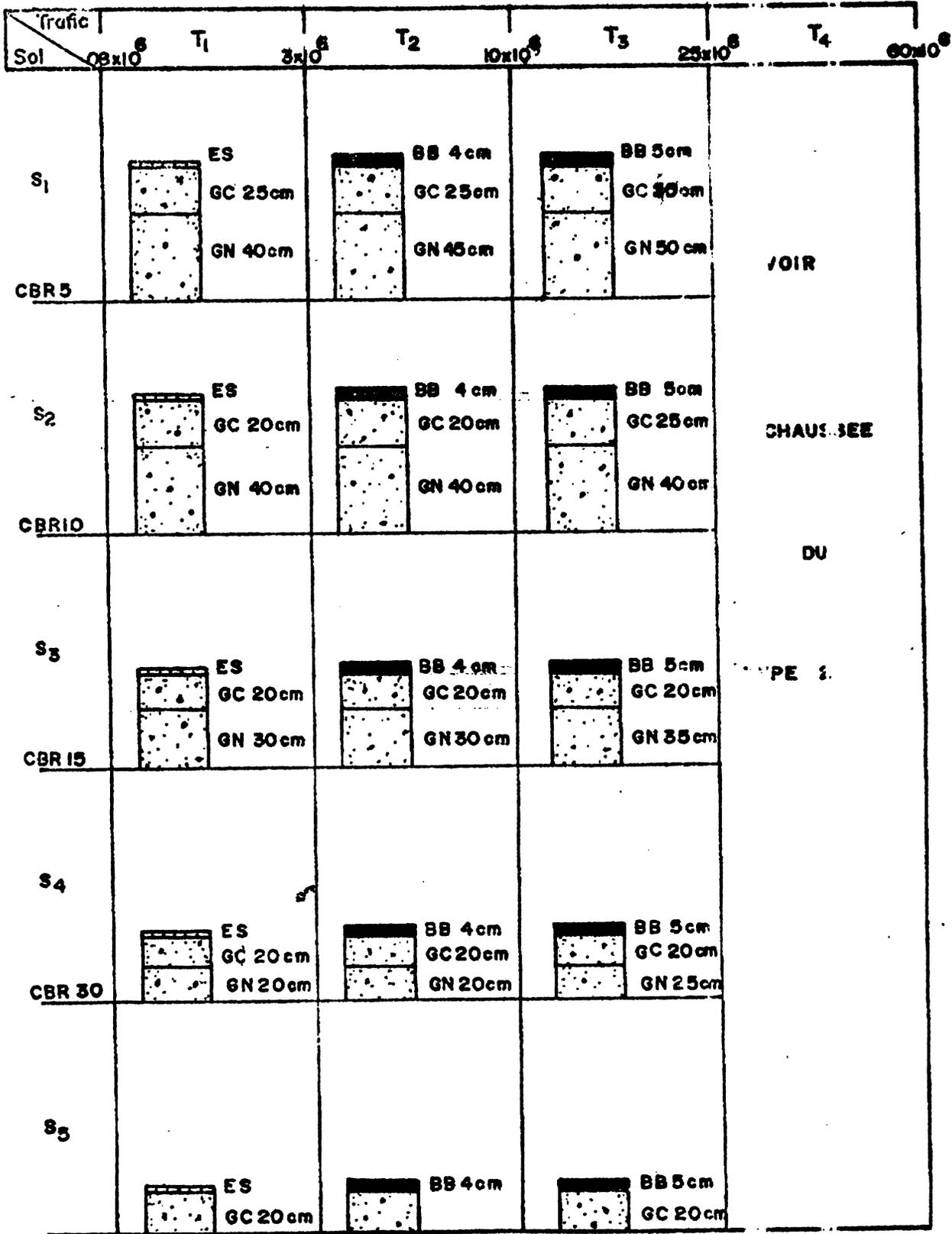
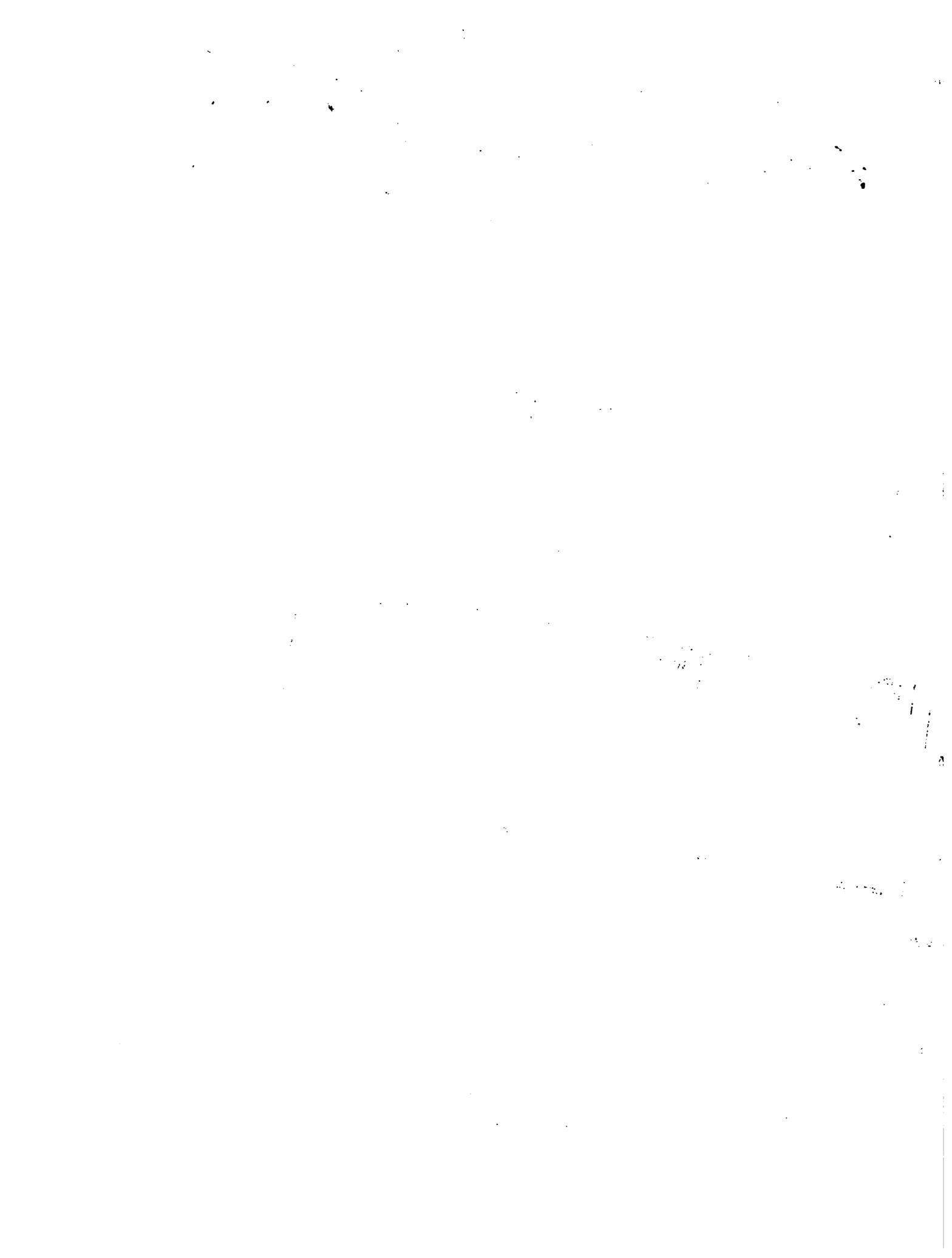


Figure IX.9 Chaussée du type I Routes Revêtues/Chaussées neuves.



ROUTES REVETUES/CHAUSSEES NEUVES

CHAUSSEE DU TYPE (2)

Couche de base : Grave concassée
 0/20 GC
 Couche de fondation :
 Grave naturelle 0/40

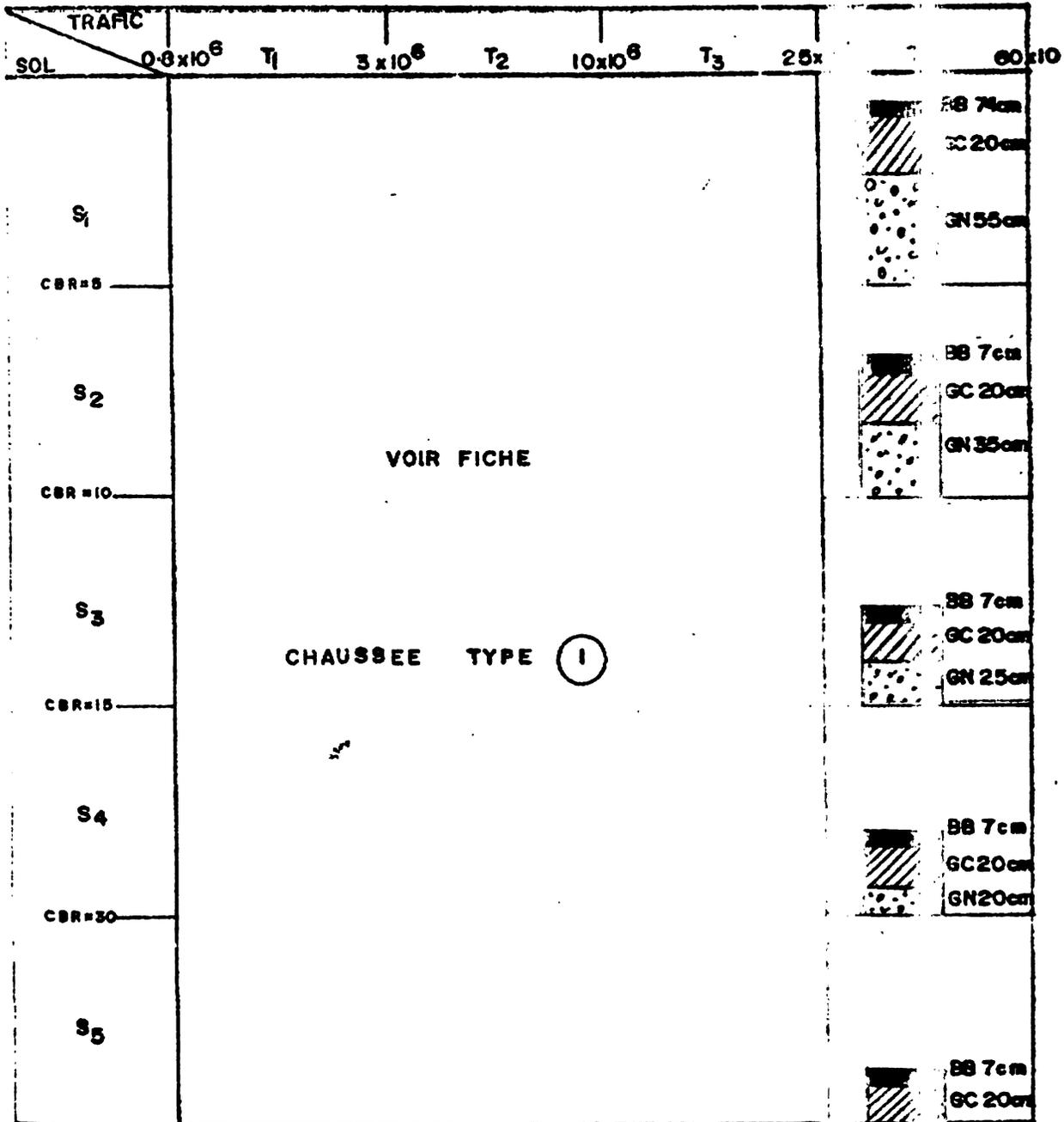
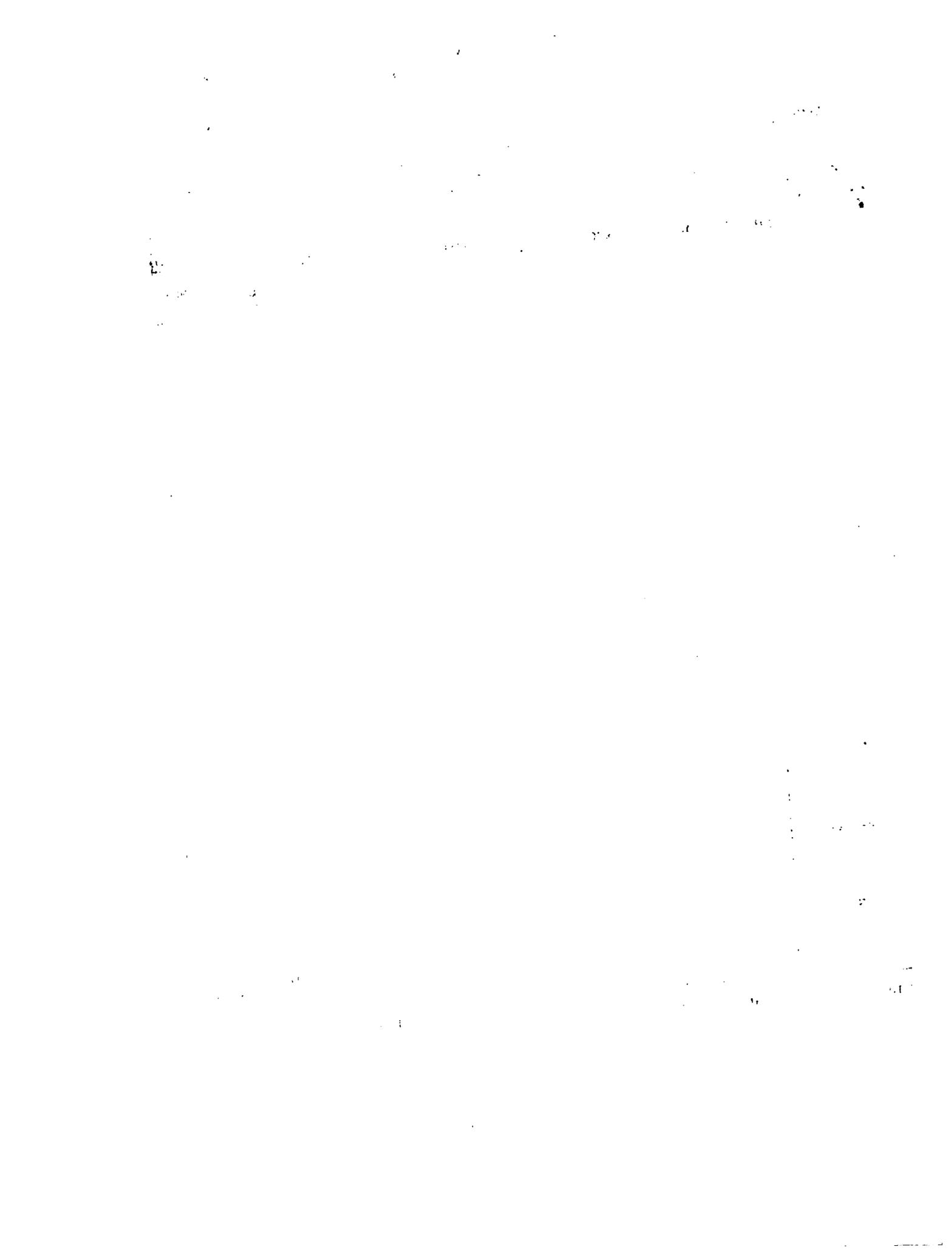


Figure IX.10 Chaussée du type II. Routes Revêtues/Chaussées neuves.



ROUTES REVELUES / CHAUSSEES NEUVES

Couche de base: Grève Blanche

0/20 00

Couche de fondation: Grève Noire

0/40 00

CHAUSSEE DU TYPE 3

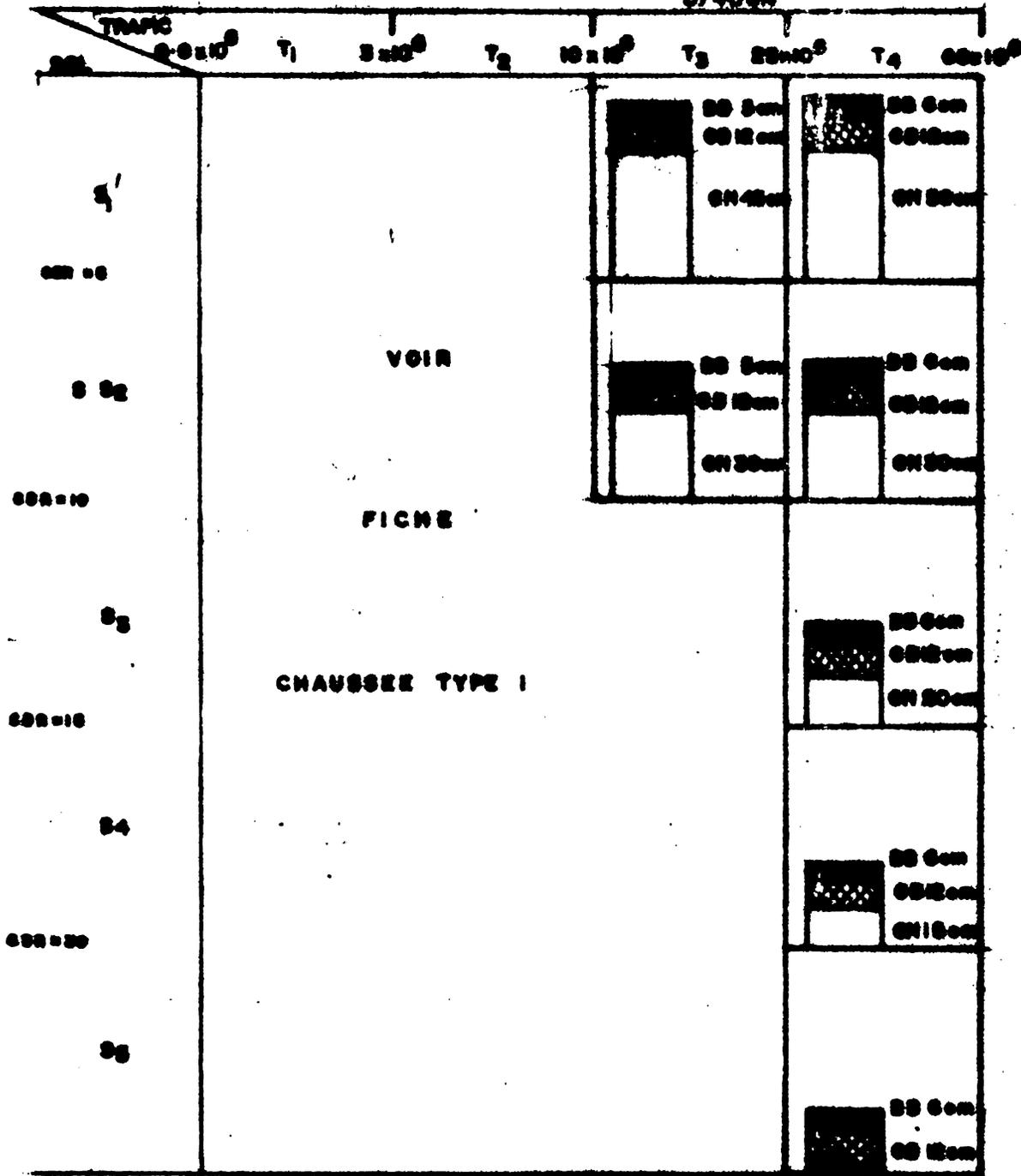


Figure IX.11 Chaussées du type .III. Routes non Revêtues/chaussées neuves



ROUTES NON REVETUES / CHAUSSEES EN TERRE

Couche de roulement: GNS 0/20

Grave naturelle sélectionnée

Couche de fondation: GN 0/40 e 60

Grave naturelle cratée

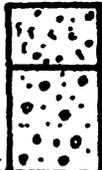
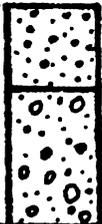
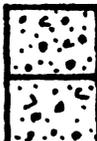
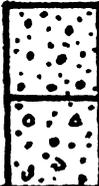
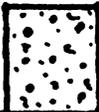
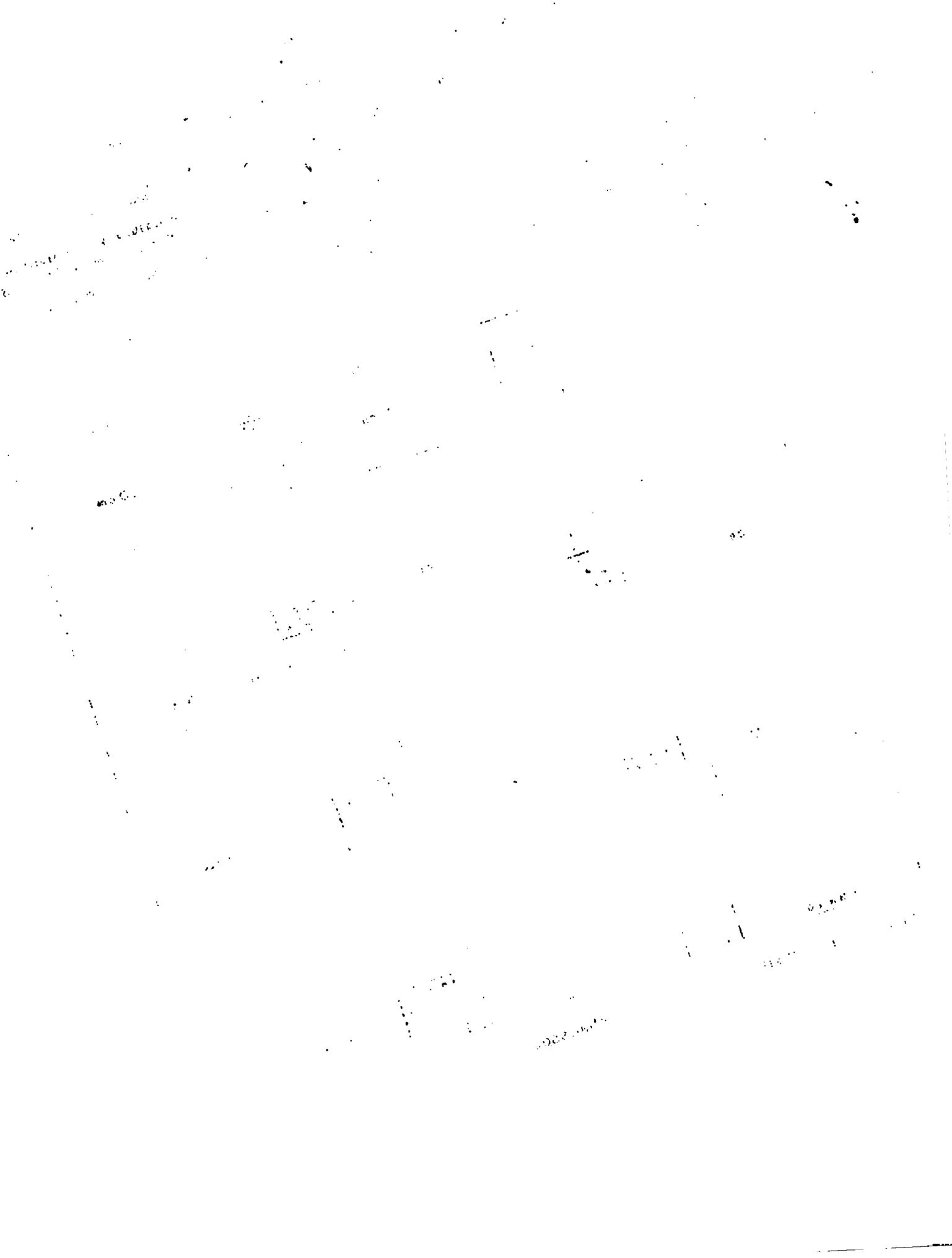
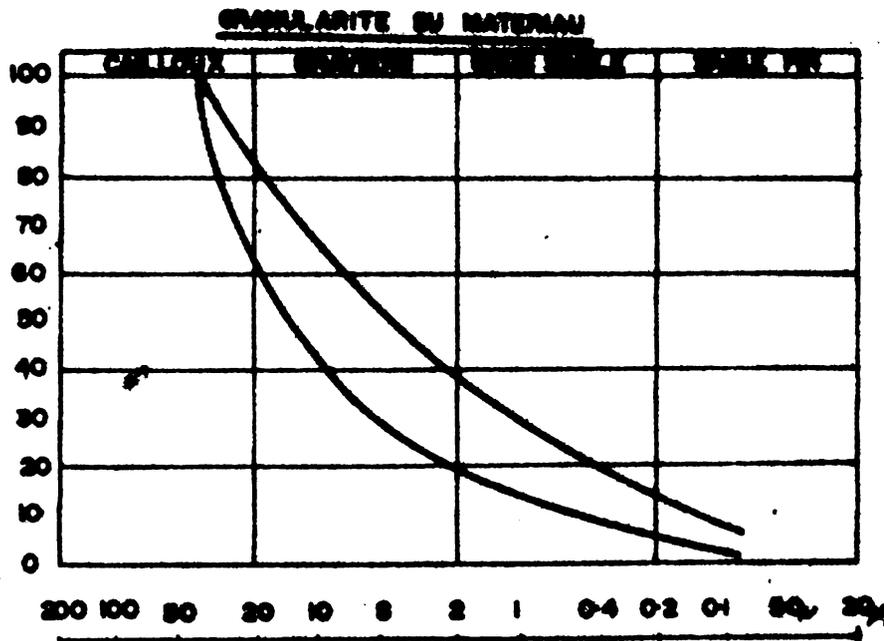
SOL	TRAFIC		TRAFIC JOURNALIER PT > 3T	
	0	11	30	12
S ₁ CBR 5		GNS 10 cm GN 25 cm		GNS 15 cm GN 30 cm
S ₂ CBR 10		GNS 10 cm GN 10 cm		GNS 15 cm GN 15 cm
S ₃ CBR 15		GNS 15 cm		GNS 20 cm (ou 10+10)
S ₄ CBR 30		GNS 10 cm		GNS 15 cm

Figure IX.12 Routes non revêtues/chaussées en terre



COUCHE DE FONDATIONTOUT - VENANT NATUREL CRIBLEI Caractéristiques Minimales du Matériau

- Coefficient LOS ANGELES < 40
- Coefficient DEVAL humide ≥ 3
- D limité à 40 mm (à la rigueur: 60 mm pour trafic T.1)
- Indice de plasticité Trafic T.1 $IP < 12$
- Trafic T.2 à T.4 $IP < 8$
- C.B.R. à 95% O.P.M. $> 30\%$

II Granularite du Matériau

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that proper record-keeping is essential for the integrity of the financial system and for the ability to detect and prevent fraud.

2. The second part of the document outlines the specific requirements for record-keeping. It states that all transactions must be recorded in a timely and accurate manner, and that the records must be maintained for a minimum of five years. It also notes that the records must be accessible and available for review at any time.

3. The third part of the document discusses the consequences of failing to comply with the record-keeping requirements. It states that individuals or entities that fail to maintain accurate records may be subject to civil penalties and may also be liable for criminal offenses.

4. The fourth part of the document provides information on how to obtain further assistance. It notes that individuals who have questions about the record-keeping requirements should contact the appropriate regulatory authority. It also provides information on how to report suspected fraud or other illegal activities.

Tamis en mm	% passant	
	maximum	minimum
40	100	
20	80	62
10	66	42
5	50	30
2	38	20
0,4	20	9
0,08	8	2

III. MISE EN OEUVRE

- Répandage : à la niveleuse
- Compactage : rouleau vibrant et rouleau à pneus
- Compacité à atteindre : si $\% > 20 \text{ mm} < 25 \%$ = 95 % O.P.M.
cas contraire = essais de plaques
essais de plaque $K < 2,0 - E v^2 > 900$ bars.



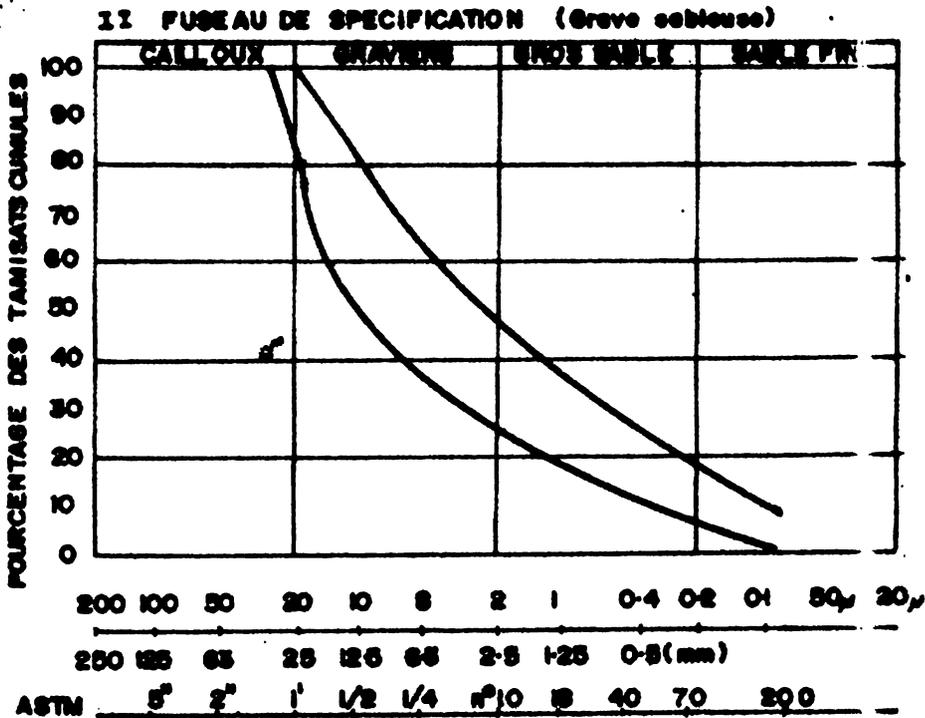
COUCHE DE BASE - CHAUSSEE REVETUE

GRAVE SEMI-CONCASSEE

I Caractéristiques Générales du Matériau

	Trafic: T 1/ T 2	T 2/T 3
- Coefficient Los Angles	≦ 3	≦ 30
- Coefficient DEVAL humide	≦ 3	≦ 4
- Indice de plasticité	< 6	nul
- Equivalent de sable	≧ 30	≧ 35
- Indice de concassage	≧ 30 %	≧ 50 %
- D compris entre 20 et 31,5 mm au maximum		

II Fuseau de spécification (Grave sableuse)



1. 1. 1.

1. 1. 1.

1. 1. 1.

1. 1. 1.

1. 1. 1.

1. 1. 1.

1. 1. 1.

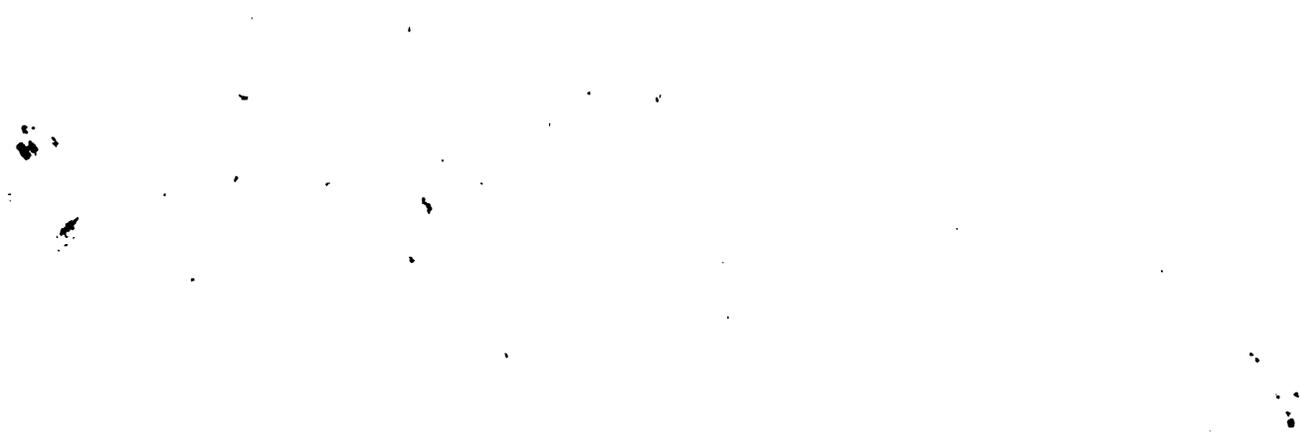
1. 1. 1.

1. 1. 1.

Tamis en mm	% passant	
	maximum	minimum
20	100	85
10	82	52
6,3	69	40
4	60	32
1	40	19
0,2	20	7
0,08	10	2

III. MISE EN ŒUVRE

- Répandage : à la niveleuse, au finisseur
- Compactage : atelier mixte cylindre vibrant + rouleau pneus
- Compacité à atteindre : valeur moyenne >98 % OPM



THE UNIVERSITY OF CHICAGO
LIBRARY

1950

1951

1952

1953

1954

1955

1956

1957

1958

1959

1960

1961

1962

1963

1964

1965

1966

1967

1968

1969

1970

1971

1972

1973

1974

1975

1976

1977

1978

1979

1980

1981

1982

1983

1984

1985

1986

1987

1988

1989

1990

1991

1992

1993

1994

1995

1996

1997

1998

1999

2000

2001

2002

2003

2004

2005

2006

2007

2008

2009

2010

2011

2012

2013

2014

2015

2016

2017

2018

2019

2020

2021

2022

2023

2024

2025

UNIVERSITY OF CHICAGO

LIBRARY

1950

1951

1952

1953

1954

1955

1956

1957

1958

1959

1960

1961

1962

1963

1964

1965

1966

1967

1968

1969

1970

1971

1972

1973

1974

1975

1976

1977

1978

1979

1980

1981

1982

1983

1984

1985

1986

1987

1988

1989

1990

1991

1992

1993

1994

1995

1996

1997

1998

1999

2000

2001

2002

2003

2004

2005

2006

2007

2008

2009

2010

2011

2012

2013

2014

2015

2016

2017

2018

2019

2020

2021

2022

2023

2024

2025

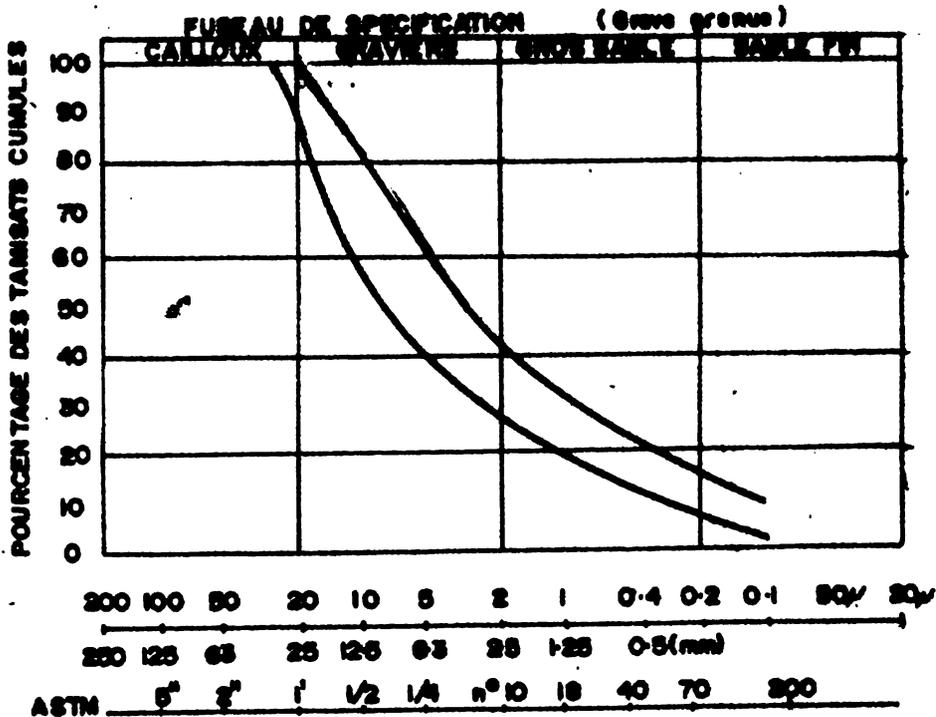
COUCHE DE BASE - CHAUSSEE REVETUE

GRAVE CONCASSEE POUR GRAVE - CIMENT

I Caractéristiques Minimales du Matériau

- Coefficient Los Angeles ; ≤ 35
- Coefficient DEVAL humide ≥ 3
- Indice de plasticité nul
- Equivalent de sable > 30
- D Compris entre 20 et 31,5 mm au maximum
- Dosage en ciment: 3,5 % pour classe CPA 325=
4 à 5 % pour classe CPA 250

II Fuseau de spécification (Grave grenue)



1954

1954

RECEIVED
GENERAL INVESTIGATIVE
DIVISION
FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION
U. S. DEPARTMENT OF JUSTICE

1001
O
1
1
1
1

GENERAL INVESTIGATIVE
DIVISION

11

Tamis en mm	% passant	
	maximum	minimum
20	100	90
10	80	60
6,3	65	45
4	56	38
1	30	18
0,2	15	6
0,08	10	2

III MISE EN OEUVRE

- Fabrication : en centrale après reconstruction granulométrique
- Transport : Camion
- Répandage : Aiveleuse au finisseur
- Compactage : vibrant lourd + rouleau à pneus
- Compacité : densité moyenne = 98 % de γ_d OPM

1910

1911

1912

1913

1914

1915

1916

1917

1918

1919

1920

1921

1922

1923

1924

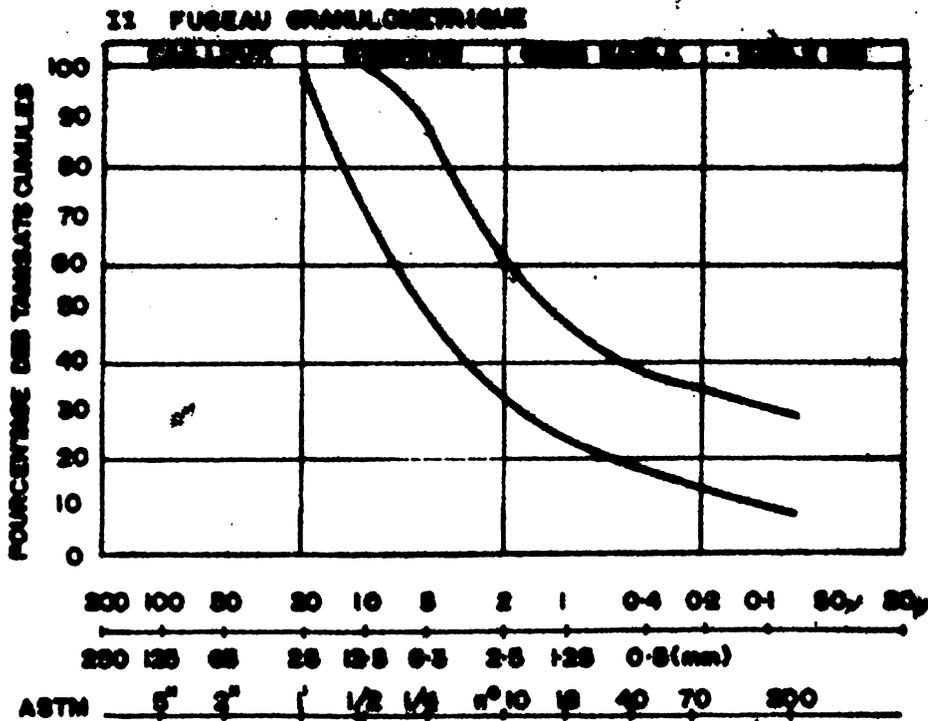
COUCHE DE ROULEMENT / CHAUSSEE NON REVETUE

TOUT VENANT NATUREL CRIBLE ET ECRETE

I Caractéristiques Minimales du Matériau

	Zone pluvieuse	Zone sèche
- D valeur maximale	20 à 25 mm	
- Limite de liquidité	WL < 40	WL < 50
- Indice de plasticité	12 < IP < 20	15 < IP
- C.B.R supérieur ou égal à 15 % pour trafic t 1 supérieur ou égal à 25 % pour trafic t 2		

II Fuseau Granulométrique



1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

Tamis en mm	% passant	
	maximum	minimum
20	100	
10	100	70
5	90	50
2	60	30
1	50	25
0,5	40	20
0,2	35	15
0,08	30	10

III. MISE EN ŒUVRE

- Répandage : à la niveleuse
- Compaction : au rouleau à pneus
ou rouleau vibrant si squelette important

001-0000

COUCHE DE BASE - CHAUSSEE REVETUE

Grave Bitume 0/20

I Caractéristiques Générales du Matériau de Base

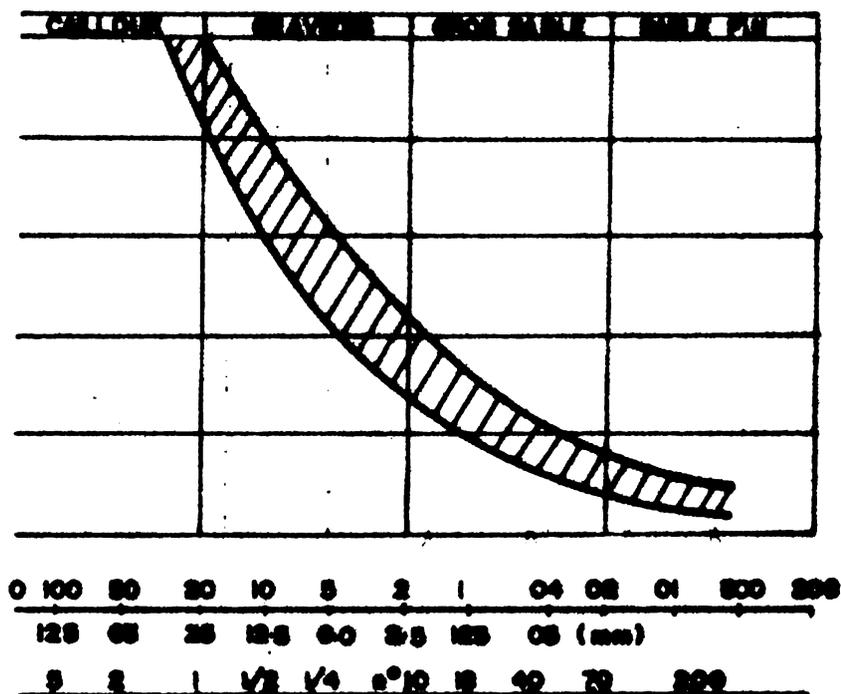
La grave concassée répondra aux spécifications suivantes:

- Coefficient LOS ANGELES ≤ 25
- Indice de plasticité nul
- Equivalent de sable ≥ 40
- D compris entre 14 et 35 mm
- Indice de consage 100 %
- Fuseau de spécification

II

Tamis en mm	% passant	
	maximal	minimal
30 mm	100	100
20 mm	100	83
10 mm	79	60
5	63	44
1 mm	35	20
0,2 mm	15	7
0,08mm	10	4

Date	Description	Debit	Credit
1912	To Balance		100.00
1913	By Cash	50.00	
1914	By Cash	75.00	
1915	By Cash	100.00	
1916	By Cash	150.00	
1917	By Cash	200.00	
1918	By Cash	250.00	
1919	By Cash	300.00	
1920	By Cash	350.00	
1921	By Cash	400.00	
1922	By Cash	450.00	
1923	By Cash	500.00	
1924	By Cash	550.00	
1925	By Cash	600.00	

- Processus de modification -

II

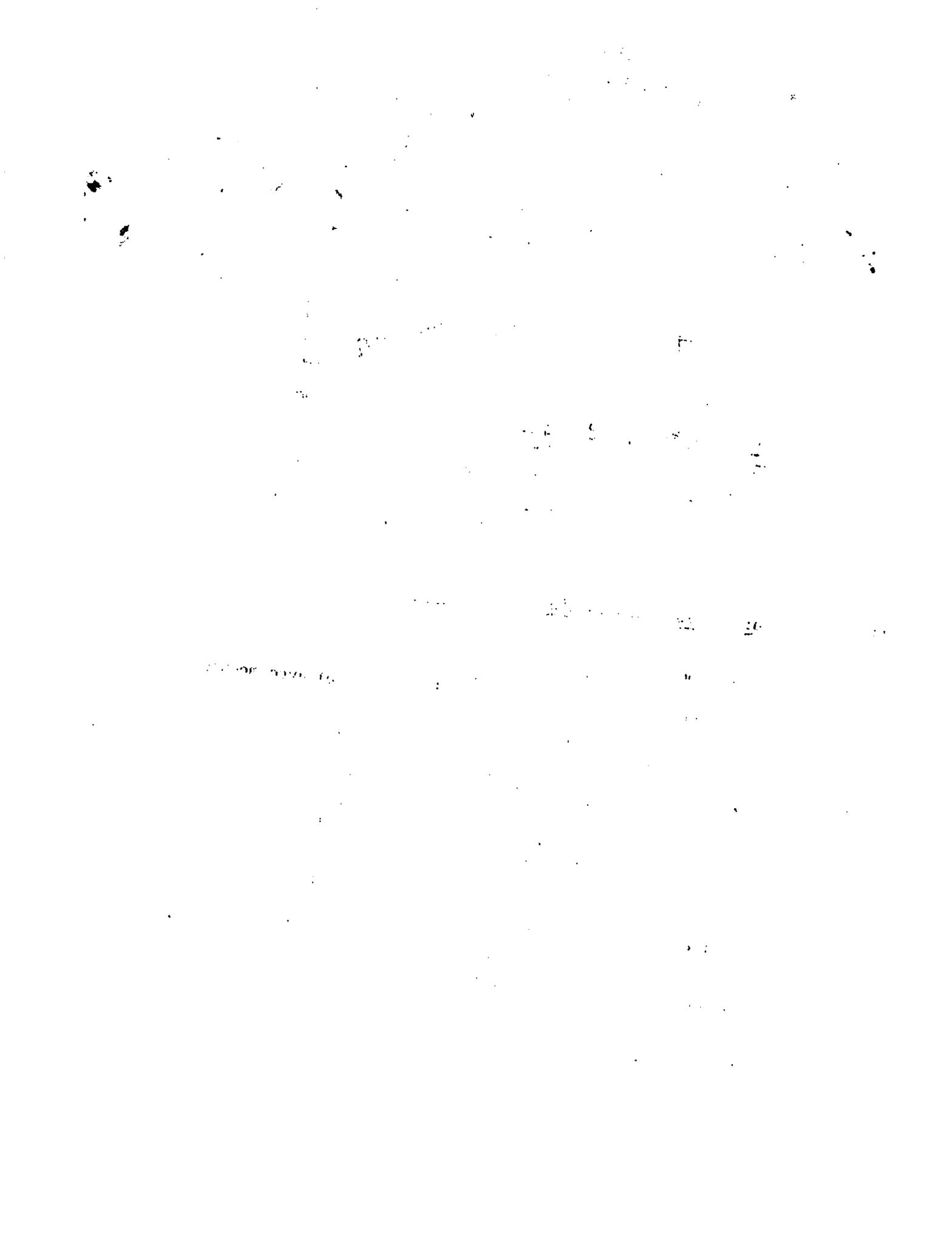
Caractéristiques du Liant et du Mélange

- Bitume pur 40/50 ou 60/70
- Dosage : 4,5 à 5,5 % (à définir en labo) avec module de richesse compris entre 2.5 et 3.

III

Fabrication et mise en oeuvre

- Fabrication en poste d'enrobage de 200 T/H équipé de 3 trémies doseuses
- Mise en oeuvre : au finisseur en couches épaisses
- Compactage : rouleau à pneus (3 T/roue) ou rouleau vibrant en tête
- Compacité : moins de 10 % de vides.



COUCHE DE ROULEMENTBéton BitumineuxI. Caractéristiques des matériaux inertes1.1 Granulats et Sables

- Los Angeles < 25
- Equivalent de sable > 40
- Indice de plasticité nul
- Coefficient d'aplatissement < 15
- Indice de concassage 100 %

1.2 Filler

- Choisir un filler calcaire ou du ciment
- % passant à 80 microns valeur minimale 30%
- Dimensions maximales $D = 0,2 \text{ mm}$

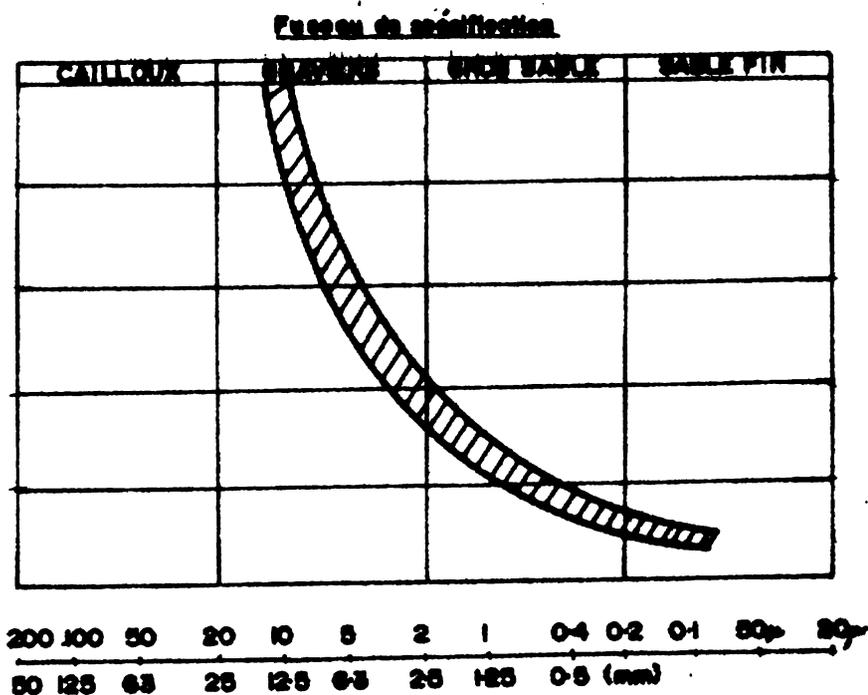
1.3 Mélange

- Granularité 0/10
- % passant à 80 microns 7 à 11 %
- Fuseau spécification

IILiant

- Bitume 40/50 ou 60/70





III

Caractéristiques du mélange et mise en oeuvre

- Module de richesse
3,5 (à préciser en laboratoire)
- Dosage:
5,5 à 6,5 % (à préciser en laboratoire)
- Fabrication: en poste d'enrobage à chaud (3 trémies doseuses)
- Epandage au finisseur
- Compactage : rouleau à pneus lourds en tête (Pd = 3 T/roue)
- Compacité : pourcentage de vide maximale 6%.

ANNEXE I MODE OPERATOIRE

DE CERTAINS ESSAIS D'IDENTIFICATION

Pour exécuter ces essais, on a cherché à exposer l'essentiel du "modus operandi".

Il va peut être vous paraître aride, nous sommes désolés l'essentiel est que vous ayez compris la démarche et tout le reste viendra quand on aura à aborder le côté expérimental puisque c'est au pied du mur que le surcroît surgira.

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

Quand un Ingénieur veut construire il va en premier lieu examiner le site. "Ce site" est le sol d'abord puisqu'il faut savoir sur quoi l'on construit: est-il rocheux, marécageux, sablonneux, argileux; dépendant du type de sol en présence, les conditions de la construction seront différentes. Il arrive que l'aspect superficiel d'un sol est insuffisant pour renseigner sur sa qualité en profondeur. Aussi s'avère t'il nécessaire pour la reconnaissance du sous-sol de faire des sondages.

Les sondages permettent de prélever des échantillons afin de les soumettre aux essais pour les mesures des caractéristiques en laboratoire.

Il y a les caractéristiques physiques et mécaniques

Caractéristiques Physiques du sol

Elles sont déterminés par certains essais appelés essais d'identifications des sols, ces essais généralement simples, sont destinés à décrire identifier les sols, les classer et à apprécier leur état.

Ce sont:

- 1) La teneur en eau ($w\%$)
- 2) La détermination des poids volumiques humides (γ) ou densité apparente
- 3) La détermination des poids volumiques secs (γ_d)
- 4) Le poids volumique des grains (γ_s) ou poids spécifique
- 5) Le degré de saturation (w_{sat})
- 6) Le poids volumique (γ') ou densité immergée
- 7) Le dosage en matières organiques (M.O)
- 8) La mesure de l'équivalent de sable (E.S)
- 9) L'analyse granulométrique
- 10) Les limites d'Atterberg (w_L et w_p).

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

1) La Teneur en Eau (W %)

La teneur en eau naturelle s'exprime par le rapport du poids d'eau contenue dans un échantillon, au poids sec de celui-ci après étuvage à 105°. On l'exprime habituellement en %.

- On remplit deux (2) pétris avec le matériau pris dans la masse de la carotte. Eviter les extrémités qui peuvent être desséchés ou trop humides. Noter la tare, le poids humide, puis après dessiccation le poids sec et se reporter à la formule AN-1. Toutefois si les essais à exécuter n'est pas fait sur le champ, conserver l'échantillon soit en atmosphère saturée dans un meuble humide, soit en le paraffinant.
- Si le temps de conservation doit être long, il est prudent de prendre (W) dès l'arrivée du matériau au laboratoire, une seconde mesure sera opérée immédiatement avant les essais précités.
- Il est indispensable de prendre de nombreuses précautions pour conserver l'échantillon dans son état initial pour que les mesures correspondent aux propriétés du sol étudié:

$$W \% = \frac{Ww}{Wd} \times 100 \quad \text{ou} \quad \frac{Ph - Ps}{Ps} \times 100 \quad (\text{AN.1})$$

où:

Ph = Poids humide

Ps = Poids sec

Ww = Poids d'eau (weight water)

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

Furthermore, it is noted that regular audits are essential to identify any discrepancies or errors early on. This proactive approach helps in maintaining the integrity of the financial statements and prevents any potential issues from escalating.

In addition, the document highlights the need for clear communication between all parties involved. Regular meetings and reports should be conducted to keep everyone informed about the current status and any changes that may occur. This fosters a collaborative environment where everyone is working towards the same goals.

Finally, it is stressed that staying up-to-date with the latest regulations and industry trends is crucial for long-term success. Continuous learning and adaptation are key to navigating the ever-changing business landscape.

2) La densité Apparente ou Poids Volumique Humide (γ)

La densité apparente ou poids volumique humide est le rapport du poids total (P) d'une certaine quantité de sol à son volume V. Le sol étant à une teneur en eau (W):

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad \text{ou} \quad \gamma = \frac{P}{V} \quad \text{AN.2}$$

3) Le poids Volumique du Sol Sec (γ_d)

Le poids volumique du sol sec est le rapport du poids de matières sèches (Wd) contenues dans le volume (V) d'une certaine quantité de sol à une teneur en eau (W) à ce volume (V):

$$\gamma_d = \frac{W_d}{V} \quad \text{ou} \quad \frac{P_s}{V} \quad \text{AN.3}$$

Wd = Poids sec ou de l'anglais "Weight dry"

4) Le Poids Volumique des Grains (γ_s)

Le poids volumique des grains est le rapport du poids des grains Wd contenus dans une certaine quantité de sol au volume (Vs) de ces grains:

$$\gamma_s = \frac{W_d}{V_s} \quad \text{AN.4}$$

condition of ...
...

...

...

...

Mode Opérateur

On mesure tout d'abord le volume du picnomètre en le remplissant d'eau. Une correction de température est éventuellement apportée.

Puis le ballon étant vidé de son eau, on y introduit le sol à essayer. On achève de remplir avec de l'eau jusqu'au trait repère. On pèse, ceci permet de calculer le volume accroché au sol.

On emploie plusieurs méthodes:

- Si les grains du sol sont relativement gros (sable) il suffit de remuer le matériau avec un agitateur;
- Pour les sols fins on peut soit faire bouillir sous une cloche à vide pendant une 1/2 heure.

$$\gamma_s = \frac{P_{sol}}{V_o + (P_2 - P_3) K'} \quad \text{AN.5}$$

où:

- P_{sol} = 75 gr de matériau
- V_o = Volume picnomètre
- P_2 = Poids picnomètre + P_{sol}
- P_3 = Poids picnomètre + P_{sol} + eau
- K' = Facteur de correction de température

5) Le degré de Saturation (Sr)

Le degré de saturation c'est le rapport du volume occupé effecti-

1941

1942

1943

1944

1945

1946

1947

1948

1949

vement par l'eau au volume total des vides:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \text{ ne peut être } > 1$$

S_r = Degré de saturation

0.25 pour matériau humide

0.25 à 0.5 pour matériau très humide

0.50 à 0.75 pour matériau mouillé

0.75 à 1.00 pour matériau très mouillé à matériau saturé.

6) Le Poids Volumique Immergé ou Densité Immergée γ'

Le poids volumique ou densité immergée c'est le poids de l'unité de volume immergée, elle est égale à la différence entre le poids spécifique apparent du sol saturé et le poids spécifique de l'eau (γ_w)

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

Mode opératoire par Pesée Hydrostatique

Prendre un échantillon dans la partie la plus représentative de la carotte peser dans l'air:

- Enduire de paraffine tiède et peser
- Peser dans l'eau.

- A) Poids de l'échantillon
- B) Poids de l'échantillon paraffiné
- C) Poids net paraffiné B - A
- D) Volume de la paraffine $\frac{C}{0.9}$; (0.9) = densité de la paraffine

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to ensure the validity of the findings.

3. The third part of the document describes the results of the data analysis and the key findings. It notes that the data indicates a significant trend in the market, which has implications for the organization's strategy and operations.

4. The fourth part of the document discusses the implications of the findings and provides recommendations for future actions. It suggests that the organization should focus on improving its internal processes and enhancing its customer service to better meet the needs of the market.

5. The fifth part of the document concludes the report and summarizes the main points. It reiterates the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that the organization remains competitive and responsive to market changes.

- E) Poids de l'échantillon immergé
- F) Volume de l'échantillon $B - (E + D)$
- G) Densité humide D_h de l'échantillon $\frac{A}{F}$
- H) Densité sèche γ_d :

$$\frac{D_h}{1 + W \%} = \frac{d_h}{1 + W \%}$$

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for a systematic approach to data collection and the importance of using reliable sources of information.

3. The third part of the document focuses on the analysis of the collected data. It discusses the various techniques used to identify trends, patterns, and anomalies in the data, and how these insights can be used to inform decision-making.

4. The fourth part of the document discusses the importance of communication and reporting. It emphasizes that the results of the data analysis should be clearly and concisely communicated to the relevant stakeholders, and that regular reports should be provided to keep them informed of the organization's performance.

5. The fifth part of the document discusses the importance of continuous improvement. It emphasizes that the organization should regularly review its processes and procedures to identify areas for improvement and implement changes to enhance its performance.

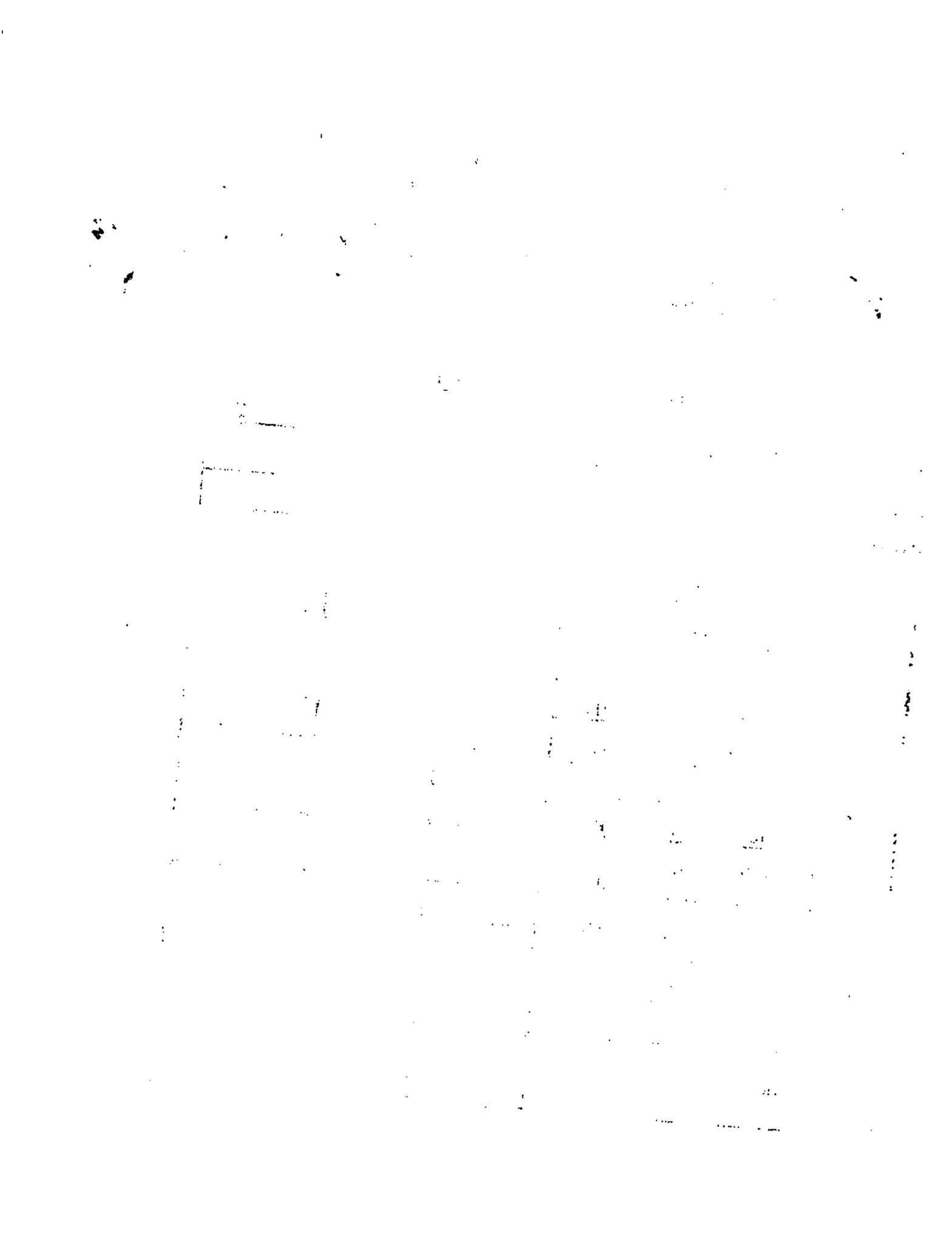
TABLEAU AN-1 Formulaire utilisé dans la détermination de la densité des grains.

LABORATOIRE NATIONAL DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

DENSITE DES GRAINS AU PICNOMETRE

Provenance : _____
 Echantillons No: _____ Date : _____
 Nature : _____ Opérateur: _____

Echantillon No	1	2	3
Poids picnomètre (po)			
Poids Picnomètre + eau (P1)			
Température (T1)			
Volume Picnomètre			
Poids Picnomètre + Sol (P2)			
Poids Picnomètre + Sol + Eau (P3)			
Température (T2)			
$\gamma_s = \frac{P \text{ sol}}{V_o + (P2 - P3) K'}$			
$\gamma_s = \text{moyen}$			



7) Le Dosage en Matières Organiques (M.O)

Il n'existe pas d'essai simple et unique pour déterminer chacune des variétés de matières organiques que l'on peut rencontrer dans les sols.

- Une méthode classique consiste à faire oxyder par un mélange de bichromate de potassium et d'acide sulfurique concentré les matières organiques.
- Au Laboratoire du Port-au-Prince, on utilise une méthode qui consiste à étuver le matériau à 60° C à poids constant on pèse soit P1 puis on brûle le matériau avec de l'alcool on pèse soit P2.

$$\text{Le \% de M.O.} = \frac{P1 - P2}{P1} \times 100$$

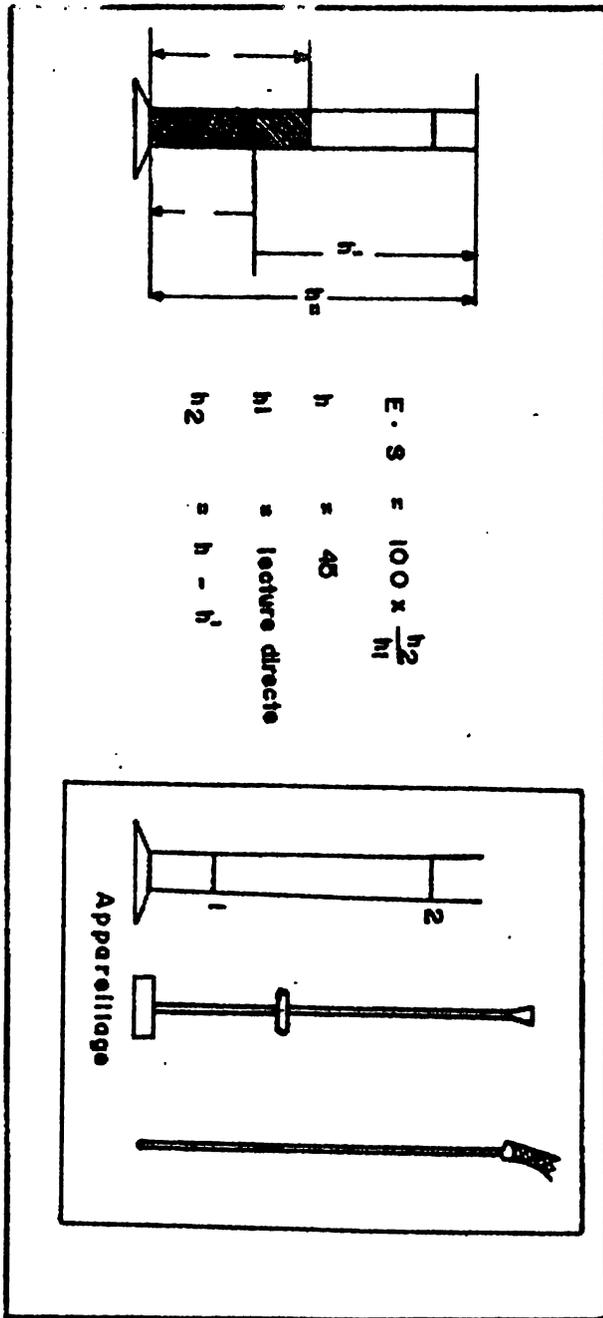
8) La Mesure de l'Equivalent de Sable (E.S)

Cet essai est destiné à déterminer, selon un mode opératoire qui va vous être présenté, la proportion d'éléments fins floкулés dans la fraction d'éléments de dimensions inférieures à 5 mm d'un sol granulaire fin.

La mesure d'équivalent de sable est le rapport en % de la hauteur de sable sédimenté à la hauteur totale du sable et du flocculat. On indique la méthode de lecture de la hauteur du sable (visuelle et au piston).

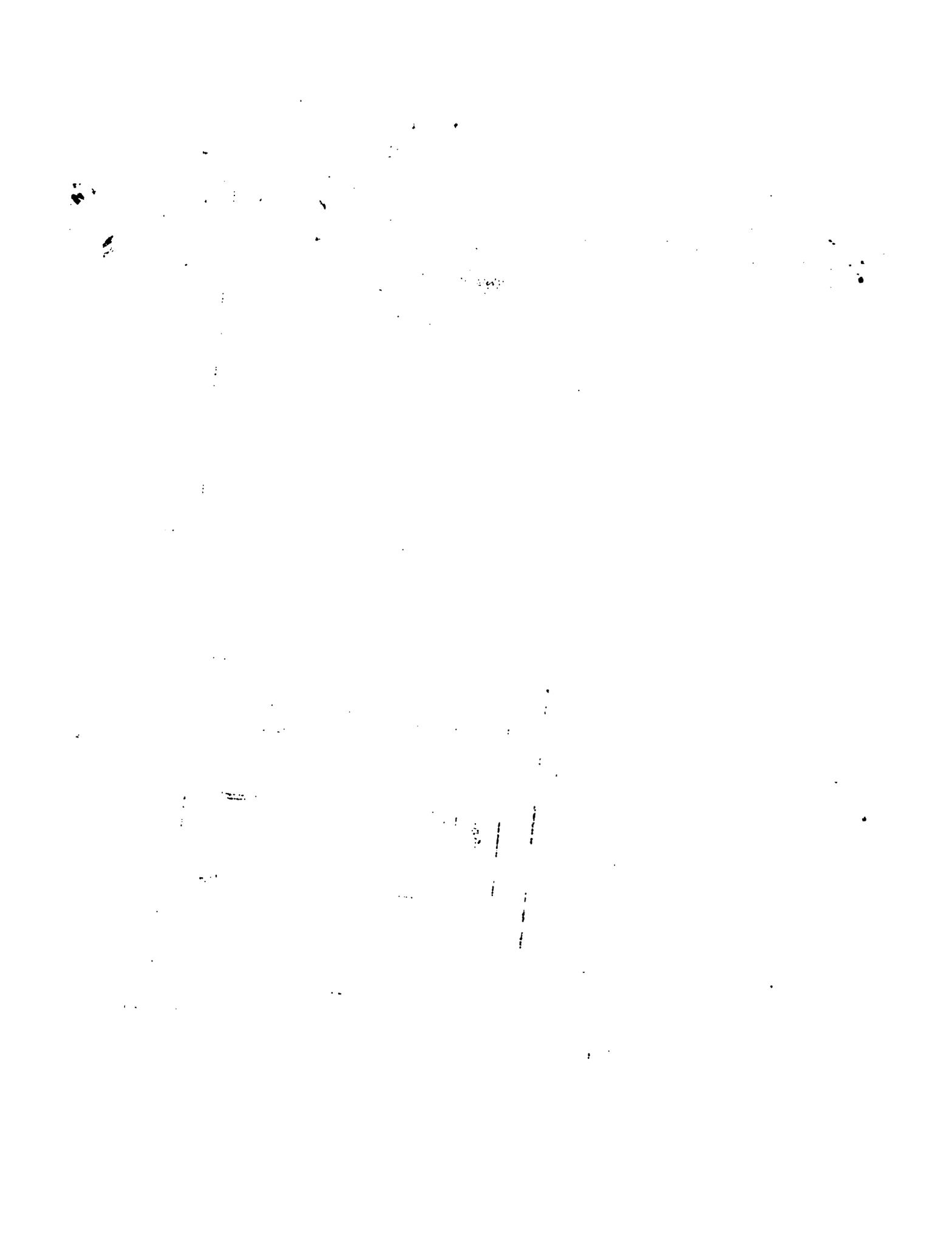
Solution

Une éprouvette cylindrique transparente porte des repères gradués entre 100 mm et 380 mm de la base et peut être fermée par un bouchon de caoutchouc.



E.S

Figure AII.1 Schéma des appareils pour la détermination de l'équivalent de sable.



Dans cette éprouvette on introduit à l'aide d'un tube dit laveur une solution lavante jusqu'au repère inférieur. Cette solution III gr de chlorure de calcium anhydre, 480 gr de glycérine et 12 gr de formaldéhyde pour 40 litres d'eau. Il est facile de la faire préparer chez le pharmacien, sans ordonnance.

On verse 120 gr du sable à examiner calibre 5 mm et laisser reposer pendant 10 minutes.

Boucher et secouer vigoureusement, 90 fois aller et retour de 20cm de course en 30 secondes. Enlever le bouchon, introduire le tube laveur jusqu'au fond du cylindre, tourner et remuer pour séparer l'argile du sable. Ajuster au 2e repère de l'éprouvette.

Après repos de 20 minutes, noter la hauteur h_1 à l'aide d'un reglet millimétré. Abaisser lentement jusqu'au sable le piston d'essai. Bloquer au niveau supérieur du cylindre le manchon coulissant. Mesurer au reglet la hauteur h' . Calculer h_2 en retranchant de la hauteur du cylindre la hauteur h' .

Il est préférable d'exécuter 3 essais par catégorie de matériau et de prendre la moyenne, l'essai doit être effectué dans un local libre de toutes vibrations, sous l'action desquelles la suspension déposerait à une vitesse plus rapide que la normale. Le résultat trouvé comme E.S. comporte une décimale, on arrondira au nombre entier immédiatement supérieur.

A titre d'indication les seuils utilisés pour l'interprétation de ces essais sont:

Soils stabilisés	30 ≤ E.S. < 50
Soils trop plastiques	E.S. < 30
Soils trop pulvérulent	E.S. > 50

$$E.S = \frac{H_2}{H_1} \times 100$$

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for a systematic approach to data collection and the importance of using reliable and valid measurement instruments.

3. The third part of the document describes the process of data analysis and interpretation. It discusses the various statistical techniques used to analyze the data and the importance of interpreting the results in the context of the research objectives.

4. The fourth part of the document discusses the ethical considerations involved in conducting research. It emphasizes the need to obtain informed consent from participants and to ensure that the research is conducted in a fair and unbiased manner.

5. The fifth part of the document discusses the importance of reporting the results of the research. It emphasizes the need to provide a clear and concise summary of the findings and to discuss the implications of the results for practice and policy.

6. The sixth part of the document discusses the future directions of research in this area. It highlights the need for further research to explore the underlying mechanisms of the phenomena being studied and to develop more effective interventions.

9) Analyse Granulométrique

Elle a pour but de déterminer le diamètre des grains qui constituent le sol et les proportions relatives des différentes fractions granulométriques, exprimés en % du poids total.

La méthode la plus directe pour séparer un sol en ses différentes fractions repose sur l'emploi des tamis.

Toutefois comme l'ouverture des mailles les plus fines, facilement réalisables, est de 0.80 mm, la granulométrie des particules de dimensions inférieures est réalisée par sédimentométrie.

Les méthodes d'exécution de l'analyse granulométrique par sédimentation sont basées sur la loi de Stokes qui détermine la vitesse de chute d'une particule sphérique de diamètre donné dans un liquide au repos.

La densité de la suspension est mesurée à différents moments au moyen d'un densimètre de conception spéciale. A un instant donné, la dimension des particules les plus grosses demeurant en suspension au niveau du densimètre peut se calculer au moyen de la loi de Stokes, tandis que le poids des particules inférieures à cette dimension peut se déduire de la densité de la suspension au même niveau.

On peut étudier les éléments de diamètre encore plus petit par centrifugation; mais les résultats obtenus par des méthodes aussi poussées n'intéresse que la recherche scientifique.

Mode Opératoire

Le tamisage peut être effectué soit à sec, soit sous l'eau; à sec quand le matériau est pulvérulent, sous l'eau quand le sol comporte des éléments limoneux.

1948

1949

1950

1951

1952

1953

1954

1955

1956

1957

1958

1959

1960

1961

1962

1963

1964

1965

1966

1967

1968

Le prélèvement retenu pour le tamisage est séché à l'étuve à 105° C jusqu'à poids constant, il ne doit pas être pulvérisé avant les opérations. S'il est aggloméré au sortir de l'étuve, il ne doit pas être soumis à l'action d'un pilon ou d'un broyeur, il sera dans ce cas tamisé sous l'eau.

a) Tamisage à Sec

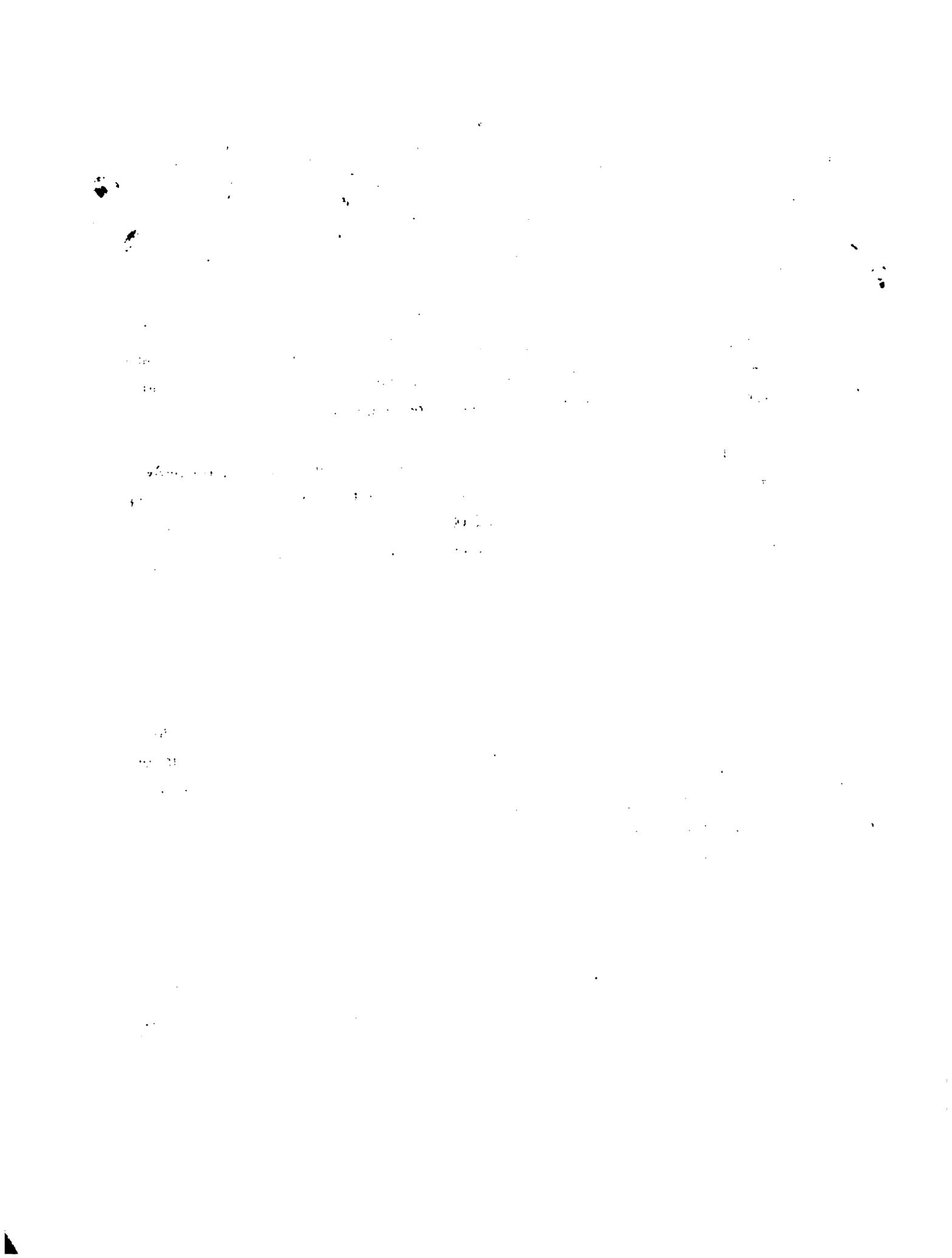
Si le matériau contient des gros éléments on utilise la série des passoires normales (de 8 mm à 100 mm). Les passoires sont dans leur ordre décroissant du haut vers le bas. Disposer le matériau sur la passoire supérieure secouer énergiquement.

Le refus retenu dans chaque passoire est pesé au gramme près et inscrit sur la feuille d'essai, la fraction du prélèvement doit satisfaire à la règle $200 D \leq P_i \leq 500 D$ Qd le dernier refus du tamis a été déterminé, on pèse le résidu passant, ceci à titre de vérification. Noter successivement en les cumulant les poids des refus obtenus et déterminer les pourcentages pour tracer le graphique.

b) Tamisage sous l'eau

L'échantillon sec (dont on a noté le poids P) est mis à détrempier dans un récipient d'eau, pendant un temps suffisant pour obtenir la désagrégation des mottes et des agglomérats. Cette opération doit se poursuivre jusqu'à ce que les cailloux et les graviers soient dégagés de leur gangue terreuse, on peut accélérer cette opération, en brassant de temps à autre le contenu du récipient.

L'opération consiste à séparer par lavage une première partie (éléments > 8 mm) d'une 2e (éléments ≤ 8 mm et supérieur à 0.1 mm). on arrange les passoires comme prévus on verse le matériau, on pro-



ANALYSE GRANULOMERIQUE.

Date:

Provenance:

Profondeur:

Nature de l'échantillon:

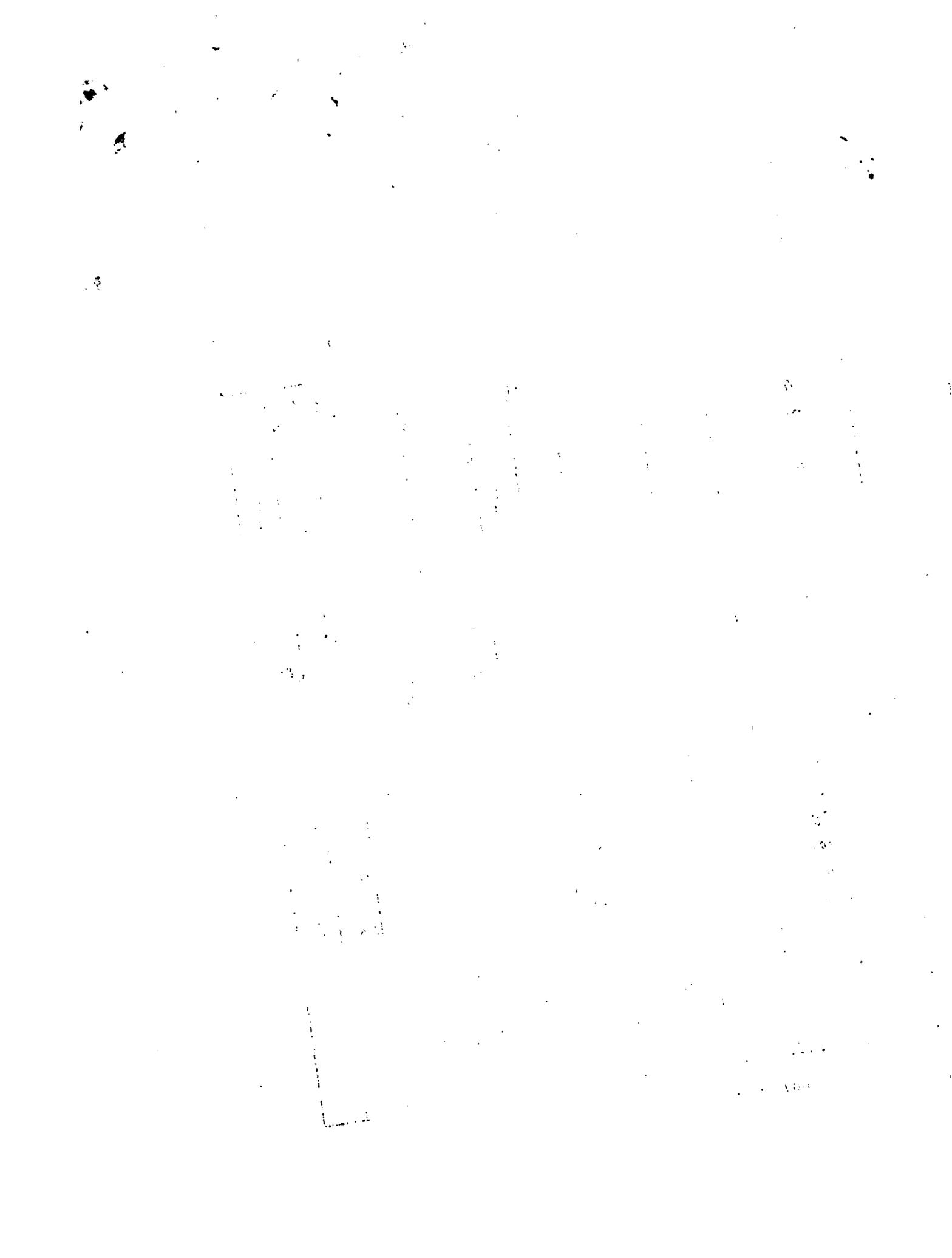
Expérimentateur:

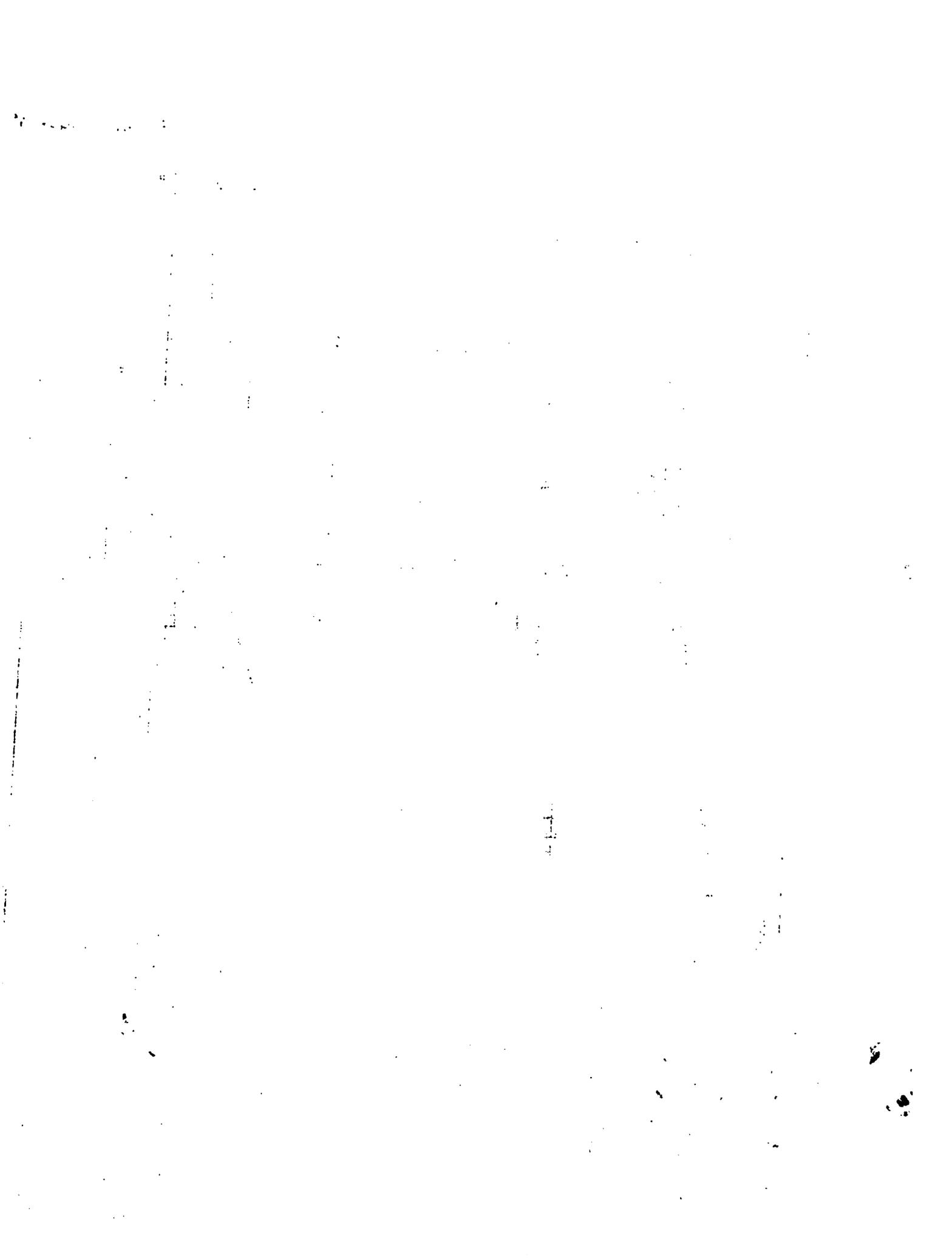
Essai: 1

Essai: 2

N°s AFNOR Module Natiqve.	Diamètre en m/m ♀	Essai: 1				Essai: 2			
		N° Sond.		N° Echant.		N° Sond.		N° Echant.	
		Poids initial sec: 200 gr.				Poids initial sec: 6H			
		Poids net	Poids cumulés	% Retenu.	% Passant.	Poids net	Poids cumulés	% Retenu.	% Passant.
80	80	COURBE A				COURBE B			
70	70								
60	60								
47	50								
46	40								
45	30								
44	25								
43	20					130	130	2.0	98.0
42	15					180	300	5.0	95.0
40	10					360	660	11.0	89.0
37	5	10	10	5.0	95.0	780	1660	24.0	76.0
35	3.150					Reste 4560 gr 2 ^e Poids 2 300 707 gr			
33	2	8	18	9.0	91.0	34	1560	3000	50.0
32	1.6								
30	1	17	35	17.5	82.5	53	2670	3850	64.3
27	0.5	29	64	32.0	68.0	66	3010	4450	74.2
25	0.315								
23	0.200	68	132	66.0	34.0	77	3510	4950	82.5
21	0.185								
20	0.100	48	180	90.0	10.0	80	3650	5090	85.0
19	0.08								
Reste a	20, 100		20		10.0			91.0	15.2
						↑ cumulés sur 100gr	↑ soit pour 4.850 gr.		

EAU A1.2 Résultats d'une analyse granulométrique





Courbe de Compressibilité Oedométrique

Les résultats des mesures sont présentés sous forme d'un graphique dit courbe de compressibilité oedométrique en portant: les contraintes en abscisse selon une échelle logarithmique. Les indices des vides correspondants en ordonnée selon une échelle arithmétique.

Courbe de Consolidation

Les mesures de déformation effectuées au cours d'un palier de chargement déterminé sont consignées sur un tableau donnant à chaque instant de mesure la lecture correspondante des comparateurs.

Paramètres de Déformation

Les documents précédents permettent de déterminer les valeurs des paramètres de déformation suivants:

Modules oedométrique (E_{oed}) ($E'_n, E'_n + 1$) entre deux paliers de chargement successifs sous les contraintes σ_n et $\sigma_n + 1$ auxquelles correspondent les indices des vides e_n et $e_n + 1$.

Compression Simple

Pour décrire la consistance des argiles et des autres sols cohérents, on leur attribue généralement les épithètes suivantes: mou, mi consistant, consistant et dur. La charge par unité de surface, qui détermine la rupture d'une éprouvette de sol cylindrique ou prismatique au cours d'un essai de compression simple, constitue la mesure quantitative la plus directe de la consistance. Cette quantité a reçu le nom de résistance à la compression simple.

100

100

100

100

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE.

Date:

Provenance:

Profondeur:

Nature de l'échantillon:

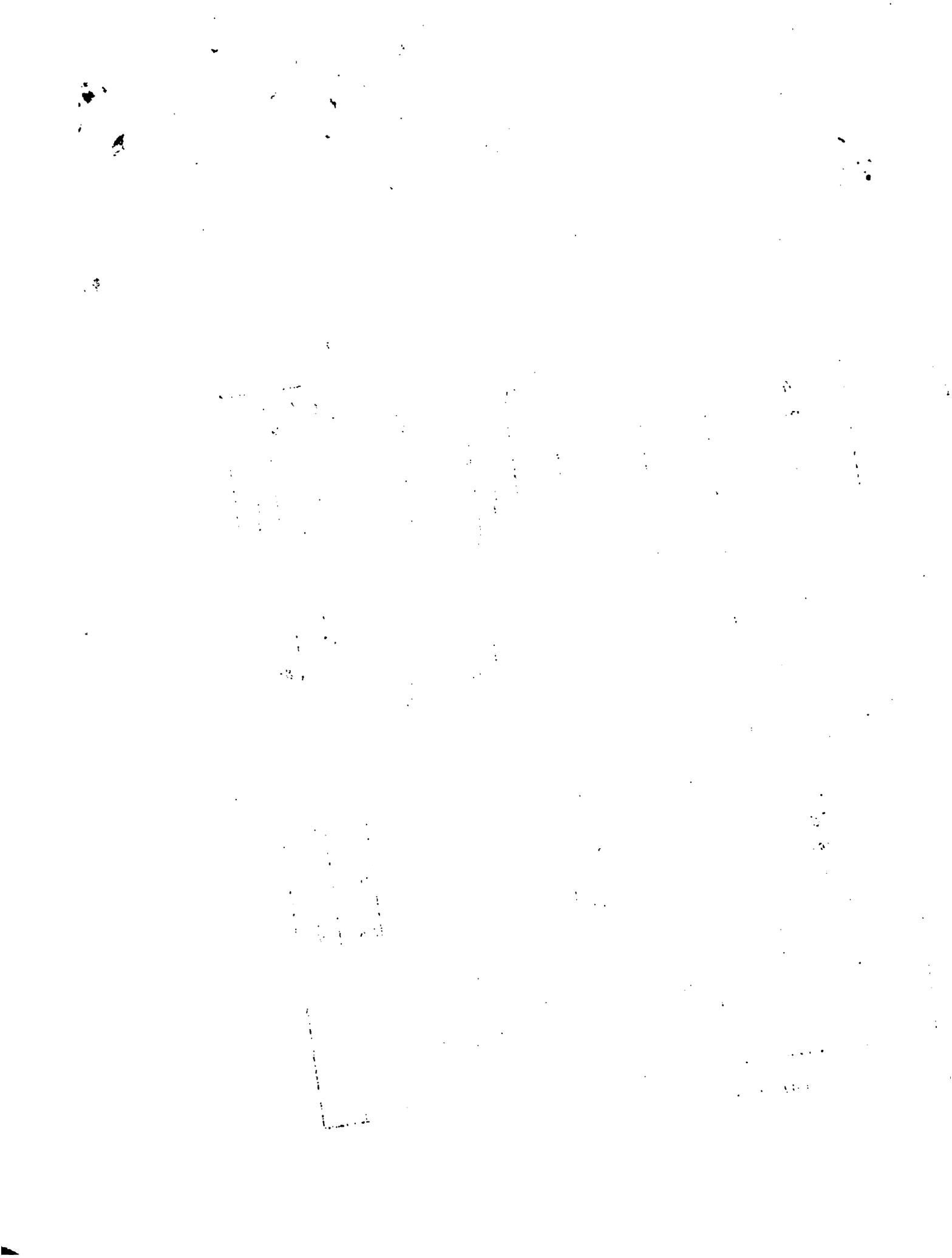
Expérimentateur:

Essai: 1

Essai: 2

NIS AFNOR Module Matière.	Diamètre en mm ϕ	Essai: 1				Essai: 2			
		N° Sond.		N° Echant.		N° Sond.		N° Echant.	
		Poids initial sec: 200 gr.				Poids initial sec: 60			
		Poids net	Poids cumulés	% retenu.	% passant.	Poids net	Poids cumulés	% retenu.	% passant.
80	80	COURBE A				COURBE B			
70	70								
60	60								
47	50								
46	40								
45	30								
44	25								
43	20					130	120	2.0	98.0
42	15					160	300	5.0	95.0
40	10					360	660	11.0	89.0
37	5	10	10	5.0	95.0	780	1440	24.0	76.0
35	3.150					Reste 4560 gr 2 ^e partie sur 707 gr			
33	2	8	18	9.0	91.0	34	1560	30.0	50.0
32	1.6								
30	1	17	35	17.5	82.5	53	2478	38.3	35.7
27	0.5	29	64	32.0	68.0	66	3010	44.5	25.2
25	0.315								
23	0.200	68	132	66.0	34.0	77	3510	49.5	17.5
21	0.125								
20	0.100	48	180	90.0	10.0	80	3650	50.0	15.2
19	0.08								
Reste à	20, 100	20		10.0		↑ cumulés sur 1006 gr		↑ soit pour 4.850 gr.	

EAU A1.2 Résultats d'une analyse granulométrique



Dossier _____

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Sondage : _____
Echantillon : _____
Profondeur : _____

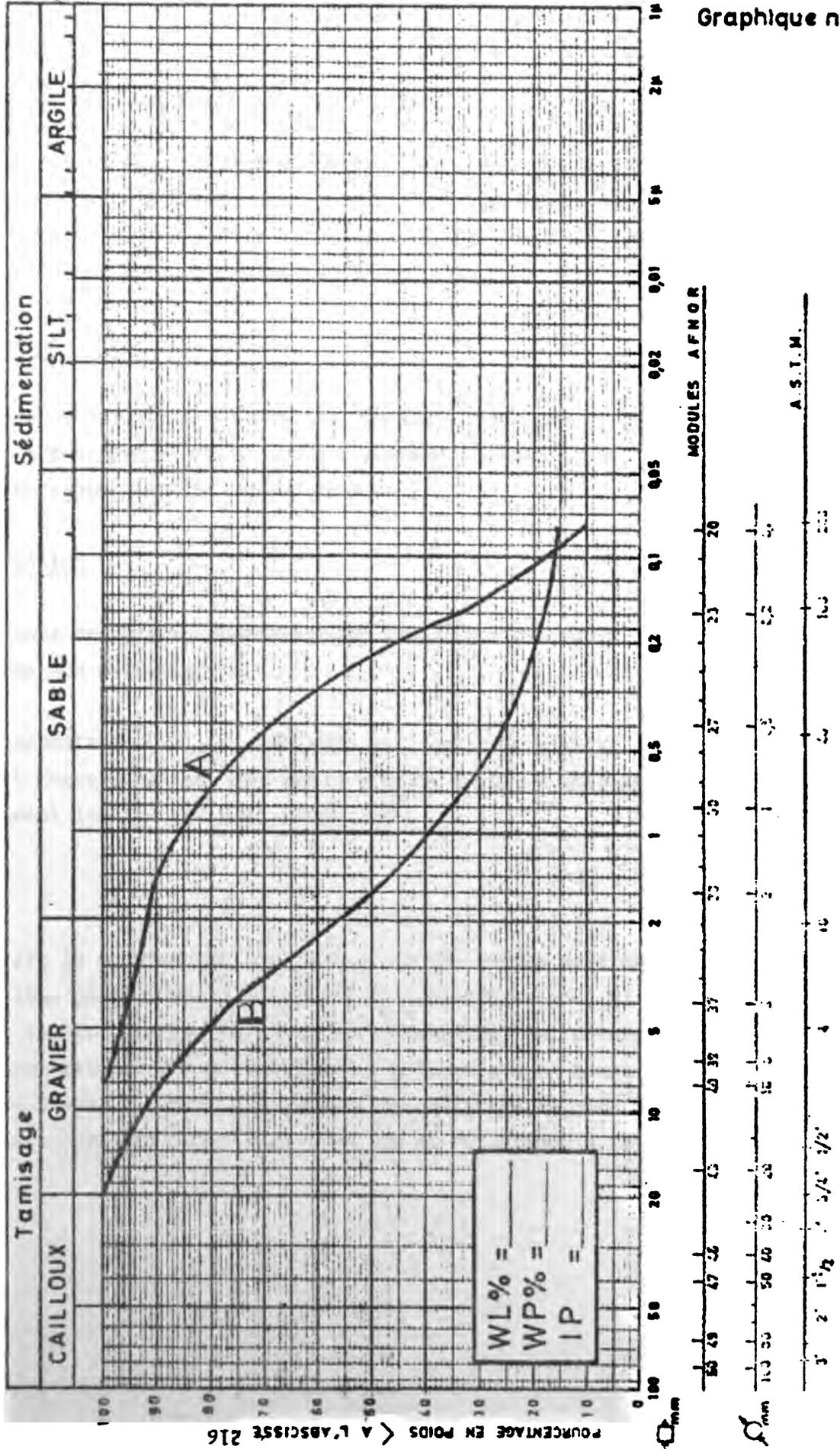
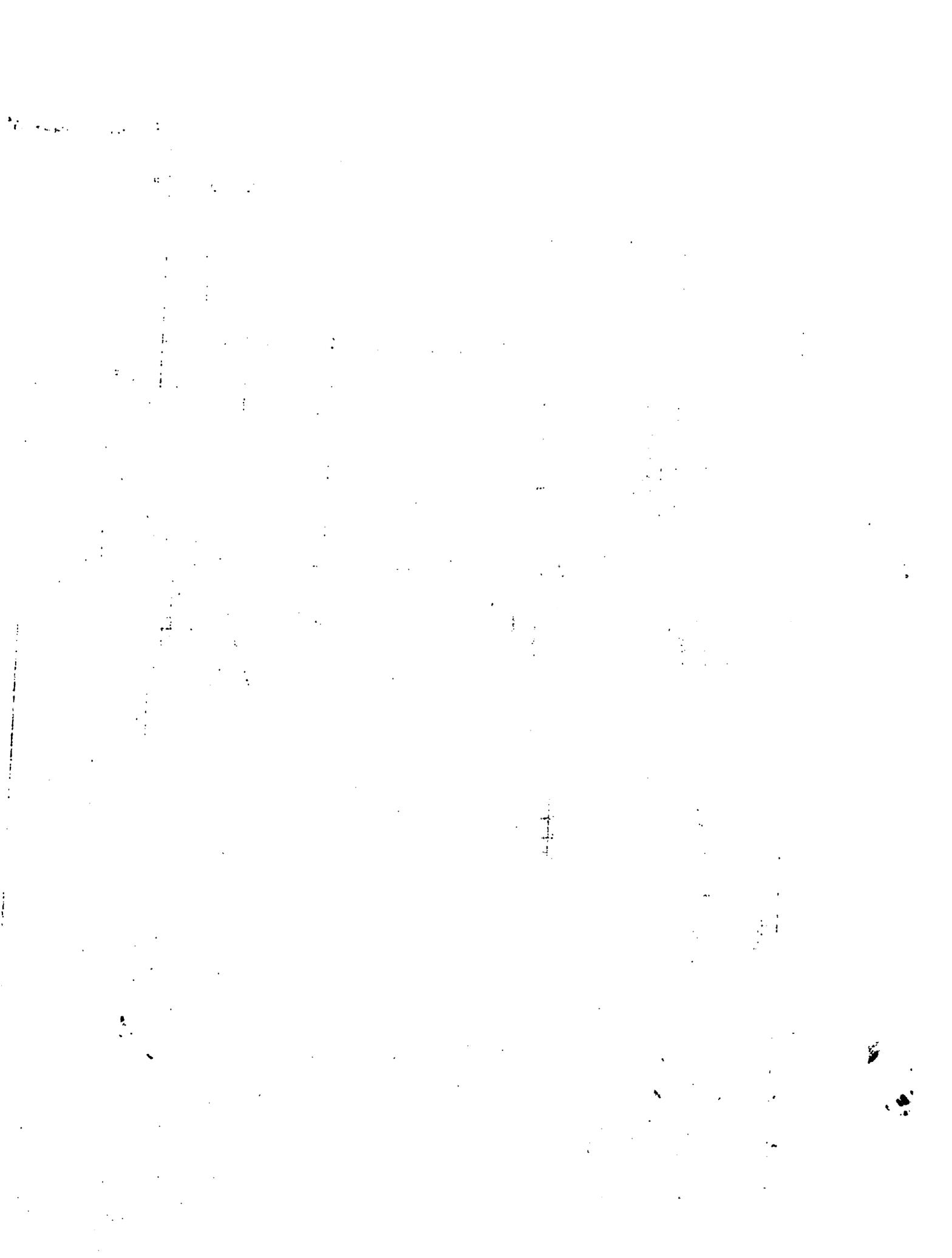


Figure AM 2 (Module des courbes de sédimentation)



Courbe de Compressibilité Oedométrique

Les résultats des mesures sont présentés sous forme d'un graphique dit courbe de compressibilité oedométrique en portant: les contraintes en abscisse selon une échelle logarithmique. Les indices des vides correspondants en ordonnée selon une échelle arithmétique.

Courbe de Consolidation

Les mesures de déformation effectuées au cours d'un palier de chargement déterminé sont consignées sur un tableau donnant à chaque instant de mesure la lecture correspondante des comparateurs.

Paramètres de Déformation

Les documents précédents permettent de déterminer les valeurs des paramètres de déformation suivants:

Modules oedométrique (E_{oed}) (E'_n, E'_{n+1}) entre deux paliers de chargement successifs sous les contraintes σ_n et σ_{n+1} auxquelles correspondent les indices des vides e_n et e_{n+1} .

Compression Simple

Pour décrire la consistance des argiles et des autres sols cohérents, on leur attribue généralement les épithètes suivantes: mou, mi consistant, consistant et dur. La charge par unité de surface, qui détermine la rupture d'une éprouvette de sol cylindrique ou prismatique au cours d'un essai de compression simple, constitue la mesure quantitative la plus directe de la consistance. Cette quantité a reçu le nom de résistance à la compression simple.

Quelques valeurs de la résistance à la compression simple qui correspondent aux différents degrés de consistance des argiles, non triturées.

<u>Consistance</u>	<u>Résistance en Kg/cm²</u>
Très molle	moins de 0.25
Molle	0.25 - 0.5
Mi consistant	0.5 - 1.0
Consistant	1.0 - 2.0
Très consistant	2.0 - 4.0
Extrêmement consistant	Supérieur à 4.0

Cet essai est effectué avec la presse CBR choisir l'anneau en fonction de la résistance de l'éprouvette. Noter les déformations en fonction des charges et tracer la courbe effort - déformation:

$$R_c \text{ en Kg/cm}^2 = \frac{P}{S}$$

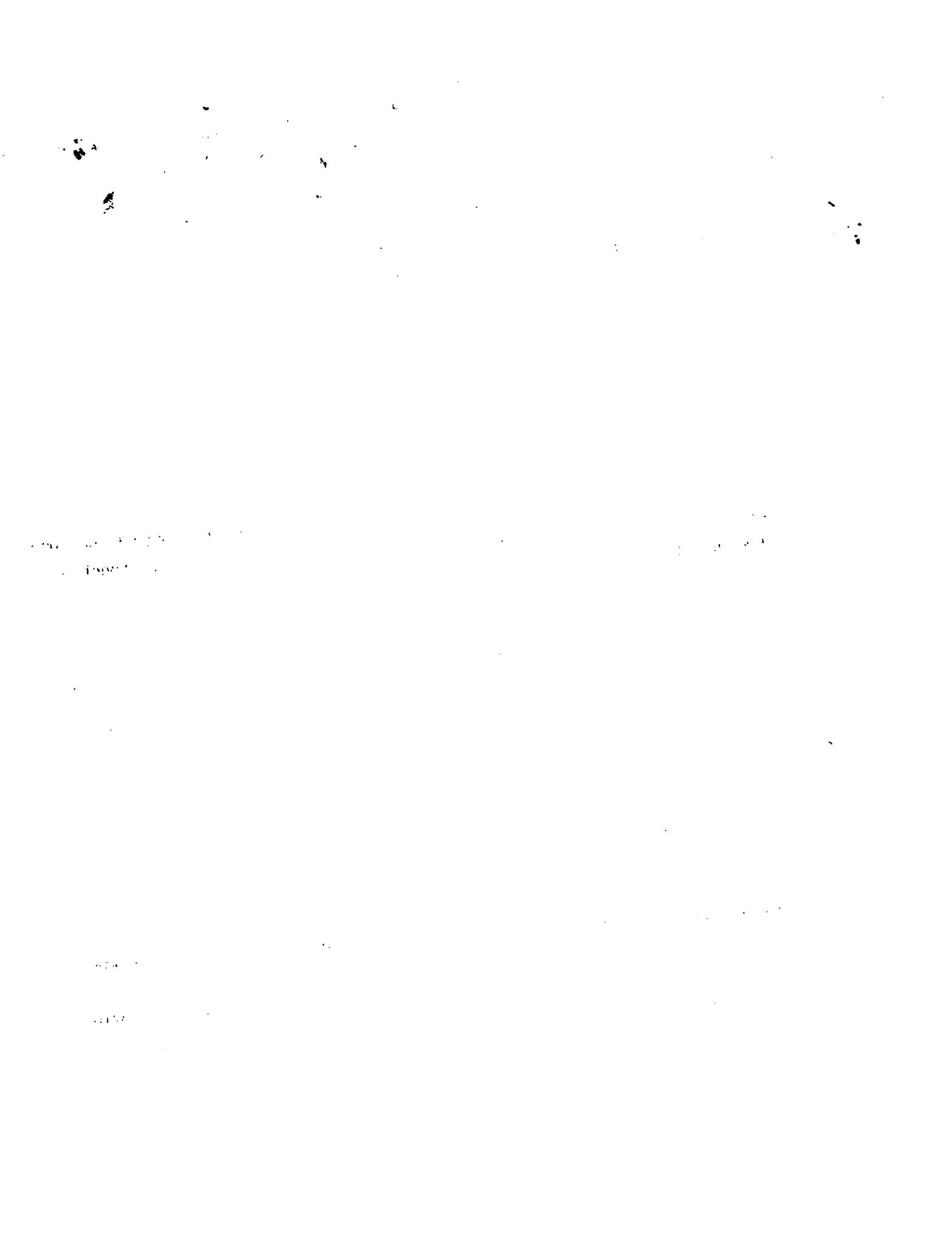
$$\text{Déformation en \%} = \frac{h}{H} \times 100$$

$$R_c \text{ corrigée par la déformation} = R_c \left(1 - \frac{h}{H}\right)$$

l'élanement de l'éprouvette doit être compris entre 2 et 3 fois le diamètre

Relation en R_c et cisaillement. D'après l'équation de TERZAGHI la R_c est égale à:

$$q_s = 2 C N \quad N = \left(45^\circ + \frac{\psi}{2}\right)$$



cède alors au tamisage tamis par tamis, on projette de l'eau en pluie sur le tamis supérieur de la colonne en remuant à la main les matériaux retenus sur ce tamis jusqu'à ce qu'ils soient bien propres et qu'il ne passe pratiquement plus rien. L'eau devra couler claire en fin de lavage au tamis ainsi de suite.

Calcul et Résultats

Le poids total de l'échantillon, le poids des refus à chaque tamis (refus partiels) ou les poids des refus cumulés ont été notés au cours de l'essai sur la feuille de résultats en face des dimensions des passoires ou des tamis auxquels ils correspondent.

Il reste à calculer et à porter sur la feuille d'essai les refus cumulés à chaque tamis, en additionnant les refus partiels, les pourcentages de refus cumulés obtenus en multipliant par 100 les rapports des poids des refus cumulés au poids total de l'échantillon. En calculant à 100 les compléments des % de refus cumulés, on obtient le pourcentage des éléments inférieurs aux ouvertures D des mailles de tamis considérés, (ou % des tamisats cumulés). Ce sont ces pourcentages et ces ouvertures D des tamis que l'on portera sur le graphique qui traduira les résultats de l'analyse granulométrique complète (tamisage et sédimentométrie) La courbe granulométrique est construite en représentant sur un graphique, en abscisse sur une échelle logarithmique les diamètres des particules et en ordonnée sur une échelle linéaire les pourcentages correspondants, et en joignant les points obtenus. On définit ainsi:

cailloux $\gg 20$ mm
 gravier de 2 à 20 mm
 gros sable de 0.2 à 2 mm
 sable fin de 50 μ à 200 μ
 silt ou limon de 5 μ à 50 μ
 argile de 0.2 μ à 2 μ



Les limites d'Atterberg

Ces limites sont les teneurs en eau caractérisant conventionnellement, sur un sol remanié et selon un mode opératoire bien déterminé:

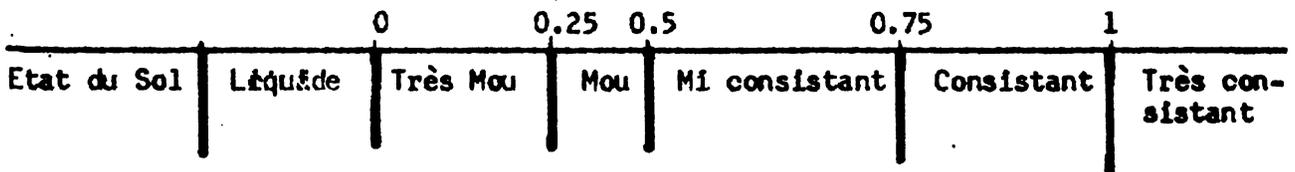
- a) Le passage de l'état liquide à l'état plastique la teneur en eau correspondante est appelée WL Limite de Liquidité;
- b) Le passage de l'état plastique à l'état solide la teneur en eau correspondante est appelée Wp Limite de Plasticité I_p est donné par la formule suivante:

$$I_p = W_L - W_p.$$

L'indice de consistance I_c est donné par la formule:

$$I_c = \frac{W_L - W}{W_L - W_p}$$

ou W est la teneur en eau à l'état naturelle.



Mode Opératoire

La limite de liquidité se détermine sur la fraction du sol qui passe au tamis AFNOR module 27 (0.4 mm).

after

the

1607

the

the

the

the

the

the

Malaxer le sol à la spatule avec de l'eau distillée, sur une plaque de verre ou un marbre jusqu'à obtention d'une pâte homogène. On prépare l'échantillon une 1/2 journée avant l'essai.

On place une partie de la pâte dans la coupelle, mélanger, puis étendre le matériau à la spatule de façon à former une pâte lisse de 12 mm d'épaisseur à partir de la moitié inférieure de la coupelle. Tenir la coupelle, saisir l'outil de sillon, l'index allongé sur la face plate.

Tracer un sillon passant par le centre du mélange dans le plan diamétral perpendiculaire à l'axe de la charnière.

Pour les matériaux sableux, ayant une faible plasticité, le tracé direct à l'outil de Casagrande ne peut se faire sans arracher les cotés du sillon. Il faut couper le sillon à la spatule et le corriger avec l'outil qui s'avère la plus pratique.

On replace la coupelle sur le socle, on tourne la manivelle à la cadence de 2 coups par seconde jusqu'à ce que les 2 parties du gâteau contenu dans la coupelle viennent en contact sur environ 12 mm. On note le nombre de chocs qui a provoqué un tel rapprochement, lorsque, après avoir renouvelé cet essai, on a trouvé un nombre de chocs relativement constant, on prélève au voisinage de la ligne de contact une petite quantité de matériau en vue de déterminer sa teneur en eau. Suivant le nombre de coups obtenus, on ajoute au sol quelques cm d'eau distillée, ou bien on le laisse se dessécher en le malaxant fortement et on recommence l'essai pour obtenir un autre point de la ligne d'écoulement.

on trace la ligne d'écoulement avec un minimum de 4 points en portant en abscisse le nombre de chocs à l'échelle logarithmique et en ordonnée la teneur en eau à l'échelle linéaire. La limite de liquidité est la teneur en eau correspondant au point de la ligne d'écoulement d'abscisse 25.

100

100

100

100

100

100

100

100

100

Limite de Plasticité

Elle se détermine sur la même fraction de matériau, que la limite de liquidité. Ordinairement elle se fait après (L.A.) on a donc souvent un matériau trop humide, pour le dessécher, il ne faut pas lui ajouter de terrain sec, on le dessèche en le malaxant et en le roulant sur ce marbre jusqu'à ce que le marbre devienne suffisamment plastique pour former une boule. On roule cette boule entre la main et le marbre avec une pression juste suffisante pour donner à la masse de sol une forme cylindrique. Lorsque le diamètre du filament atteint 3 mm sans fragmenter, on pétrit soigneusement le matériau autant de fois qu'il le faut pour la faire une petite baguette de 3 mm de diamètre et de 12 à 15 cm de long. La limite de plasticité est obtenue lorsqu'on peut soulever la baguette, par son milieu, de 1 à 2 cm et qu'elle se fissure. On mesure alors la teneur en eau W_p par dessiccation. Dans les 2 cas, les teneurs en eau W_L et W_p sont rapportées au poids de l'échantillon sec.

L'Indice de Plasticité

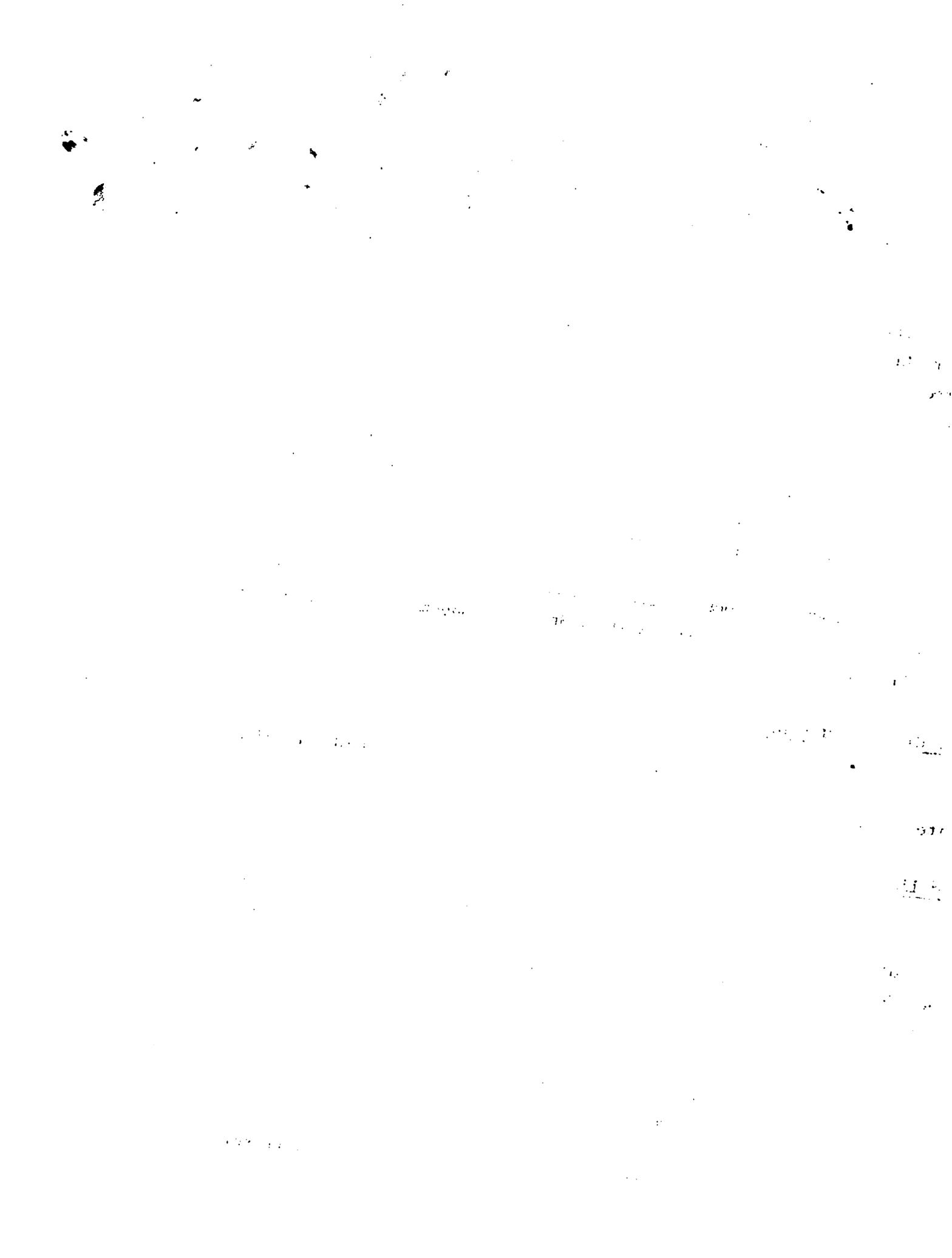
L'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité $I_p = W_L - W_p$

La limite de Retrait

La limite de retrait est la teneur en eau au dessous de laquelle le volume de l'échantillon cesse de diminuer. Pour la déterminer on opère par dessiccation à l'étuve, on pèse et l'on mesure le volume de l'échantillon dans un vase rempli de mercure.

Au dessus de la limite de retrait l'eau remplit les pores et sépare les grains et les particules solides, au dessous, les grains sont en contact et l'air pénètre dans les pores.

Il peut alors se produire des fissures et un faïençage du sol com-



me on l'observe dans les champs en période de sécheresse. Réciproquement si l'on humidifie un sol sec, il gonfle, lorsque la quantité d'eau absorbée dépasse la limite de retrait. Cette augmentation de volume peut suffire à soulever les ouvrages spécialement dans les pays naturellement secs. Si la pression apportée par les fondations est suffisante pour s'opposer au gonflement, celui-ci ne peut plus se produire. Les limites d'Atterberg permettent de préciser la carte d'identité du sol.

Handwritten text, possibly bleed-through from the reverse side of the page. The text is mostly illegible due to fading and bleed-through, but some words like "The" and "of" are visible.

LIMITES D'ATTERBERG

Provenance _____ Date _____

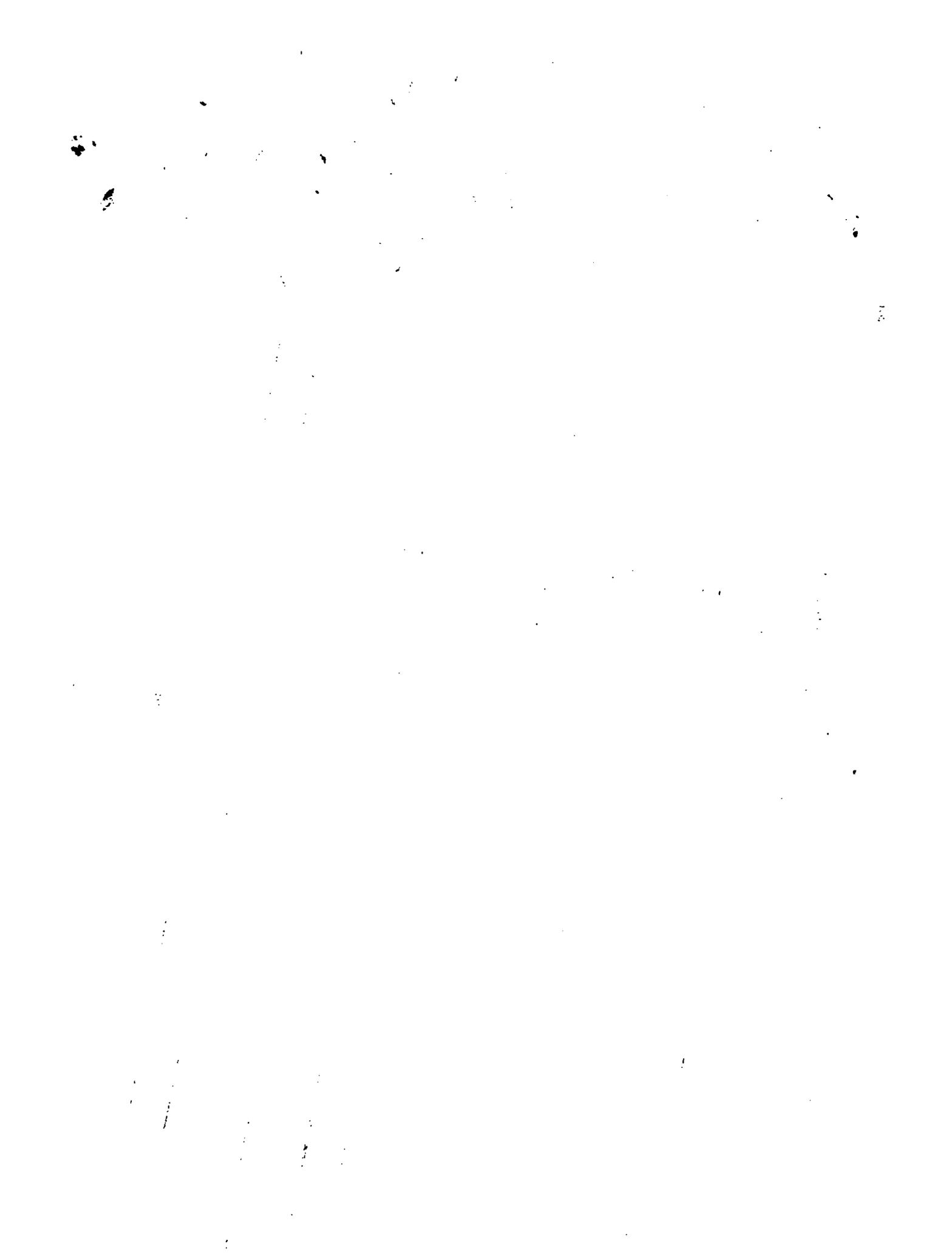
Sondage No. _____ Echantillon No. _____ Profondeur _____

Nature de l'échantillon _____ Essai No. _____

	- LIMITE DE LIQUIDITE -					- LIMITE DE PLASTICITE -			
	18e	21e	24e	27	30e		A	B	
Nombre de coups	18e	21e	24e	27	30e				
No. de la tare	7	14	4	2	10		A	B	
Poids total humide	40,123	40,970	38,495	41,908	40,621		37,948	38,449	
Poids total sec	37,495	38,230	36,379	38,891	37,926		36,533	37,139	
Poids de la tare	31,076	31,400	30,967	30,977	30,805		28,412	29,640	
Poids net d'eau	2,528	2,740	2,116	3,017	2,695		1,415	1,318	
Poids net matériau sec	6,419	6,830	5,412	7,814	7,121		8,120	7,491	
Teneur en eau %	41,0	40,1	39,0	38,6	37,8		17,4	17,6	moyenne 17,5

Tableau AN.3 Résultats de la Détermination des Limites d'Atterberg.

LL = 39,0
 LP = 17,5
 IP = 21,5



Caractéristiques Mécaniques

Essais de Résistance Mécanique

Les essais de résistance mécanique ont pour objet de déterminer la résistance des sols au cisaillement.

Les trois (3) essais les plus utilisés sont:

- a) L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande
- b) L'essai de compression triaxiale
- c) L'essai de compression simple.

a) L'Essai de Cisaillement Rectiligne

Le coefficient de frottement est le rapport entre la force horizontale nécessaire pour le déplacement et la charge, sur une surface qui peut être la surface de glissement.

Le sol cisailé sur lui-même possède un coefficient que l'on peut mesurer et qui détermine l'angle de frottement.

L'appareil classique de Casagrande est constitué par une boîte rectangulaire coupée en deux par un plan horizontal. L'échantillon est placé entre 2 pierres poreuses crénelées solidaires des 2 demi-boîtes. La partie inférieure est attachée à un socle et la partie supérieure est mobile horizontalement. Le sol est comprimé sous une force P .

On déplace alors la partie supérieure de la boîte en appliquant un mouvement à vitesse imposée (1.5 mm par minute par exemple). Et l'on mesure à l'aide d'un dynamomètre la force f correspondante. En général, cette force passe par un maximum (F) et diminue ensuite. Si l'on porte la valeur

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

10/10/2010

de la charge (P) en face de la valeur du cisaillement correspondante (F), on trouve le plus souvent une droite plus ou moins inclinée. Pour les sables, cette droite passe par le point $P = 0$: ceci veut dire que pour une charge nulle, il n'y a pas de résistance au cisaillement.

On dit que les sables ne possèdent pas de cohésion; ce sont des sols pulvérulents. Leur angle de frottement correspond à peu près à celui du talus naturel. Les sols plus ou moins argileux ont une cohésion (ou résistance au cisaillement sous charge nulle: ce sont des sols cohérents). Ils tiennent sur eux-même lorsqu'on découpe un échantillon et possèdent une résistance à la compression comme le béton par exemple, mais à un degré moindre.

b) L'essai de Compression Triaxiale

Si l'on charge un échantillon prélevé dans le sol, il se déforme verticalement et gonfle latéralement d'une certaine quantité qui dépend de sa nature.

Considérons dans le sol lui-même, le même volume, le sol qui l'entoure s'oppose au gonflement; il réagit et provoque des pressions latérales qui réduisent la déformation longitudinale aussi bien que le tassement vertical. Ces pressions ont pour effet d'accroître la résistance.

L'essai Triaxial consiste justement à déterminer l'effet de cette pression latérale sur la résistance. L'échantillon cylindrique taillé est introduit dans un tube en caoutchouc très mince. A l'une des extrémités, il est mis en contact avec un plateau et à l'autre avec une pierre poreuse.

L'étanchéité est assurée par deux baques de serrage aux extrémités.

L'échantillon ainsi monté est placé dans une chambre hermétique-

ment fermée dont la paroi latérale est constituée par un tube transparent épais en plexiglas. Dans cette chambre on introduit de l'eau sous pression qui comprime la carotte de sol dans toutes les directions. Puis on agit sur le piston longitudinal avec une force (P) jusqu'à rupture de la carotte, qui a lieu généralement par glissement. Au cours du déplacement du piston qui donne la déformation longitudinale de l'échantillon. Pendant l'opération, l'eau incluse est mise en compression et chassée. Celle-ci traversant la pierre poreuse peut être libérée, c'est l'opération de (Drainage). On peut aussi grâce à un dispositif s'opposer au départ de l'eau en lui appliquant une pression que l'on mesure, c'est la pression interstitielle. On peut encore maintenir la pression interstitielle constante en évacuant une quantité d'eau voulue.

L'essai triaxial complète l'essai de cisaillement et l'essai oedométrique avec de plus grandes possibilités.

L'essai oedométrique

Les essais de compressibilité ont pour objet de mesurer les variations de volume d'un échantillon de sol placé dans un champ de contraintes uniforme avec possibilité de drainage. Lorsque l'échantillon de sol est saturé, que les déformations latérales sont empêchées et que le drainage n'est possible que par les faces inférieures et supérieures de l'échantillon, l'essai de compressibilité est dit "oedométrique".

Principe de l'Essai

L'échantillon de sol intact est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage.

Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte ver-

100
101

102

103
104

105

106

107

108
109

110

111

112

113
114

115

116
117

118

119

120

121

122

123

124

125

126

127

128

129

130

131

132

133

134

135

136

137

138

139

140

ticale uniforme U constante pendant un temps déterminé.

Processus de l'Essai Oedométrique

Le processus de l'essai comprend 3 phases:

- 1) Une phase de chargement au cours de laquelle est appliquée, par paliers une contrainte dont la valeur croît d'un palier à l'autre en progression géométrique de raison 2.
0,44 bar; 0,88 bar; 1.60 bars; 3,20 bars et 6,28 bars.
- 2) Une phase de déchargement au cours de laquelle la contrainte est ramenée à une valeur nulle en passant par deux paliers intermédiaires 1.60 bars et 0.05 bar de 24 heures; tous les paliers de chargement et déchargement, y compris sous charge nulle, doivent être maintenus pendant une durée au moins égale à 24 heures.

2.3) Mesure de la Déformation

La mesure de la déformation est suivant le type de l'appareil effectué:

Soit avec un comparateur centré sur le piston;

Soit avec deux comparateurs diamétralement opposés sur les bords du piston. Ces comparateurs mécaniques ou électriques doivent être sensibles au 1/100e de millimètre.

Mesure de la Charge d'Essai

La valeur de la charge d'essai doit être connue à $\pm 1\%$ près.

Supervisor
Lee, M. B. Jones
S. no. 1000
1954

3/11/54
1954
1954
1954

1954
1954
1954

1954
1954
1954

1954
1954



