

ECOLE POLYTECHNIQUE THIES

DEPARTEMENT GENIE

CIVIL

PROJET DE FIN
D'ETUDES

GC.0427

TITRE: LATERITE-MATERIAU
DE CONSTRUCTION

(Phase 2)

AUTEURS: Oumar DIAKITE
 Gérard A.R SOUMA

DIRECTEUR DE PROJET Roger LUPIEN

CO-DIRECTEUR Fernand MORIN

MAI 1981

A mes parents,
A ma fille Séverine Marie Ange,
(2 mois) et
A sa mère Maïmouna.

Gérard SOUMA

A mes parents,
A mon frère Papa Demba DIAKITE,
et
A Kaïdia COULIBALY

Oumar DIAKITE

REMERCIEMENTS

Nous remercions très sincèrement tous ceux qui, de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce projet, et plus particulièrement :

- Mr Roger LUPIEN notre directeur de projet, professeur de Béton et de structure à l'Ecole Polytechnique de Thiès, pour sa grande disponibilité et son apport sur le plan des idées et de la documentation,
- Mr Fernand MORIN notre co-directeur de projet, professeur de Mécanique des Sols et de Géologie à l'Ecole Polytechnique de Thiès, pour ses conseils pertinents et sa documentation,
- MM. Eserchel FRANKLIN et Nicolas MALIANOVITCH responsables des laboratoires de Béton et de Mécanique des Sols de l'Ecole Polytechnique de Thiès, pour leur expérience et leurs services prêtés lors des manipulations,
- Mr Cherif Oumar DIAGNE responsable de la bibliothèque pour la facilité de prêt de livres,
- Mr Dominique N'DONG ingénieur Civil du CEREEQ pour la documentation mise à notre disposition,
- Frère Romuald PICARD, secrétaire général CARITAS Sénégal, pour nous avoir intéressés à la construction en terre.

SOMMAIRE

L'étude menée a pour but de cerner l'aptitude de la latérite à être utilisée comme matériau de construction après compactage et stabilisation au ciment ou à la paille. Les résultats d'essais portant sur des cylindres standards sont présentés : essais de compression sur blocs secs ou après immersion. On met en évidence l'influence, sur la résistance mécanique, de différents paramètres de fabrication :

- mode de compactage,
- eau de gâchage,
- quantité de ciment,
- taux de séchage,
- présence ou non de paille,
- immersion plus temps de séchage après.

Mais pour obtenir une bonne qualité de cylindre l'aptitude à la stabilisation de la terre reste importante. On a donc essayé de faire un rapprochement entre cette aptitude et les caractéristiques géotechniques de la latérite :

- Optimum Proctor : essai de compactage modifié ASTM D 1557 - 66 T,
- Granulométrie : ASTM D 422 valable pour les sols grenus,
- limites d'Atterberg : ASTM D 423 - 66 limite de liquidité,
D 424 - 59 limite de plasticité

TABLE DES MATIERES

<u>Introduction</u> -----	1
a) Objectifs-----	1
b) Portée et importance-----	3
<u>Chapitre 1</u> <u>Analyse des résultats du projet de fin d'études</u> <u>de M.M. DIAGNE et THIAM (Promotion 80 de l'E.P.T)</u>	
1.1 Choix des résultats à analyser-----	5
1.2 Identification des échantillons-----	5
1.2.1 Echantillons à 0% de ciment et à 23,45% d'eau, avec et sans paille-----	5
1.2.2 Echantillons à 0% de ciment et à 25% d'eau, avec et sans paille-----	6
1.2.3 Echantillons à 16% d'eau et à 3,7, 8,4 puis 11,6 % de ciment, sans paille-----	6
1.3 Analyse de ces résultats-----	6
<u>Chapitre 2</u> <u>Propriétés physiques et mécaniques de la latérite</u>	
2.1 Description-----	11
2.1.1 Définition-----	11
2.1.2 Identification-----	12
2.1.3 La latérite utilisée-----	12
2.2 Caractéristiques géotechniques de la latérite-----	12
2.2.1 Optimum Proctor-----	12
2.2.2 Analyse granulométrique-----	15
2.2.3 Limites d'Atterberg-----	17
2.3 Analyse de ces propriétés-----	20
2.3.1 Classification des sols selon Atterberg-----	20
2.3.2 Classification des sols selon Highway Research Board-----	21
2.3.3 Classification à partir de l'abaque de Casagrande-----	22

2.3.4	Les limites d'Atterberg	22
2.3.5	Compactage des échantillons stabilisés au ciment	23

Chapitre 3: Les essais réalisés

3.1	Principes	25
3.2	Confection et identification des cylindres standards	25
3.3	Stabilisants utilisés	28
3.4	Présentation des essais	29
3.4.1	Mesure du taux de séchage et de la densité sèche des cylindres	29
3.4.2	Ecrasement des cylindres secs	29
3.4.3	Ecrasement des cylindres après 7 jours d'immersion dans l'eau	29
3.5	La presse utilisée	30

Chapitre 4: Choix d'un dosage eau-ciment Influence Paille - immersion

4.1	Influence du ciment et de l'eau de gâchage	31
4.1.1	Echantillons à 4% de ciment et à 16, 19 puis 22% d'eau	31
4.1.2	Echantillons à 5% de ciment et à 16, 19 puis 22% d'eau	31
4.1.3	Echantillons à 6% de ciment et à 16, 19 puis 22% d'eau	31
4.2	Influence du compactage	31
4.2.1	Influence de la densité sèche sur la résistance	31
4.2.2	Taux de séchage	35
4.3	Analyse des résultats obtenus et choix d'un dosage eau-ciment	37
4.4	Echantillons à 6% de ciment et à 16% d'eau	43
4.4.1	Taux de séchage	43
4.4.2	Taux de compactage	43

4.4.3 Influence de la paille ----- 43
4.4.3.1 Echantillons sans paille non immergés ----- 43
4.4.3.2 Echantillons avec paille non immergés ----- 43
4.4.4 Influence de l'immersion ----- 48
4.4.4.1 Echantillons sans paille immergés ----- 48
4.4.4.2 Echantillons avec paille immergés ----- 48
4.5 Analyse des résultats ----- 48
4.6 Conclusion et recommandations ----- 52

Références

a) Annexes ----- 55
b) Bibliographie ----- 89

CHAPITRE I

ANALYSE DES RESULTATS DU PROJET DE FIN D'ETUDES

DE M.M DIAGNE ET THIAM (Promotion 80 de l'E.P.T)

1.1 Choix des résultats à analyser

Dans ce projet l'étude a porté sur la résistance de la latérite :

- pure, avec ou sans paille,
- stabilisée au ciment,
- stabilisée à la chaux,
- stabilisée au ciment et à la chaux.

Nous avons choisi d'analyser les résultats obtenus pour la latérite pure et stabilisée au ciment en vue de faire des corrélations, si possible, avec nos résultats car nous n'avons utilisé que la paille et le ciment comme stabilisants.

1.2 Identification des échantillons

1.2.1 Echantillons à 0% de ciment et à 23.45% d'eau; avec et sans paille :

Trois (3) échantillons ont été testés après une cure de 18 jours. Les résultats des essais sont présentés sur la figure 1.1. Ces échantillons sont identifiés comme suit :

- E₂, sans paille
- E₃ et E₄ avec 0.27% (Poids) de paille.

1.2.2 Echantillons à 0% de ciment et à 25% d'eau; avec et sans paille

Six (6) échantillons ont été testés après une cure de 18 jours. Les résultats des essais sont présentés sur la figure 1.2. Ces échantillons sont identifiés comme suit :

- B₁, B₂ et B₃ sans paille
- B₄, B₅ et B₆ avec 0.27% (Poids) de paille.

1.2.3 Echantillons à 16% d'eau et à 3.7, 8.4 puis 11.6% de ciment; sans paille

Neuf (9) échantillons ont été testés après une cure de 28 jours. Les résultats des essais sont présentés sur la figure 1.3. Ces échantillons sont identifiés comme suit :

- C₁, C₂ et C₃ à 11.6% (poids) de ciment
- C₄, C₅ et C₆ à 8.4% (poids) de ciment
- C₇, C₈ et C₉ à 3.7% (poids) de ciment

1.3 Analyse de ces résultats :

A la suite des résultats obtenus dans la section 1.2, nous dégageons les conclusions suivantes :

- Les courbes E₃ et E₄ comparées à E₂ témoignent de la diminution de la résistance que provoque la présence de paille. Par contre elles reflètent une nette augmentation de la plage plastique. Une fois la cohésion du sol rompue, les brindilles de paille entrecroisant les fissures, pourraient

offrir une résistance suffisante pour provoquer une rupture plus lente (fig. 1.1)-

On ne pourrait pas en dire autant des échantillons à 25% d'eau pour lesquels ceux avec paille (Fig 1.2) (B_4, B_5, B_6) ne présentent pas une amélioration nette de la plage plastique sur ceux sans paille (B_1, B_2, B_3).

Le nombre d'échantillons à 23.45% d'eau (E_2) n'est pas suffisamment grand pour établir une comparaison entre eux et ceux à 25% d'eau (B_1, B_2, B_3). Cependant on aurait pu s'attendre à ce que la variation de la résistance soit négligeable quand la teneur en eau passe de 23.45 à 25% car on est à 70 et 80 %, respectivement, de l'optimum proctor (13.8 % voir section 2.2.1) .

- ∴ Il semble qu'en passant de 3.7 à 11.6 % de ciment, la déformation diminue tandis que la résistance augmente, ce qui se traduit par une augmentation de la fragilité lorsque la ductilité diminue.

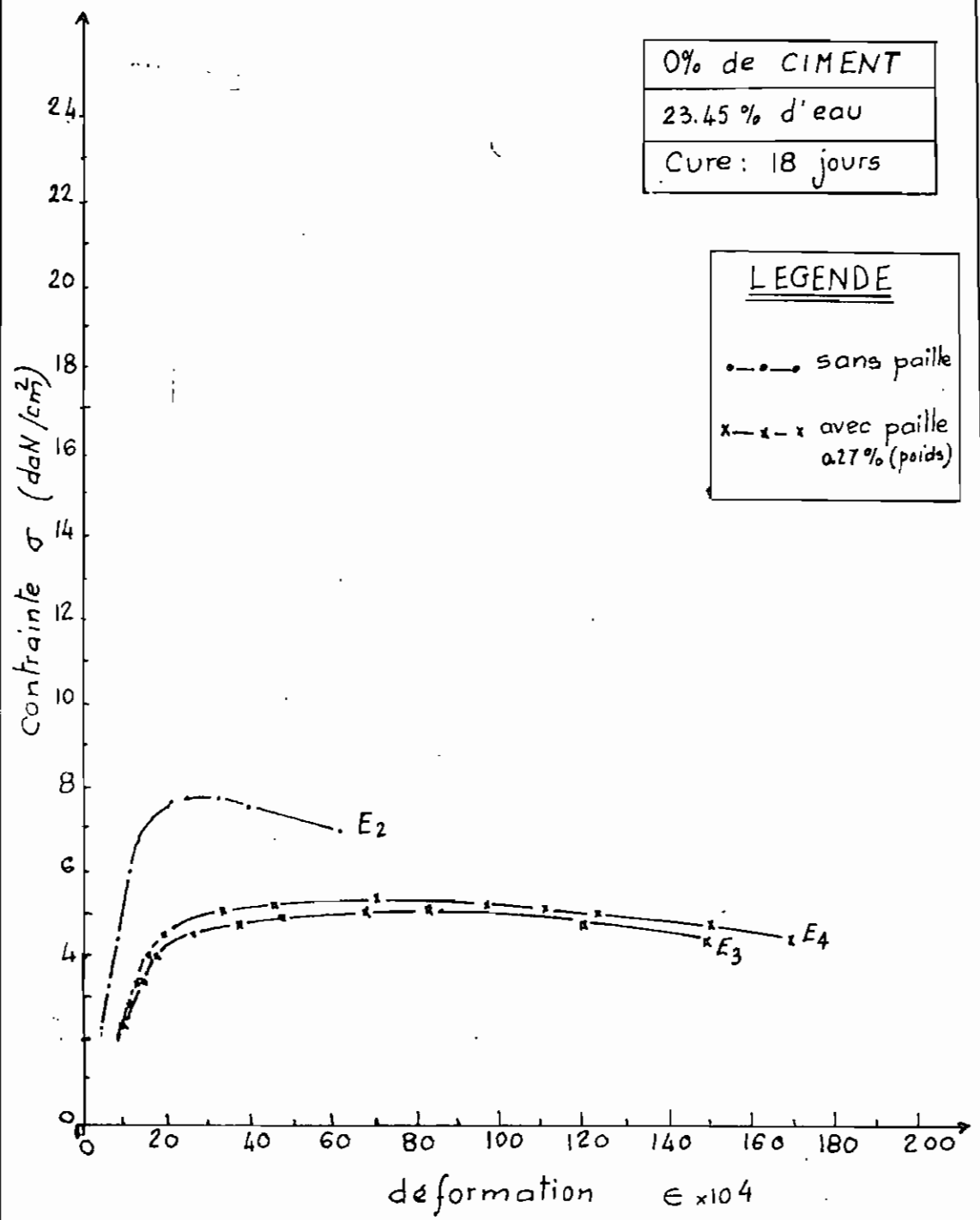


Fig.1.1 : Courbes contrainte-déformation
Influence de la paille sur la
résistance à la compression
(cylindres standards)

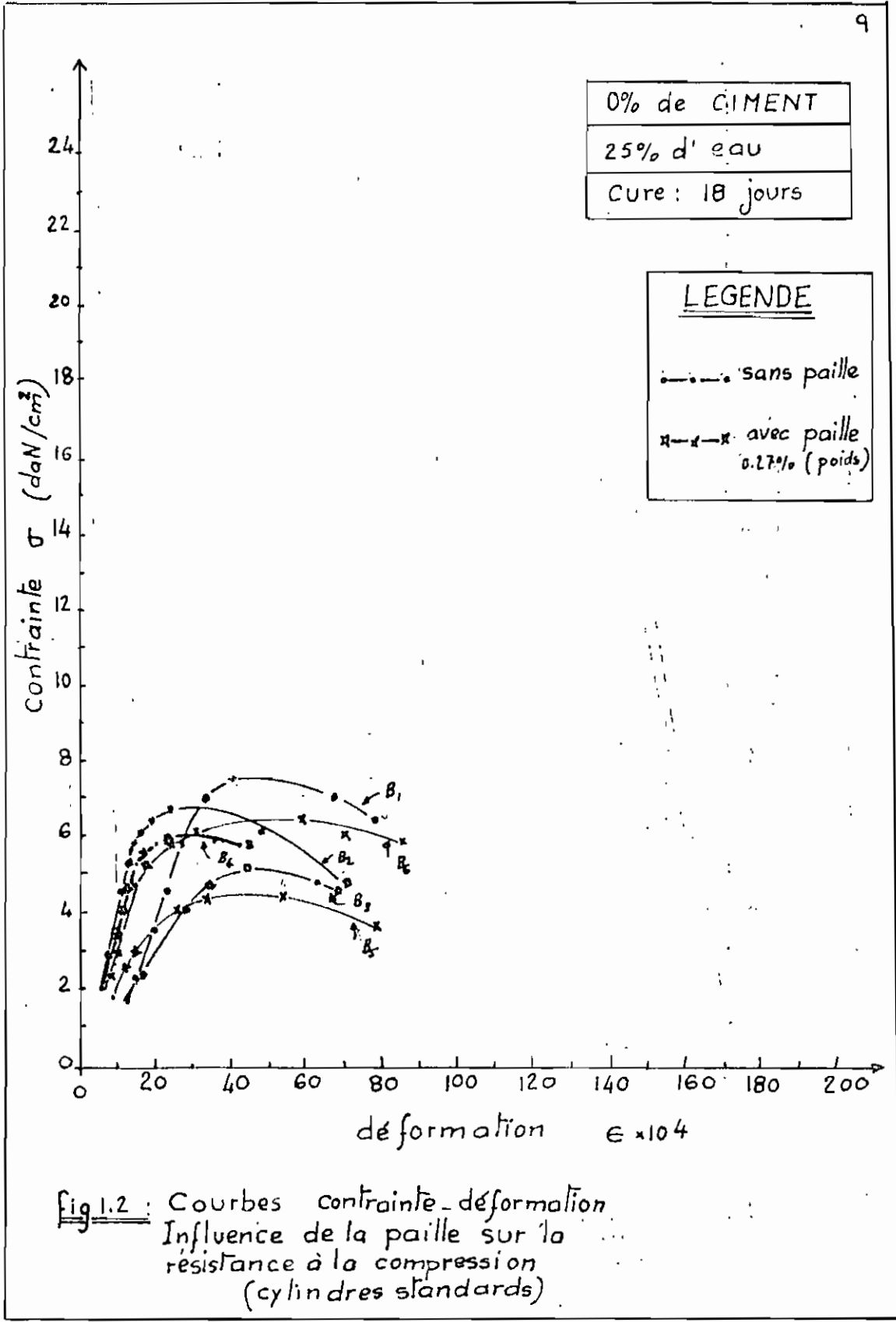
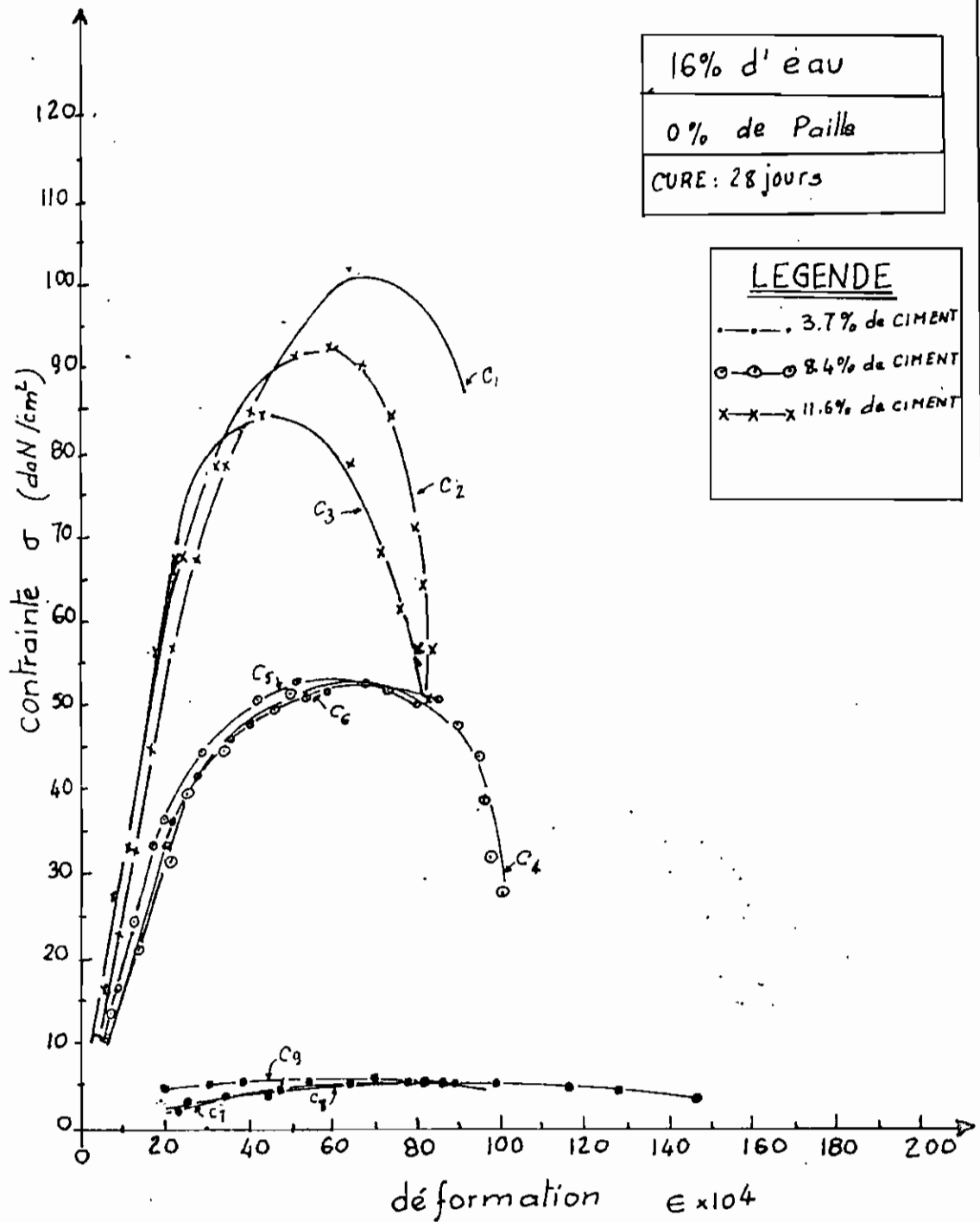


Fig 1.2 : Courbes contrainte - déformation
Influence de la paille sur la
résistance à la compression
(cylindres standards)



CHAPITRE 2

PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANQUES DE LA LATERITE

2.1 Description

2.1.1 Définition

Pour les besoins de l'ingénieur civil, la latérite englobe tous les sols résiduels rougeâtres et tous les sols non résiduels ayant subi les processus d'altération tropicale. Ces sols se situent dans une chaîne de matériaux allant de la roche décomposée aux argiles et aux cuirasses (ou croûtes indurées) riches en sesquioxides.

Le terme latérite est d'une utilité marginale pour déterminer les propriétés physiques des sols et on l'emploie souvent pour décrire un sol tropical rouge.

Une latérite n'est pas un sol tropical devenant dur au contact de l'atmosphère, puisqu'il existe des sols pauvres en sesquioxides qui possèdent cette propriété.

Les agents d'altération sont:

- la température,
- le régime des précipitations,
- la végétation,
- la roche mère,

- la topographie et drainage.

Il est reconnu que le principal agent dans la formation d'un sol est le climat sous lequel il se forme.

Les climats chauds et humides des tropiques favorisent la décomposition chimique des minéraux, la formation d'un résidu à base d'oxydes de fer et d'aluminium et le lessivage de la silice soluble. Dans la plupart des cas, il en résulte la formation de sols résiduels rouges.

2.1.2 Identification in-situ

Le tableau 2.1 présente des caractéristiques morphologiques des sols latéritiques permettant de les identifier sur place. Cette identification est basée sur l'origine et l'état à l'excavation, la couleur et la structure, la nature des gros grains et la relation avec la roche mère.

2.1.3 La latérite utilisée

C'est une latérite rouge provenant de la carrière de latérite de Thiès, dont la classification sera faite dans la section 2.3 à partir de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg.

2.2 Caractéristiques géotechniques de la latérite

2.2.1 Optimum Proctor

La Compaction permet de contrôler jusqu'à un certain point certaines propriétés géotechniques d'un sol et d'en faire un matériau de construction

Grade of laterite materials	Genetic textural groups	Origin and state at excavation	Colour and structure	Nature of coarse particles	Relationship to parent materials	Significant genetic parameters for identification and evaluation
I	Decomposed rocks	Residual materials exist from material that breaks under finger pressure to solid fresh rock.	Discoloured parent rock, generally grey to yellowish red. Structure of parent rock is preserved.	Angular, sub-angular to cubical, range in size from coarse sand to boulders in relation to degree of decomposition.	In undisturbed state structure of parent rock is preserved.	(1) Type of parent rock (2) Weathering condition (3) Degree of decomposition and leaching (4) Secondary mineral content
IIa	Laterite fine (grained soils)	May be residual or non-residual. Unconsolidated to compact in relation to genetic origin and environmental conditions including geological history and degree of dehydration and desiccation.	Variable red shales from yellowish red, through reddish brown to pinkish brown. Structure depends on type of parent rock, degree of weathering and state of compaction.	Isolated quartz and concretionary particles in the fine grained (sand-silt-clay mixtures) soil matrix.	Particle-size distribution is a function of parent-rock type and degree of weathering.	(1) Type of parent material (2) Weathering condition (3) Genetic origin (soil type) (4) Geological origin (residual or transported)
IIb	Laterite gravelly soils	May be residual or non-residual. Unconsolidated to compact in relation to genetic origin and environmental conditions including geological history and degree of dehydration and desiccation.	Yellowish-red to pink. Structure depends on degree of weathering and laterization. Generally free concretionary and quartz particles in earthy matrix, compacted to various degrees.	Irregular, angular, cubical to rounded quartz particles and dark brown to pink hard-skinned concretionary nodular particles of different sizes and shapes. May be detrital laterite rock pieces.	Variable, quartz-rich parent rocks give rise to high percentage of quartz particles in relation to concretionary ones. The relationship to parent rock may not be reflected in particle-size distribution.	(5) Degree of sesquioxide enrichment and dehydration (desiccation) (6) State at excavation and after exposure to air (7) Clay mineralogy
III	Laterite rocks (including cobbles and boulders)	May be residual or non-residual. Range from soft material breakable under finger pressure to very hard rock-like red concretionary masses.	Reddish-brown, dark-brown, pinkish-brown to pink. In residual material, indurated elements form a continuous, coherent skeleton. In non-residual materials, the indurated elements cement pre-existing materials.	Irregular quartz and concretionary particles of different sizes distinguishable in otherwise fused mass of different sizes.	In the ferruginized rocks, texture and structure may be preserved; otherwise no relation with parent-rock types is discernable, especially in non-residual types.	(1) Nature of cementing sesquioxides (2) Genetic origin (material type) (3) Geological origin (residual or transported) (4) Degree of dehydration and/or hardness in situ or on exposure to air

TABEAU 2.1: Caractéristiques morphologiques généralisées des sols latéritiques.

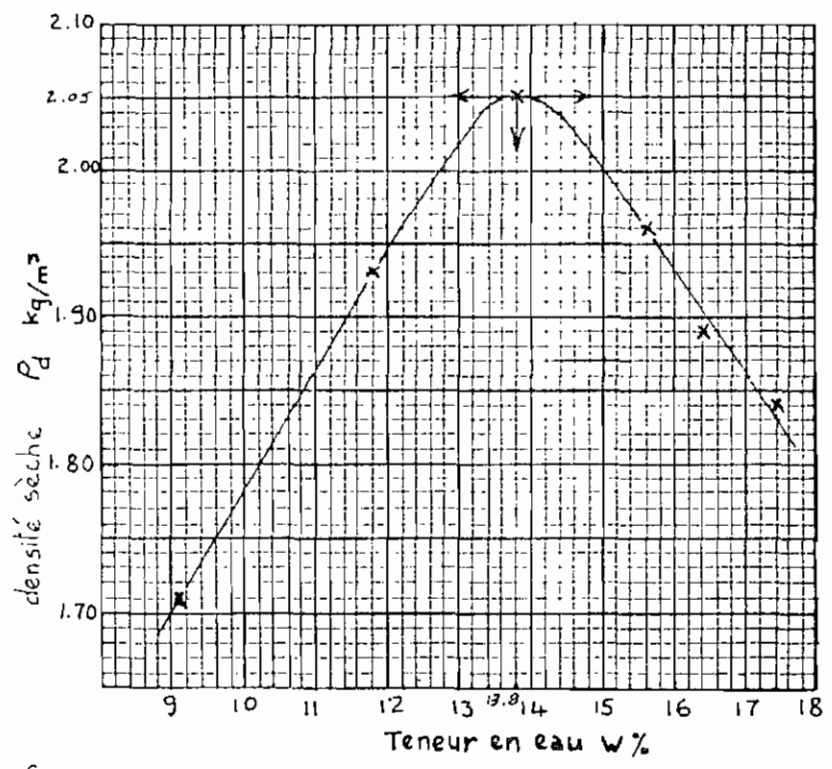


fig 2.1 : ESSAI DE COMPACTAGE
(voir mesures en annexe Tableau A.1)

aux propriétés plus ou moins prévisibles. Ainsi on améliore :

- sa compression simple triaxiale,
- sa capacité portante;

et on diminue :

- l'importance des tassements,
- l'importance du gonflement et des pressions dues au gonflement.

Toutes ces caractéristiques sont vitales lorsqu'on considère la construction de remblais, la fondation de routes ou la construction d'un barrage en terre.

Pour trouver les propriétés désirées dans le sol on le compactera

selon différents efforts de compactage. La famille de courbes optimales déterminera l'effort de compactage nécessaire pour obtenir les caractéristiques désirées.

Ainsi la meilleure combinaison teneur en eau optimale, degré et effort de compaction et type de compaction, dépend du sol et des propriétés désirées.

2.2.2 Analyse granulométrique

La courbe granulométrique est la courbe cumulée donnant, pour un certain diamètre, le pourcentage en poids de particules inférieures à ce diamètre (fig: 2.2).

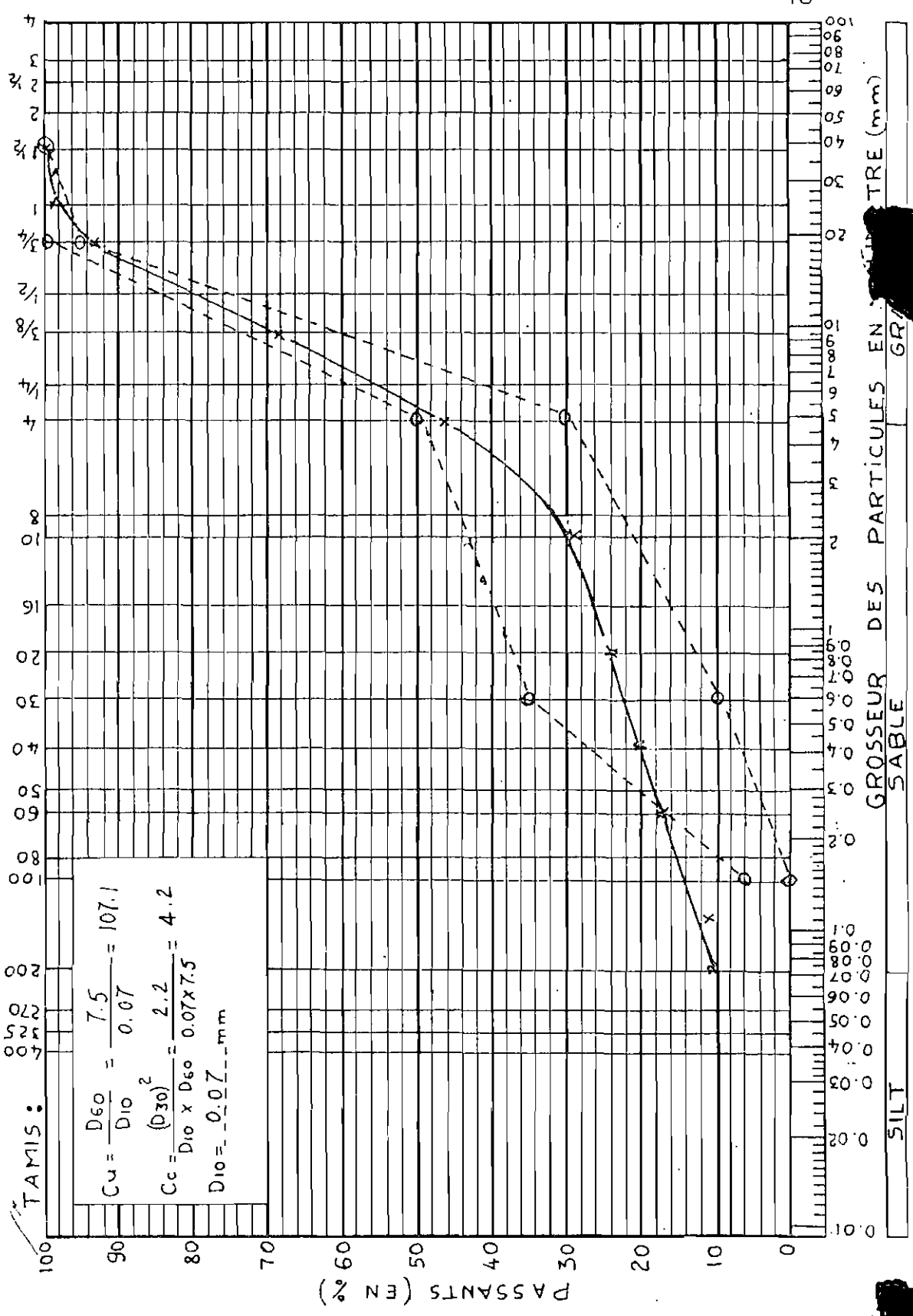
A partir de cette courbe on obtient les renseignements suivants:

- diamètre efficace, D_{10} : diamètre tel que 10% des particules sont $\leq D_{10}$
- D_{30} , D_{60} : diamètres tels que 30% (ou 60%) des particules sont $\leq D_{30}$ ou D_{60}
- Coefficient d'uniformité, $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ toujours > 1
- Coefficient de courbure, $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$

Remarque:

Seul le tamisage à sec a été représenté sur cette courbe granulométrique. Cependant les résultats de la sédimentométrie sont représentés en annexe en même temps que ceux du tamisage. (voir ANNEXE TABLEAU A.2 et A.3)

Fig 2.2 COURBE GRANULOMETRIQUE



Les limites granulométriques (fuseau granulométrique) pour tous les agrégats utilisés dans le béton, prescrites par B.S 882 : 1965, sont reproduites dans le tableau A.4 en annexe. Il serait à noter que ce type d'agrégat n'est utilisé que pour des travaux non importants, principalement à cause de la difficulté d'éviter une ségrégation lors du coulage.

2.2.3 Limites d'Atterberg (Fig 2.3 et Tableau 2.2)

Un sol est caractérisé par trois états :

- état liquide : pas de tensions capillaires, mouvement relatif des grains aisé;
- état plastique : les tensions capillaires augmentent, les films d'eau adsorbée lubrifient les contacts entre les grains;
- état solide : l'effet de capillarité très grand; contact entre les grains, destruction des films d'eau adsorbée à leur surface; frottements internes très élevés.

Les limites d'Atterberg ou limites de consistance sont les limites entre ces différents états. Elles caractérisent la plasticité d'un sol son aptitude à changer considérablement de forme sous une charge constante et sans changement de volume; ainsi que sa cohésion; sa résistance aux contraintes tangentielles lorsque la contrainte normale qui le sollicite est nulle.

Limite de plasticité (w_p) : teneur en eau exprimée en pourcent correspondant au passage de l'état solide à l'état plastique.

Limite de liquidité (W_L): C'est la teneur en eau exprimée en pourcent au-dessus de laquelle le sol s'écoule comme un liquide sous l'influence de son poids propre.

Indice de plasticité ($I_p = W_L - W_p$): mesure de l'étendue de la zone pour laquelle le matériau est plastique et est susceptible de grandes déformations.

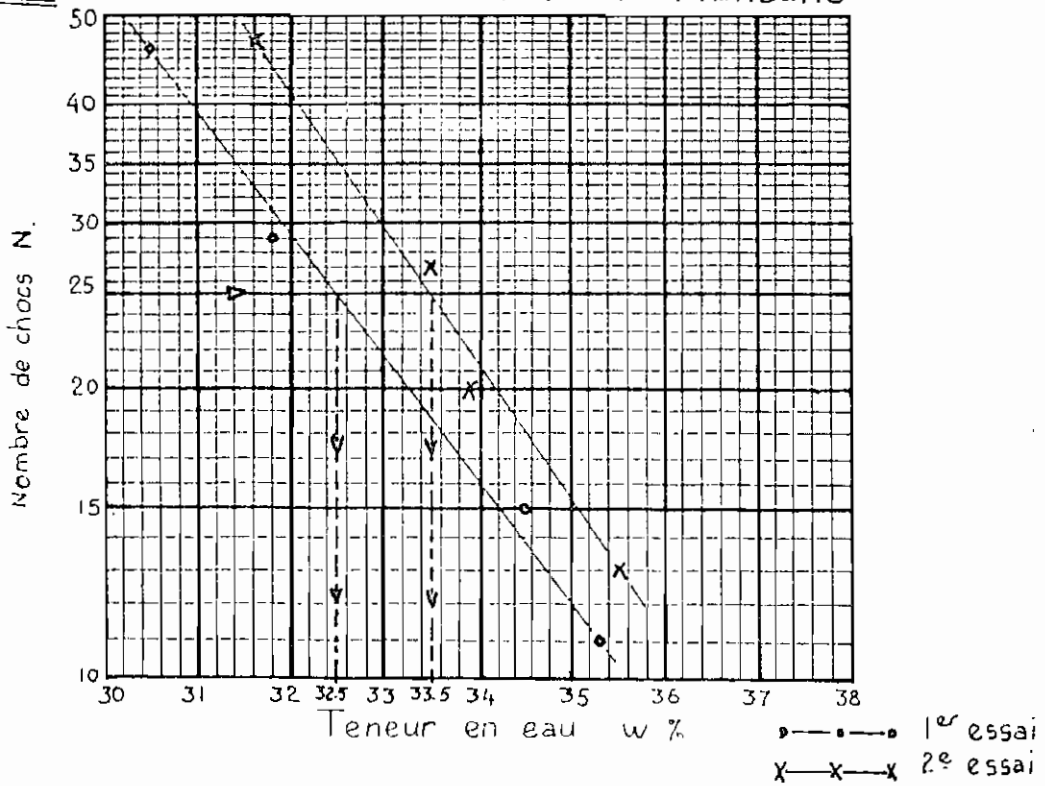
La composition chimique ou minérale, les dimensions et la forme des particules de sol, influencent l'adhérence et l'importance du film d'eau adsorbée.

Comme des propriétés telles que la compressibilité, la perméabilité et la résistance sont influencées par le film d'eau, les limites donnent des indications précises. Elles donnent en outre un excellent moyen de classification et d'identification des sols à grains fins là où les courbes granulométriques donnent des indications trop générales.

La plasticité étant une propriété qui dépend non seulement de la grandeur des grains mais aussi de leur forme et de leur composition chimique et minéralogique, l'indice de plasticité est en relation avec la quantité d'argile et de colloïde que renferme le sol.

Fig 2.3 :

LIMITES DE CONSISTANCE D'ATTERBERG



		1 ^{er} ESSAI	2 ^e ESSAI
Limite de liquidité	WL %	32.5	33.5
Limite de plasticité	WP %	21.3	21.3
Indice de plasticité	IP %	11.2	12.2
Teneur en eau à la réception	W %	1.5	1.4

TABLEAU 2.2

Résultats de laboratoire
 (voir en annexe Tableau A.9)

2.3 Analyse de ces propriétés

Le tableau qui suit résume les caractéristiques d'identification de la latérite de la carrière de Thiès où :

$\gamma_{d,opt.}$ = densité sèche à l'optimum proctor

$W_{d,opt.}$ = teneur en eau à l'optimum proctor

M = pourcentage du poids des éléments dont la dimension est inférieure à 0.4 mm (mortier)

C_u = coefficient d'uniformité

C_c = coefficient de courbure

W_L = limite de liquidité

W_p = limite de plasticité

IP = Indice de Plasticité

$\gamma_{d,opt.}$ g/cm ³	$W_{opt.}$ %	D_{50}	D_{10}	C_u	C_c	W_L %	W_p %	IP %	M %
2.05	13.8	5.5	0.07	107.1	4.2	33	21.3	11.7	20

2.3.1 Classification des sols selon Atterberg :

$I_p < 7$ faible plasticité

$7 < I_p < 17$ plasticité moyenne

$I_p > 17$ plasticité élevée

∴ Pour notre latérite $I_p = 11.7$, donc elle a une plasticité moyenne selon Atterberg.

2.3.2 Classification des sols selon Highway Research Board

Cette classification est présentée en annexe aux tableaux A.10 et A.11.

Procédure : - Chercher l'appellation du groupe auquel appartient notre latérite à partir du tableau A.10, puis ,
- recueillir les caractéristiques propres à cette classe dans le tableau A.11 .

- Tableau A.10 :

% passant N° 200 = 10 < 35

% passant N° 10 = 29

" N° 40 = 20

" N° 200 = 10

$W_L = 33$

$W_p = 21.3$

Seul le groupe A-2-6 vérifie toutes ces propriétés à la fois.

- Tableau A.11 :

Le groupe A-2-6 nous donne les caractéristiques suivantes :

texture : - gradation uniforme
- mauvais liant

stabilité : grande

résistance au cisaillement : grande

cohésion : grande

retrait :	nuisible si mal gradué
expansion :	Faible
capillarité :	Faible
élasticité :	Faible
limite de retrait :	25 max
limite de saturation :	Non essentielle
changement de volume :	0 - 16
retrait linéaire :	0 - 4
% sable :	55 - 80
% silt :	0 - 45
% argile :	0 - 45
teneur en eau optimale :	9 - 12

2.3.3 Classification à partir de l'abaque de Casagrande (Classification Unifiée des États-Unis)

Cette classification se fait à partir du tableau A-12 et de la fig A-1, en annexe.

$$(\% \text{ des éléments } > 0.08 \text{ mm}) = 89 \%$$

$$(\% \text{ des éléments } > 2 \text{ mm}) = 71 \%$$

$$(\% \text{ d'éléments } < 0.08 \text{ mm}) = 11 \approx 12$$

$w_L = 33$, $I_p = 11.7$, limites d'Atterberg au-dessus de la

ligne A (fig A-1, annexe).

∴ Le tableau A-12 permet de déduire que notre sol est une grave argi- [leuse.]

2.3.4 Les limites d'Atterberg

Comme défini plus haut, ce sont des teneurs en eau du sol qui caractérisent son "seuil de fluidité" et son "seuil de plasticité".

L'indice de plasticité qui est la différence entre ces seuils déter-

minent l'importance de la fraction argileuse contenue dans le sol. Cet indice est non mesurable pour les sables, faible pour les silts mais croît avec l'importance d'argile dans le sable. Nous savons que c'est l'argile qui confère aux matériaux leur cohésion à l'état sec, mais aussi augmente leur susceptibilité à l'eau.

Donc la connaissance de l' I_p est très importante car elle permet de juger des caractéristiques des matériaux, de la cohésion, du gonflement, du retrait, de la résistance à l'érosion, de la perméabilité et de leur comportement face aux agents atmosphériques.

2.3.5 Compactage des échantillons stabilisés au ciment:

Le matériau doit être compacté juste après le malaxage, avant le début de la prise du ciment, à une teneur en eau très proche de l'optimum, un écart de 4% en plus ou en moins amenant des baisses très sensibles de qualité. En règle générale les sols riches en argile pourront être compactés du côté humide (à droite de la teneur en eau optimale) cependant que les sols riches en sable le seront du côté sec.

La latérite, compactée du côté sec, est sujette au gonflement en présence d'eau, et à un grand retrait en cas d'assèchement si elle

est compactée du côté humide.

CHAPITRE 3

LES ESSAIS REALISES

3.1 Principes

On a cherché à comparer un grand nombre de cylindres de latérite compactée, stabilisée ou non, en isolant l'influence des différents paramètres essentiels :

- quantité du stabilisant,
- quantité d'eau,
- qualité du compactage qui dépend lui-même de la quantité d'eau utilisée.

3.2 Confection et identification des cylindres standards

Afin d'atteindre les objectifs fixés par le projet, cinquante et un (51) cylindres de latérite stabilisée ou non ont été confectionnés et testés en laboratoire :

- d'une part pour la recherche d'un dosage eau-ciment et l'étude sur l'influence du compactage, (27), (Tabl. 3.1),
- d'autre part pour l'étude sur l'influence de la paille et de l'immersion (22), (Tabl. 3.2) .

Cependant l'étude sur le taux de séchage est effectuée sur tous

Tabl. 3.1 Recherche d'un dosage EAU-CIMENT

Désignation	Ciment (% en Poids)	Eau de gachage (% en Poids)	Affaissement mesuré à la confection par le cône (mm)
1P - 4 - 16 2P - 4 - 16 3V - 4 - 16	4	16	0
1P - 4 - 19 2P - 4 - 19 3V - 4 - 19	4	19	10
1P - 4 - 22 2P - 4 - 22 3V - 4 - 22	4	22	75
1P - 5 - 16 2P - 5 - 16 3V - 5 - 16	5	16	0
1P - 5 - 19 2P - 5 - 19 3V - 5 - 19	5	19	13
1P - 5 - 22 2P - 5 - 22 3V - 5 - 22	5	22	85
1P - 6 - 16 2P - 6 - 16 3V - 6 - 16	6	16	0
1P - 6 - 19 2P - 6 - 19 3V - 6 - 19	6	19	12
1P - 6 - 22 2P - 6 - 22 3V - 6 - 22	6	22	80

N.B: Premier chiffre à gauche = Numéro de l'échantillon
P → pilonné
V → Vibré

Tabl. 3.2. Etude sur la paille et l'immersion

Désignation des échantillons	Stabilisants (% en Poids)		Eau de gachage (% en Poids)	Affaissement mesuré d la confection par le cône (mm)
	CIMENT	PAILLE		
3-6-16 4-6-16 5-6-16 6-6-16	6	0.0	16	0
1I-6-16 2I-6-16 3I-6-16 4I-6-16 5I-6-16 6I-6-16	6	0.0	16	0
1PA-6-16 2PA-6-16 3PA-6-16 4PA-6-16 5PA-6-16 6PA-6-16	6	0.5	16	0
1PAI-6-16 2PAI-6-16 3PAI-6-16 4PAI-6-16 5PAI-6-16 6PAI-6-16	6	0.5	16	0

N.B : - Premier chiffre à gauche = Numéro de l'échantillon

- I → échantillon Immergé

- PA → échantillon avec Paille

- Tous ces échantillons ont été pillonnés

les échantillons sauf sur les deux (2) échantillons confectionnés à zéro (0) pourcent de ciment et à 16% d'eau, qui du reste n'ont servi qu'à compléter une courbe Résistance versus Pourcentage de ciment présentée dans le chapitre 4.

Le malaxage conditionne l'uniformité du produit et la bonne répartition du ciment. Les meilleures conditions de malaxage sont réunies lorsque l'on dispose d'un sol sec, dissociation des éléments fins. L'eau de gâchage ne sera ajoutée qu'en fin de malaxage.

Comme pour le béton, la résistance d'un sol-ciment croît avec l'âge. Tous les sols n'ont pas un comportement identique, mais une période de cure de 14 jours est absolument indispensable, et il vaut mieux attendre 28 jours.

3.3 Stabilisants utilisés

On a réalisé des blocs :

- sans stabilisant,
- stabilisés au ciment,
- stabilisés au ciment et à la paille.

Le ciment: c'est un ciment Portland qui a été intimement mélangé avec la terre sèche par la bétonnière, le gâchage se faisant ensuite. Des dosages de 4, 5 et 6% ont été réalisés.

Ces pourcentages pondéraux expriment le poids de ciment utilisé par rapport au poids de latérite sèche.

La paille: c'est une paille, pas des meilleures, qui a été prélevée par-ci par-là à l'intérieur du campus.

3.4 Présentation des essais

3.4.1 Mesure de la densité sèche des blocs et du taux de séchage :

Après séchage complet d'un cylindre, contrôlé par des pesées successives permettant d'en connaître par calcul la vitesse d'évaporation de l'eau, on note son poids final pour l'évaluation de la densité sèche.

3.4.2 Ecrasement des cylindres secs :

Les cylindres sont écrasés sous presse après 28 jours de cure dans l'air.

3.4.3 Ecrasement des cylindres après 7 jours d'immersion dans l'eau :

Les cylindres ont été également écrasés sous presse après une cure de 28 jours dans l'air plus 7 jours dans l'eau.

N.B 1) Tout au long du chargement des déplacements ont été prélevés avec les charges correspondantes en vue de tracer la courbe contrainte-déformation pour

chaque cylindre

- 2) pour chaque cylindre la résistance à la rupture a été retenue.
- 3) Concernant les cylindres immergés dans l'eau, certains ont été testés après un jour dans l'air, les autres après 8 jours.

3.5 La presse utilisée

C'est une Tinus Olsen, Super "L" PT, Willow Grove, PA. USA.

Sa capacité maximum est de 1600 kN.

CHAPITRE 4

CHOIX D'UN DOSAGE EAU-CIMENT INFLUENCE PAILLE IMMERSION

4.1 Influence du ciment et de l'eau de gâchage

4.1.1 Echantillons à 4% de ciment et à 16, 19 puis 22% d'eau :

Les résultats d'essais de compression sur ces cylindres (9) sont représentés sur la figure 4.1 et en annexe dans le tableau A-13.

4.1.2 Echantillons à 5% de ciment et à 16, 19 puis 22% d'eau :

Les résultats d'essais de compression sur ces cylindres (9) sont représentés sur la figure 4.2 et en annexe dans le tableau A-14.

4.1.3 Echantillons à 6% de ciment et à 16, 19 puis 22% d'eau :

Les résultats d'essais de compression sur ces cylindres (9) sont représentés sur la figure 4.3 et en annexe dans le tableau A-15.

4.2 Influence du compactage

4.2.1 Influence de la densité sèche sur la résistance :

La densité sèche à 28 jours de chacun des 27 échantillons ci-dessus, est représentée dans le tableau 4.1, ainsi que leur résistance à la compression.

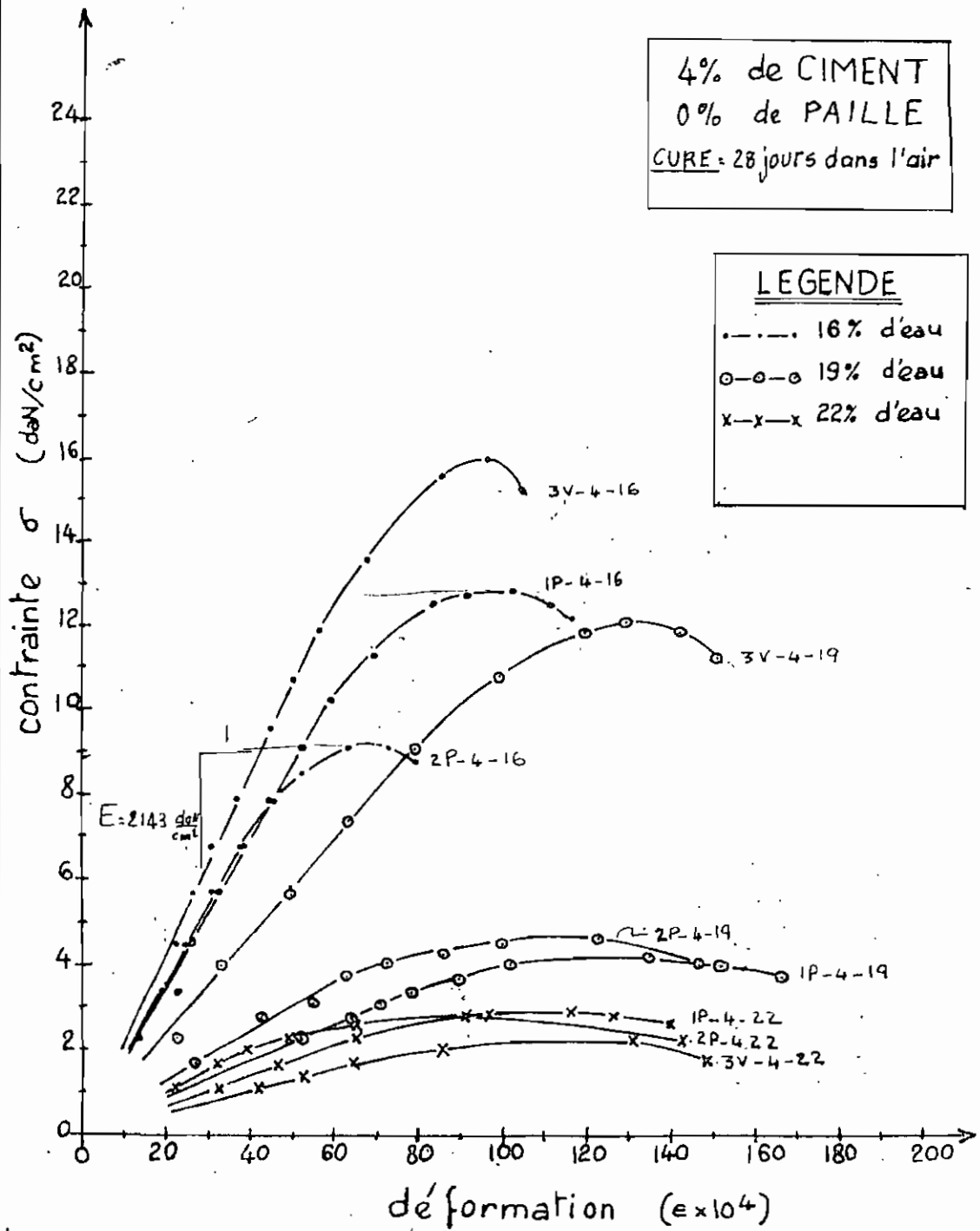


fig 4.1: Courbes contrainte-déformation
Influence de la teneur en eau et du compactage

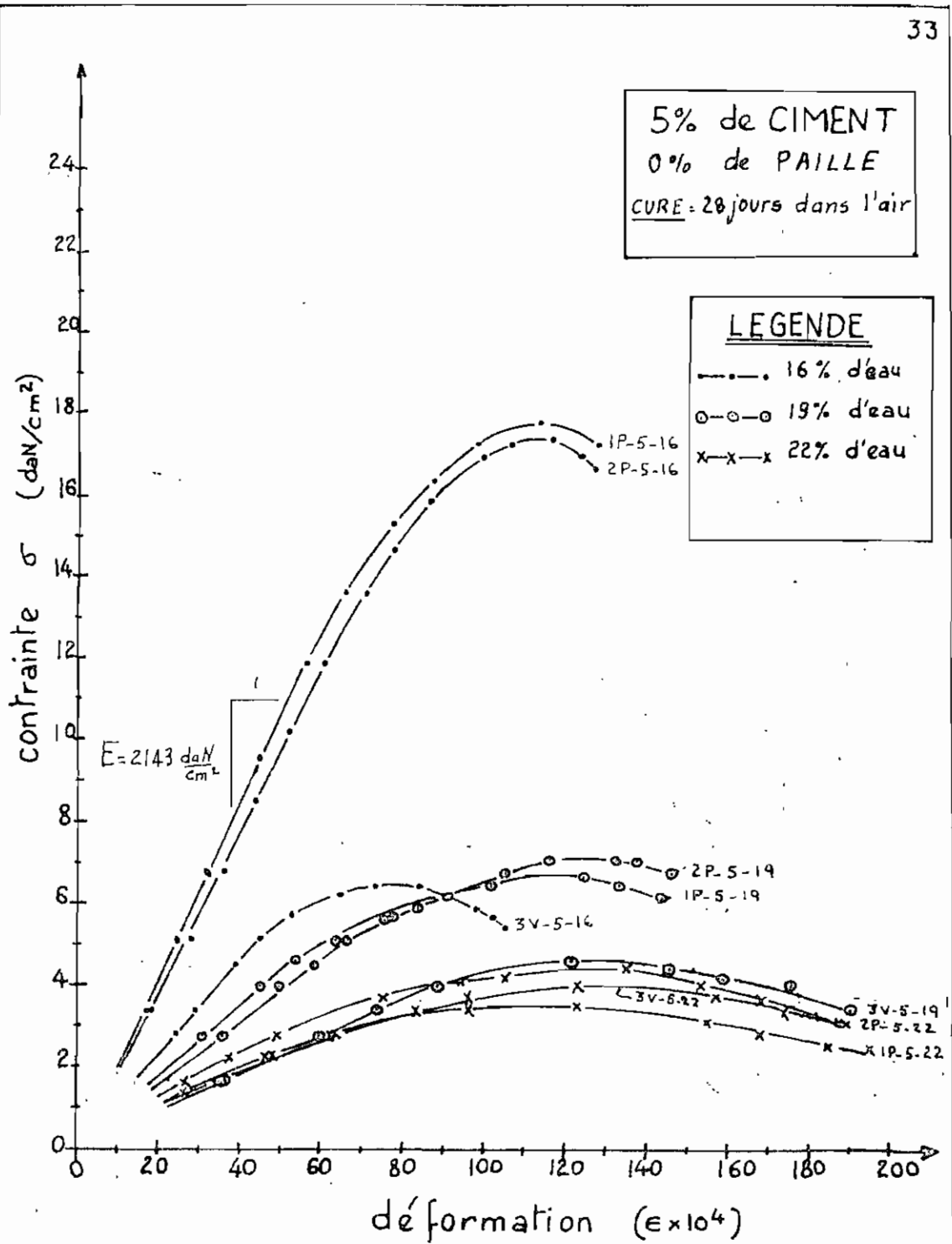


Fig 4.2 : Courbes contrainte-déformation.

Influence de la teneur en eau et du compactage

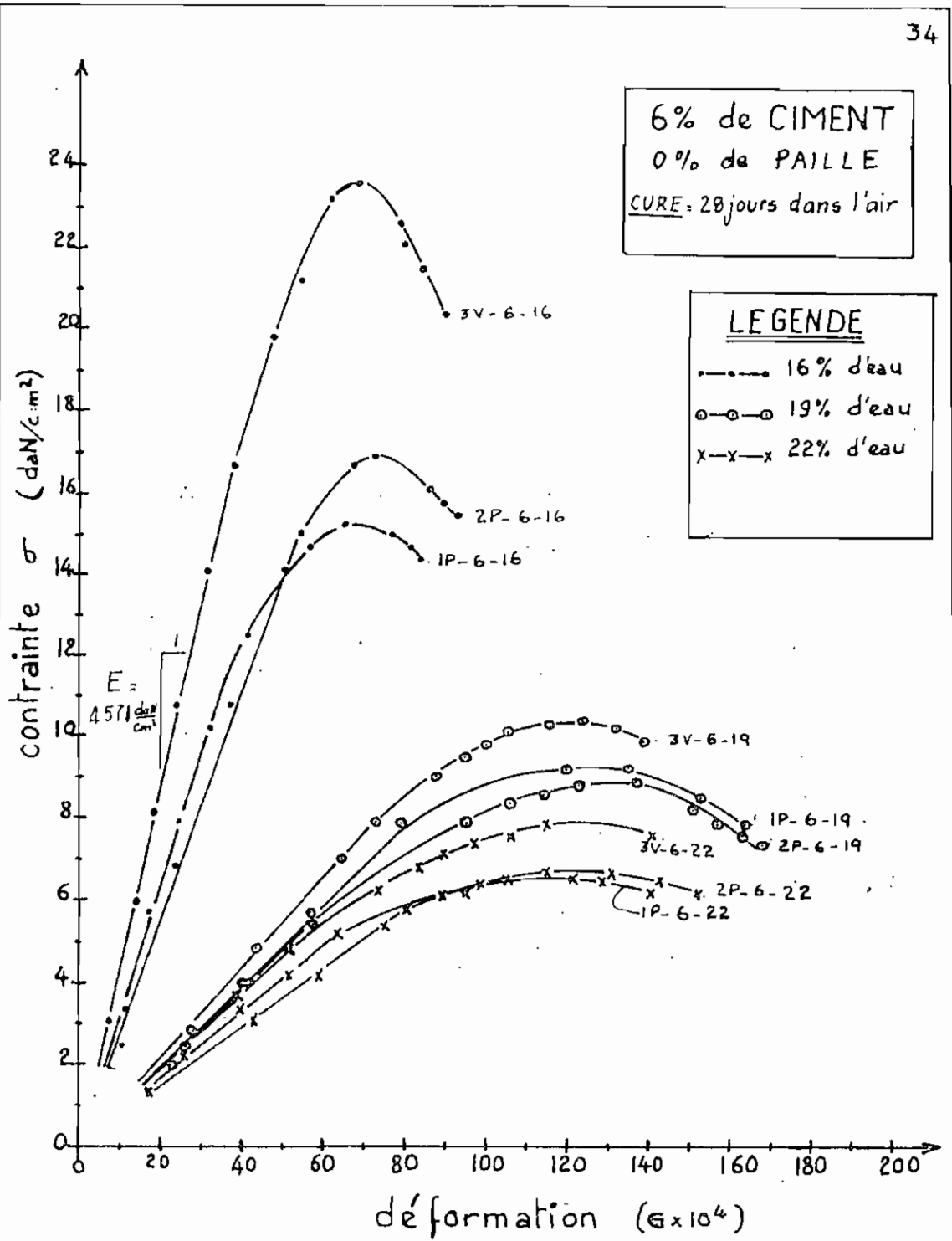


Fig 4.3 : Courbes contrainte-déformation

Influence de la teneur en eau et du compactage

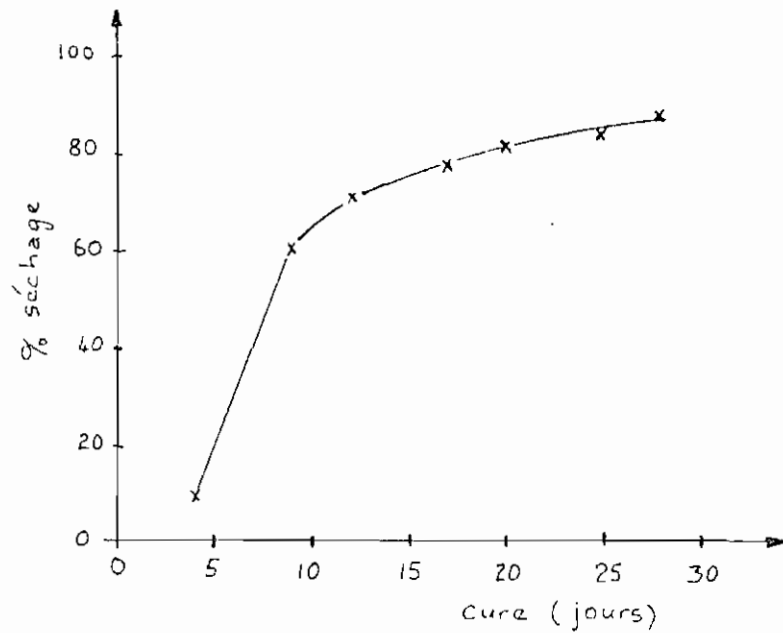


fig 4.4: Taux de séchage versus cure.
(Moyenne des fig: A.2 a, b, c, d et e en annexe)

4.2.2 Taux de séchage

Les résultats du taux de séchage de certains échantillons (13) en fonction du temps de cure sont présentés en annexe dans le tableau A-20 et sur les figure A.2.a, b, c, d et e.

Ci-dessus nous présentons une courbe moyenne (fig 4.4).

TABLEAU 4.1: Influence de la densité sèche
sur la résistance (voir tableau A-19)

Désignation	Densité sèche à 28 jours γ_d (g/cm ³)	Résistance max. à 28 jours σ_{max} (daN/cm ²)
3V - 4 - 16	1.93	15.6
1P - 4 - 16	1.93	12.8
2P - 4 - 16	1.81	9.1
3V - 4 - 19	1.89	12.1
2P - 4 - 19	1.85	4.6
1P - 4 - 19	1.85	4.2
2P - 4 - 22	1.85	2.8
1P - 4 - 22	1.82	2.9
3V - 4 - 22	1.80	2.2
1P - 5 - 16	1.97	17.8
2P - 5 - 16	1.95	17.4
3V - 5 - 16	1.74	6.4
2P - 5 - 19	1.87	7.1
1P - 5 - 19	1.86	6.7
3V - 5 - 19	1.90	4.6
2P - 5 - 22	1.82	4.4
3V - 5 - 22	1.82	4.0
1P - 5 - 22	1.83	3.5
3V - 6 - 16	1.93	23.7
2P - 6 - 16	1.87	16.9
1P - 6 - 16	1.86	15.3
3V - 6 - 19	1.99	10.4
1P - 6 - 19	1.98	9.2
2P - 6 - 19	1.97	8.8
3V - 6 - 22	1.92	7.9
2P - 6 - 22	1.91	6.7
1P - 6 - 22	1.94	6.6

4.3 Analyse des résultats obtenus et choix d'un dosage eau-ciment

A la suite de l'examen des résultats obtenus dans les sections 4.1 et 4.2 nous dégagons les conclusions suivantes :

∴ pour un pourcentage de ciment donné, lorsque l'eau de gâchage passe de 16 à 22% (figures 4.1, 4.2 et 4.3),

a. la résistance à la compression diminue

- 15.6 à 2.2 daN/cm² pour 4% de ciment;
- 17.8 à 3.5 daN/cm² pour 5% de ciment;
- 23.7 à 6.6 daN/cm² pour 6% de ciment;

b. l'étendue de la zone plastique augmente ;

c. le module d'élasticité ou module de YOUNG (E)

passé de :

- 2143 à 278 daN/cm² pour 4% de ciment,
- 2143 à 421 daN/cm² pour 5% de ciment,
- 4571 à 700 daN/cm² pour 6% de ciment;

d. la résistance à la compression des échantillons vibrés est plus élevée que celle des échantillons pilonnés.

Cependant on note quelques exceptions :

- 3V-4-22 est moins résistant que 1P-4-22 et 2P-4-22
- 3V-5-16 est moins résistant que 1P-5-16 et 2P-5-16
- 3V-5-19 est moins résistant que 1P-5-19 et 2P-5-19.

Cette anomalie peut s'expliquer par l'étude des densités sèches de ces échantillons (Tableau 4.1). Malgré leur état de vibration les échantillons 3V-4-22 et 3V-5-16

ont une densité sèche plus faible que celle des échantillons pilonnés 1P-4-22, 2P-4-22 et 1P-5-16, 2P-5-16, respectivement. Mais cette explication n'est pas valable pour le dernier cas: 3V-5-19 moins résistant que 1P-5-19 et 2P-5-19 car la densité sèche du premier est plus élevée que celle des deux derniers.

- 3V-4-22 (1.80 g/cm ³)	↔	1P-4-22 (1.82 g/cm ³)
		2P-4-22 (1.85 g/cm ³)
- 3V-5-16 (1.74 g/cm ³)	↔	1P-5-16 (1.87 g/cm ³)
		2P-5-16 (1.95 g/cm ³)
- 3V-5-19 (1.90 g/cm ³)	↔	1P-5-19 (1.86 g/cm ³)
		2P-5-19 (1.87 g/cm ³)

e- l'influence de la vibration sur l'amélioration de la résistance diminue. En effet à 22% d'eau la vibration n'améliore pas la résistance. Au regard de l'affaïssissement important observé sur le mélange à 22% d'eau (75 à 85 mm), on en déduit que la fluidité du mélange est telle que la vibration crée plus de ségrégation des particules qu'elle ne contribue à leur compaction effective.

∴ Pour un pourcentage d'eau donné, lorsque le ciment ajouté passe de 4 à 6% (figures 4.1, 4.2 et 4.3),
 la résistance à la compression augmente. Cependant on constate qu'à 5% de ciment et 16% d'eau la résistance des échantillons pilonnés (1P.5-16 et 2P.5-16) est plus élevée que celle des échantillons pilonnés à 6% de ciment et 16% d'eau (1P.6-16 et 2P.6-16). Ceci peut s'expliquer au regard des densités sèches de ces échantillons (Tableau 4.1). En effet:

— 1P.5-16 :	$\sigma_{max} = 17.8 \text{ daN/cm}^2$,	$\delta_d = 1.97 \text{ g/cm}^3$
2P.5-16 :	$= 17.4 \text{ "}$	$= 1.95 \text{ "}$
— 1P.6-16 :	$= 15.3 \text{ "}$	$= 1.86 \text{ "}$
2P.6-16 :	$= 16.9 \text{ "}$	$= 1.87 \text{ "}$

On ne peut pas déduire de la comparaison précédente que la résistance à 16% d'eau des échantillons à 5% de ciment est plus élevée que celle des échantillons à 6% de ciment car les densités sèches ne sont pas du même ordre de grandeur. En comparant des échantillons à densité sensiblement égale, on remarque que la résistance à la compression augmente effectivement en passant de 5 à 6% de ciment:

— 3V.6-16 $\sigma_{max} = 23.7 \text{ daN/cm}^2$, $\delta_d = 1.93 \text{ gr/cm}^3$.

C'est pourquoi quatre (4) autres échantillons pilonnés à densité plus élevée ont été confectionnés (Tableaux A-16 et A-19 en annexe):

- 3 - 6 - 16 :	$\sigma_{max} = 20.8 \text{ daN/cm}^2$,	$\gamma_d = 1.97 \text{ g/cm}^3$
4 - 6 - 16 :	= 27.2 " ,	= 1.97 "
5 - 6 - 16 :	= 21.5 " ,	= 1.96 "
6 - 6 - 16 :	= 20.1 " ,	= 1.97 " ,

pour pouvoir tracer une courbe pourcentage de ciment versus résistance (Fig 4.5).

N.B: Cette courbe est complétée par les résistances à 0 % de ciment (tableau A-17 en annexe) et à 3.74 , 8.39 et 11.57 % de ciment provenant des résultats du projet de M.M DIAGNE et THIAM (Tableau A-18 en annexe).

∴ Justification du choix d'un dosage eau-ciment

Malgré l'ouvrabilité difficile d'un mélange à 16 % d'eau, qui se traduit par un affaissement nul au test du cône d'Abraham, ce choix sera le nôtre d'abord parce qu'il est plus proche de l'optimum proctor (13.8 %) que 19 et 22 % ; ensuite parce qu'on note une amélioration très nette de la résistance, et ce pour 4, 5, et 6 % de ciment.

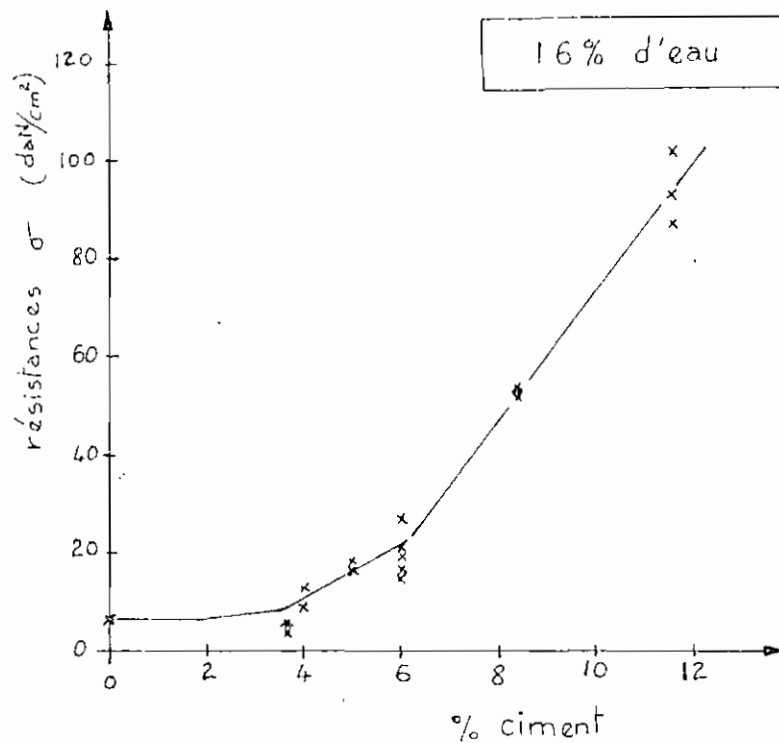


fig 4.5. Influence du % de ciment sur la résistance à la compression - (cylindres standards)

Avec 16% d'eau de gâchage, il est à noter que l'on s'éloigne déjà de 2.2% de l'optimum proctor, alors que dans le manuel CRA Terre on présume qu'un écart de 4% de l'optimum proctor pourrait réduire sensiblement la résistance.

Quant au ciment il apparaît que la résistance croît avec le pourcentage de ciment. Mais il ne serait économiquement pas judicieux de stabiliser la latérite

avec un pourcentage de ciment de l'ordre de grandeur de celui utilisé pour le béton (à partir de 13 %). En effet pour la construction d'habitation villageoise la stabilisation de la latérite en vue d'une amélioration de la résistance n'apparaît intéressante que pour un faible pourcentage de ciment. La figure 4.5 montre que 6 % de ciment constitue un seuil à partir duquel on peut obtenir une amélioration sensible de la résistance.

Par conséquent, sans être intransigeants, nous proposons un choix porté sur 16 % d'eau et 6 % de ciment.

4.4 Echantillons à 6% de ciment et à 16% d'eau :

4.4.1 Taux de séchage

Les résultats du taux de séchage de ces échantillons (22) en fonction du temps de cure sont présentés en annexe dans le tableau A-21.

4.4.2 Taux de compactage :

La densité sèche de chacun des 22 échantillons, dont 12 avec paille, est présentée dans le tableau A-19 en annexe.

4.4.3 Influence de la paille

4.4.3.1 Echantillons sans paille non immergés

Les résultats d'essais de compression sur ces cylindres (4) sont représentés sur la figure 4.6 et en annexe dans le tableau A-16.

4.4.3.2 Echantillons avec paille non immergés

Les résultats d'essais de compression sur ces cylindres (6) sont représentés sur la figure 4.7 et en annexe dans le tableau A-22.

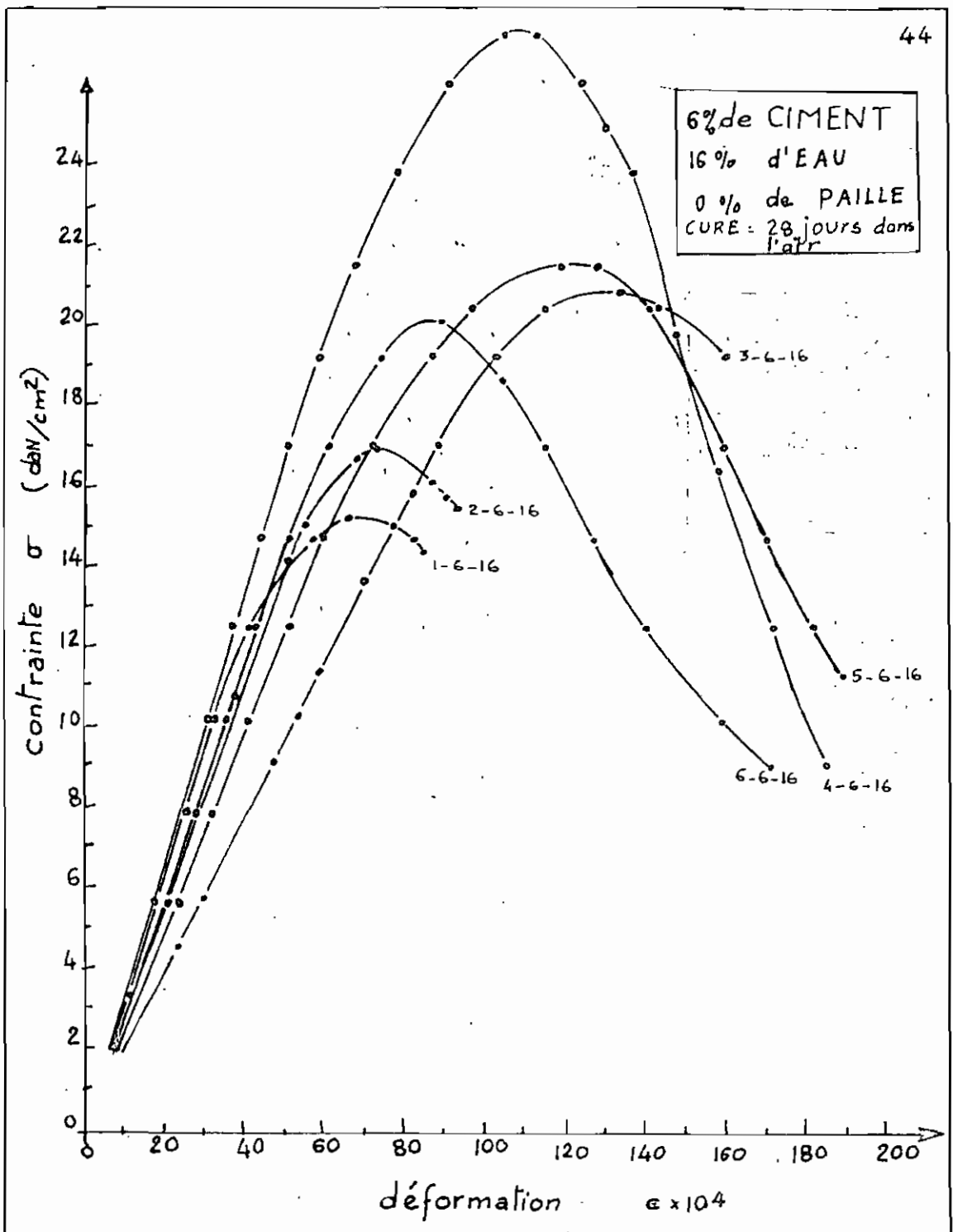


Fig 4.6: Courbes contrainte - déformation

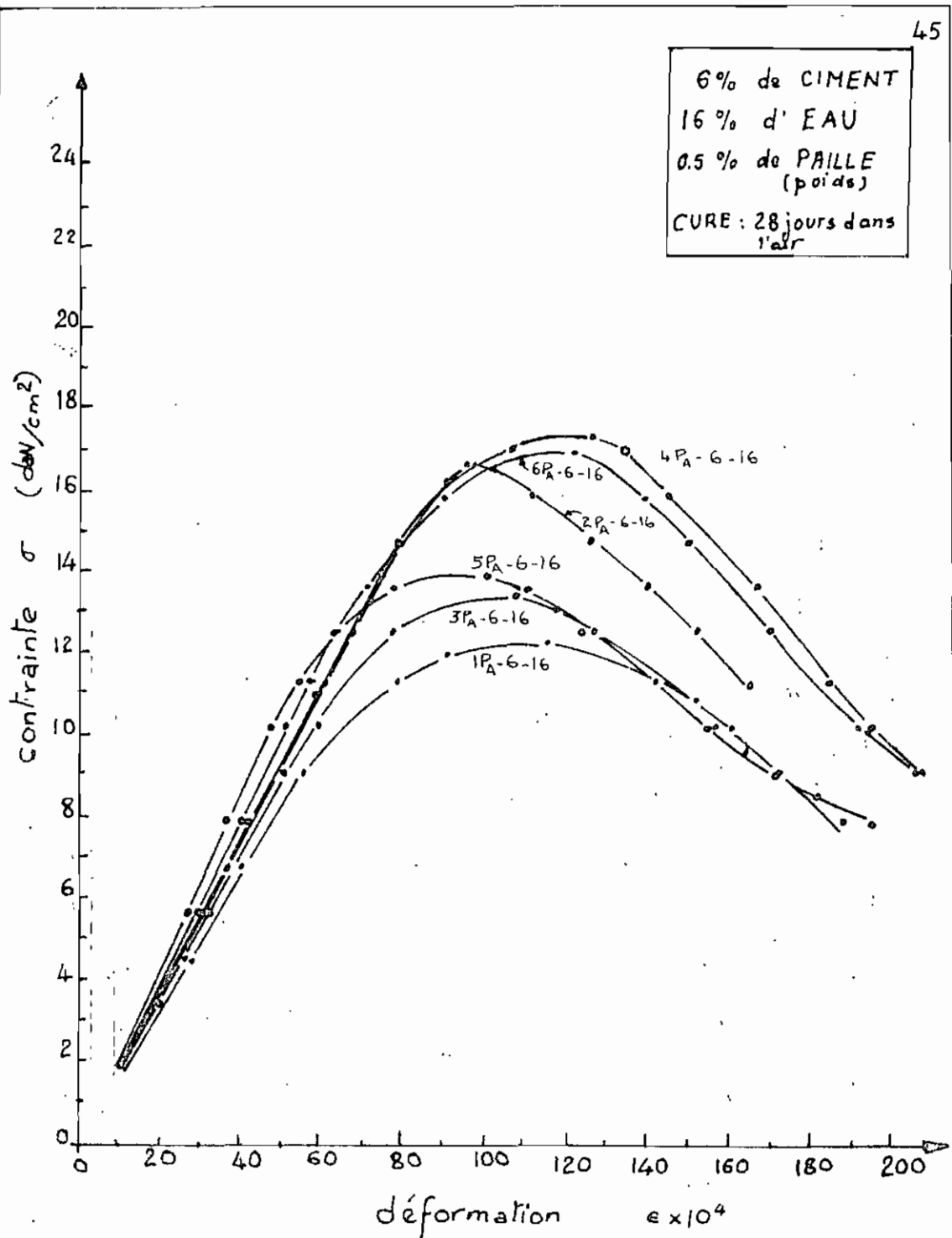


Fig 4.7: Courbes contrainte - déformation

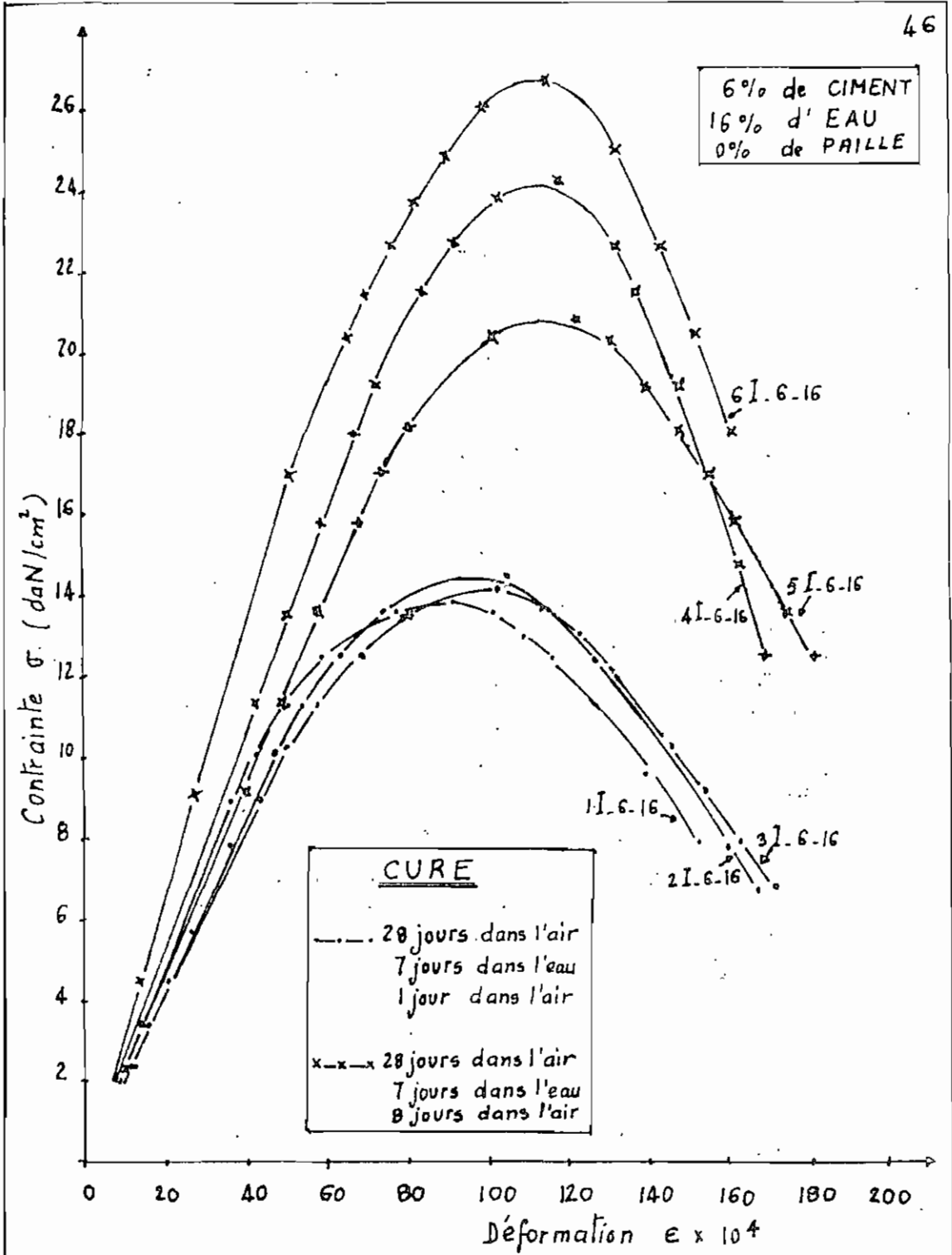


Fig 4.8: Courbes Contrainte - Déformation
Influence de 7 jours d'immersion sur la résistance
à la compression (cylindres standards)

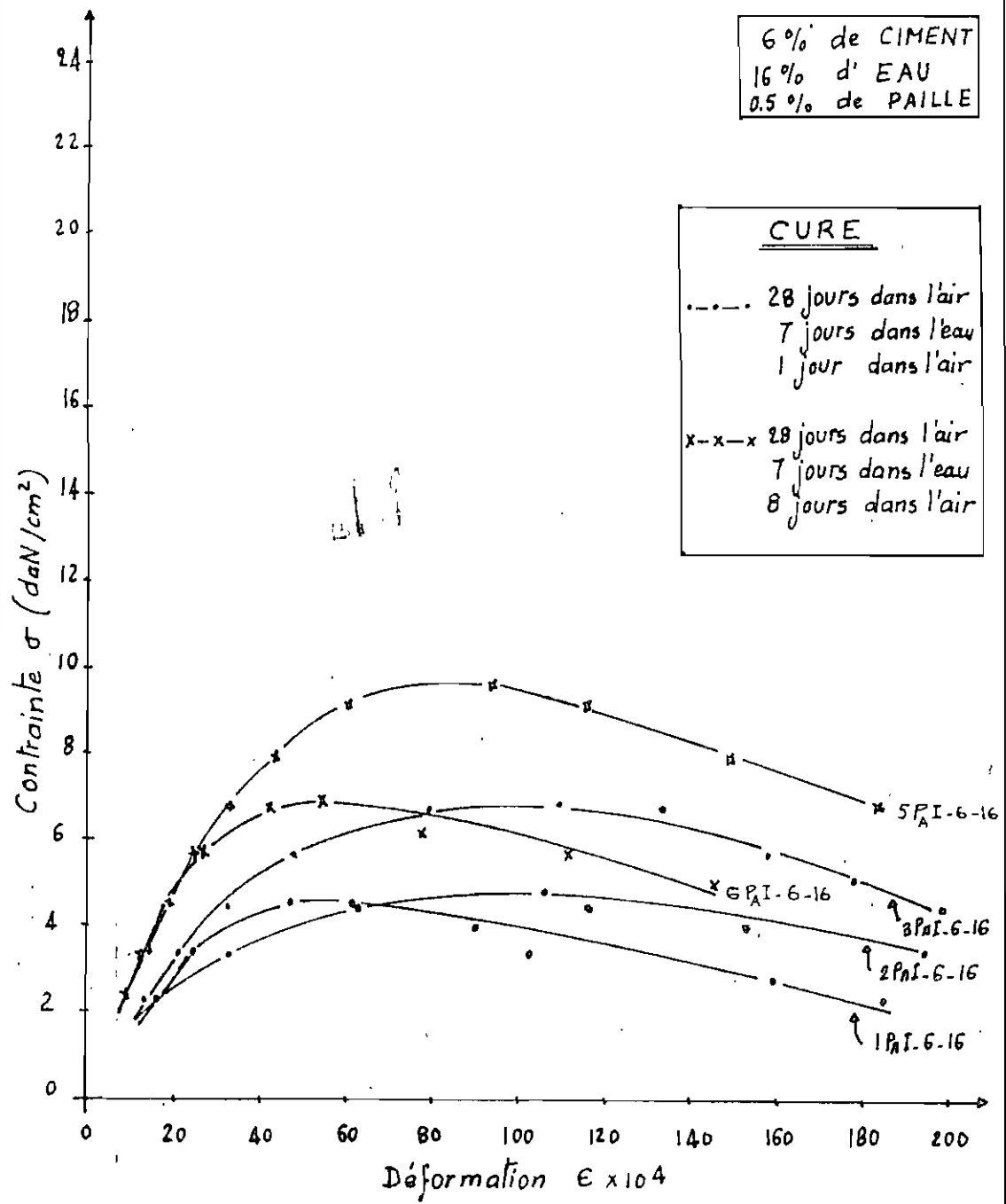


Fig 4.9 : Contrainte - Déformation

Influence de 7 jours d'immersion sur la résistance à la Compression (cylindres standards)

4.4.4 Influence de l'immersion

4.4.4.1 Echantillons sans paille immergés

Les résultats d'essais de compression sur ces cylindres (6) sont représentés sur la figure 4.8 et en annexe dans le tableau A-23.

4.4.4.2 Echantillons avec paille immergés

Les résultats d'essais de compression sur ces cylindres (6) sont représentés sur la figure 4.9 et en annexe dans le tableau A-24, sauf ceux du cylindre 4 PAI-6-16 qui s'est brisé lors des manipulations de "surfaçage".

4.5 Analyse des résultats

A la suite des résultats obtenus dans la section 4.4, nous dégageons les conclusions suivantes :

- ∴ l'ajout de paille dans la latérite n'améliore pas la résistance, bien au contraire, cette dernière est diminuée. Ceci peut s'expliquer par le fait que l'ajout de paille diminue la densité sèche (tableau 4.2); en effet l'élasticité de la paille rend le compactage difficile (comparaison Figures 4.6 et 4.7).

TABLEAU 4.2 : Influence de la densité sèche
sur la résistance (voir tableau A-19)

Désignation	Densité sèche à 28 jours γ_d (g/cm ³)	Résistance max à 28 jours σ_{max} (daN/cm ²)
3-6-16	1.97	20.8
4-6-16	1.97	27.2
5-6-16	1.96	21.5
6-6-16	1.97	20.1
1I-6-16	1.98	13.8
2I-6-16	1.98	14.5
3I-6-16	1.99	14.1
4I-6-16	2.01	24.2
5I-6-16	1.97	20.9
6I-6-16	1.94	26.7
1 _A -6-16	1.84	11.9
2 _A -6-16	1.87	15.8
3 _A -6-16	1.90	13.4
4 _A -6-16	1.90	17.3
5 _A -6-16	1.88	13.9
6 _A -6-16	1.89	16.9
1 _{AI} -6-16	1.82	4.5
2 _{AI} -6-16	1.86	4.8
3 _{AI} -6-16	1.91	6.9
5 _{AI} -6-16	1.84	9.6
6 _{AI} -6-16	1.80	6.9

- ∴ la paille n'a pas tout à fait eu l'effet escompté sur l'augmentation de la plage plastique (comparaison entre Fig. 4.6 et 4.7). Cette défaillance peut être imputable soit à la qualité de la paille, soit à la longueur insuffisante des brindilles (5 à 10 cm) n'ayant donc pas l'ancrage requis dans les échantillons de latérite.
- ∴ Après 7 jours d'immersion et un (1) jour dans l'air, la résistance des échantillons sans paille se voit abaissée de près de la moitié, tandis que celle des échantillons avec paille de près des $\frac{2}{3}$ de leur résistance avant immersion (Figures 4.8 et 4.9).
- ∴ Après 7 jours d'immersion et huit (8) jours dans l'air, les échantillons sans paille ont regagné leur résistance initiale, tandis que ceux avec paille en sont aux $\frac{3}{5}$ environ.
- ∴ A 28 jours, les échantillons sans paille atteignent un taux de séchage de l'ordre de 83 % contre 97 % pour ceux avec paille (Tableaux A-20 et A-21 en annexe). Le drainage vers la périphérie que cause la présence

de la paille peut expliquer cette différence.

Après 7 jours d'immersion et un jour dans l'air la teneur en eau moyenne est de 13.8 % pour les échantillons sans paille contre 15.3% pour ceux avec paille.

Après 7 jours d'immersion et huit (8) jours dans l'air la teneur en eau moyenne est de 6.2 % pour les échantillons sans paille contre 5.2 % pour ceux avec paille.

On note encore que les échantillons avec paille ont encore séché plus rapidement (Tableau A-25 en annexe).

4.6 Conclusion et Recommandations

Cette étude ne permet pas de se prononcer de façon certaine sur la qualité de la latérite à la stabilisation, seulement à partir de ses caractéristiques géotechniques.

La teneur en eau au compactage doit être surveillée attentivement; elle doit être voisine de la teneur en eau de l'optimum Proctor. Les meilleures conditions de malaxage sont réunies lorsque l'on dispose d'un sol sec. L'eau nécessaire au moulage ne sera ajoutée qu'en fin de malaxage. Une cure de 14 jours est absolument indispensable, cependant il vaut mieux attendre 28 jours.

Certains constituants peuvent avoir une action physico-chimique néfaste sur l'action du ciment. Tels sont les matières organiques, les sulfates, les oxydes et hydroxydes métalliques.

Le seul avantage de la paille est la bonne tenue après la rupture si elle est suffisamment ancrée dans le matériau.

La vitesse de chargement utilisée est de 0.45 contre 12 MPa/min pour le béton. On sait que lorsque le taux de chargement augmente la résistance maximum augmente.

aussi. A la limite on obtient une résistance très élevée par rapport à celle d'un essai standard lorsque la compression est brutale. C'est pourquoi nous recommandons à ceux qui auront à poursuivre ce projet d'utiliser le même taux de chargement que nous, ou de ne pas trop s'en éloigner afin que nos résultats soient comparables.

Une recommandation similaire est valable pour le compactage qui sera exécuté à l'aide d'un pilon à base circulaire. L'intensité et le nombre de coups par couche ne sont pas standardisés. L'essentiel est de ne pas briser les gros granulats et d'arrêter le compactage d'une couche lorsque les coups excédentaires n'améliorent pas visuellement la qualité de la compaction. Il faut éviter de vibrer les échantillons dont l'ouvrabilité est mauvaise (16% d'eau par exple) car le vibreur, n'étant pas dans un milieu suffisamment fluide, chauffe énormément et risque de brûler.

On imagine aisément qu'un compactage mal fait ou une mauvaise granularité, en n'assurant qu'un nombre restreint de contacts entre particules de sol, puisse rendre tout à fait inefficace l'addition de ciment. La stabilisation n'aura, dans ce cas, conduit qu'à une dépense inutile et

le matériau se dégradera rapidement.

Nous proposons une étude à faire sur la stabilisation des enduits devant garantir les qualités suivantes :

- accrochage au support (stabilisé ou non),
- imperméabilisation,
- résistance au choc,
- aspect uni et lisse.

Nous proposons aussi d'essayer une stabilisation de la latérite avec élimination des particules fines à partir d'un certain diamètre à déterminer en fonction de la granulométrie, et d'essayer un additif tel que le bitume en émulsion ou en cut-back, permettant une imperméabilisation du mélange Sol-Ciment, avec de faibles pourcentages.

ANNEXES

Liste des tableaux en annexe.

Tableau A-1	Essai de compactage	57
Tableau A-2	Analyse granulométrique Essai N°1	59
Tableau A-3	Analyse granulométrique Essai N°2	60
Tableau A-4	Fuseau granulométrique de tous les agrégats (All. in aggregate) (B.S. 882:1965)	61
Tableau A-5	Facteur de correction pour la température	64
Tableau A-6	Valeur de "L" pour utilisation dans la formule de Stokes, pour l'hydromètre A.S.T.M. 152 H	64
Tableau A-7	Valeur de K en fonction de la température et du poids spécifique des solides du sol	65
Tableau A-8	Facteur de correction "a" pour le poids spécifique des solides	65
Tableau A-9	Limites de consistance d'Atterberg	66
Tableau A-10	Classification des sols pour les routes (1945) (Highway Research Board Modification)	68
Tableau A-11	Classification des routes (Highway Research Board)	69
Tableau A-12	Classification des sols grenus en laboratoire (plus de 50% des éléments > 0.08 mm)	70
Tableau A-13	Contrainte - Déformation à 4% de ciment et à 16, 19 puis 22% d'eau	71
Tableau A-14	Contrainte - Déformation à 5% de ciment et à 16, 19 puis 22% d'eau	73
Tableau A-15	Contrainte - Déformation à 6% de ciment et à 16, 19 puis 22% d'eau	74
Tableau A-16	Contrainte - Déformation à 6% de ciment et à 16% d'eau	75
Tableau A-17	Contrainte - Déformation à 0% de ciment	76
Tableau A-18	Influence du % de ciment sur la résistance à 16% d'eau	77
Tableau A-19	Densité sèche des échantillons avant test à 28 jours	78
Tableau A-20	Taux de séchage de quelques échantillons en fonction du temps de cure	79

Tableau	A-21	Taux de séchage de quelques échantillons en fonction du temps de cure -----	81
Tableau	A-22	Contrainte-Déformation à 6% de ciment, 16% d'eau et 0.5% de paille -----	85
Tableau	A-23	Contrainte-Déformation à 6% de ciment, 16% d'eau ; 7 jours d'immersion ---	86
Tableau	A-24	Contrainte-Déformation à 6% de ciment, 16% d'eau et 0.5% de paille ; 7 jours d'immersion .-----	87
Tableau	A-25	Teneur en eau des échantillons immergés, au moment du test de compression -----	88

TABLEAU A.1 : ESSAI DE COMPACTAGE

CARACTERISTIQUES DE L'ESSAI

ASTM D 1557 Proctor modifié (méthode D)

• marteau : 4.5 kg, 45.7 cm de chute

• moule C.B.R : $R = 12.7 \text{ cm}$

$d = 15.24 \text{ cm}$

$V = 2124 \text{ cm}^3$

• Echantillon $< 19 \text{ mm}$

5 couches, 56 coups

MASSE VOLUMIQUE

% d'eau ajoutée	9	11	13	15	16	17
$w_T + T$ (gr.)	9487	10100	10434	10320	10195	10103
T (gr.)	5521	5521	5521	5521	5521	5521
w_T (gr.)	3966	4579	4913	4799	4674	4582
P (g/cm ³) (2)	1.87	2.16	2.131	2.26	2.20	2.16
P_d (g/cm ³) (3)	1.71	1.93	2.05	1.96	1.89	1.84

TENEUR EN EAU

Capsule n°	1	2	3	4	5	6
$w_T + T$ (gr.)	597.30	529.59	477.00	523.64	493.23	534.31
$w_s + T$ (gr.)	551.87	479.27	425.72	460.14	431.63	463.33
w_w (gr.)	45.43	50.32	46.36	63.50	61.60	70.98
Tare (gr.)	53.16	51.81	54.17	54.00	55.14	54.81
w_s (gr.)	498.71	427.46	371.55	406.14	376.49	408.52
w (%) (1)	9.1	11.8	13.8	15.6	16.4	17.4

OBSERVATIONS :

$$(1) w\% = \frac{w_w}{w_s}$$

$$(2) P = \frac{w_T}{V}$$

$$(3) P_d = \frac{P}{1 + \frac{w}{100}}$$

EXEMPLE DE CALCUL : essai proctor.Soit les données suivantes :

$$\begin{aligned} \% \text{ d'eau ajoutée} \approx 9 \Rightarrow & \bullet W_T + T = 9487 \text{ gr} \\ & T = 5521 \text{ gr} \\ & V = 2124 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Capsule n: 1} \rightarrow & \bullet W_T + T = 597.30 \text{ gr} \\ & W_S + T = 551.87 \text{ gr} \\ & T_{\text{tare}} = 53.16 \text{ gr} \end{aligned}$$

On en déduit :

- calcul de la teneur en eau

$$\begin{aligned} \text{Poids de l'eau} \\ W_w = (W_T + T) - (W_S + T) = 597.30 \text{ gr} - 551.87 \text{ gr} = \underline{\underline{45.43 \text{ gr}}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Poids sec} \\ W_s = (W_S + T) - T = 551.87 \text{ gr} - 53.16 \text{ gr} = \underline{\underline{498.71 \text{ gr}}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Teneur en eau} \\ W\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100 = \frac{45.43 \text{ gr}}{498.71 \text{ gr}} \times 100 = \underline{\underline{9.1}} \end{aligned}$$

- calcul de la masse volumique

$$\begin{aligned} \text{Poids de l'échantillon compacté :} \\ W_T = (W_T + T) - T = 9487 \text{ gr} - 5521 \text{ gr} = \underline{\underline{3966 \text{ gr}}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{densité humide :} \\ \rho = \frac{W_T}{V} = \frac{3966 \text{ gr}}{2124 \text{ cm}^3} = \underline{\underline{1.87 \text{ g/cm}^3}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{densité sèche :} \\ \rho_d = \frac{\rho}{1 + \frac{W}{100}} = \frac{1.87 \text{ g/cm}^3}{1 + \frac{9.1}{100}} = \underline{\underline{1.71 \text{ g/cm}^3}} \end{aligned}$$

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

ESSAI N° 1

TABLEAU A.2

TAMISAGE	<u>Poids initial sec :</u>	TAMIS N°	Poids Retenu gr	% Retenu	D mm	% Passant	% Passant
		1.5	0	0	38.1		100
	$W_T + T = 11120$ gr	1	78	0.7	25.4		99.3
		3/4	708	6.6	19.1		93.4
	$T = 452$ gr	3/8	3363	31.5	9.52		68.5
		4	5734	53.7	4.76		46.3
	$W_T = 10668$ gr	10	5755	70.8	2.00		29.2
		20	8111	76.6	0.84		24.0
	<u>Fraction utilisée :</u>	40	8493	79.6	0.42		20.
		60	8808	82.6	0.250		17.4
	10668 gr	140	9423	88.3	0.105		11.7
		200	9533	89.4	0.074		10.6

Poids initial sec: 42.26 gr

SEDIMENTOMETRIE	°C	Tmin	R	δR	R.δR	L	L/T	$\sqrt{L/T}$	K	D	%	%
	26	1	37	2.35	34.65	10.1	10.10	3.178	0.0127	0.0404	82.0	3.1
	26	2	34	2.35	31.65	10.5	5.25	2.291	0.0127	0.0290	74.9	2.8
	26	5	31	2.35	28.65	11.1	2.22	1.490	0.0127	0.0189	67.8	2.5
	26	15	25	2.35	22.65	12.0	0.80	0.894	0.0127	0.0114	53.6	2.0
	26	30	23	2.35	20.65	12.4	0.413	0.643	0.0127	0.0082	48.9	1.8
	26	60	22	2.35	19.65	12.5	0.208	0.456	0.0127	0.0058	46.5	1.7
	25	250	19	2.7	16.3	13.0	0.052	0.228	0.0129	0.0029	38.6	1.4
	25	1440	17	2.7	13.3	13.3	0.0092	0.096	0.0129	0.0012	31.5	1.2
	25	2880	17	2.7	13.3	13.3	0.0045	0.009	0.0129	0.0009	31.5	1.2

Hydromètre 152H ; N° 92870

$$P\% = \frac{(R \cdot \delta R) a}{w_s} \times 100$$

$$D_{mm} = k \sqrt{L/T}$$

Défloculant: Hexa-métaphosphate de sodium (40gr/litre)

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

60

ESSAI N° 2

TABLEAU A.3

TAMISAGE	Poids initial sec :	TAMIS N°	Poids Retenu gr	% Retenu	D mm	% Passant	% Passant
	W _T + T = 1120 gr	1.5	0	0	38.1		100
	T = 452 gr	1	78	0.7	25.4		99.3
	W _T = 10668 gr	3/4	708	6.6	19.1		93.4
	Fraction utilisée :	3/8	3363	31.5	9.52		68.5
	10668 gr	4	5734	53.7	4.76		46.3
		10	7555	70.8	2.00		29.2
		20	8111	76.0	0.84		24.0
		40	8493	79.6	0.42		20.4
		60	8808	82.6	0.250		17.4
		120	9423	88.3	0.105		11.7
		200	9533	89.4	0.074		10.6

Poids initial sec : 56.66 gr

SEDIMENTOMETRIE	°C	T _{min}	R	δR	R.δR	L	L/T	√L/T	K	D	%	%
	26	1	47	2.35	14.65	8.8	8.3	2.966	0.0127	0.0376	78.8	3.9
	26	2	43	2.35	40.65	9.1	4.55	2.133	0.0127	0.0273	71.7	3.6
	26	5	39	2.35	36.65	9.7	1.94	1.393	0.0127	0.0178	64.7	3.2
	26	15	34	2.35	31.65	10.5	0.70	0.837	0.0127	0.0107	55.9	2.8
	26	30	32	2.35	29.65	10.9	0.36	0.603	0.0127	0.0077	52.3	2.6
	26	60	30	2.35	27.65	11.2	0.19	0.432	0.0127	0.0055	48.8	2.4
	25	250	28	2.7	25.3	11.5	0.066	0.214	0.0129	0.0027	44.7	2.2
	25	1440	25	2.7	22.3	12.0	0.0083	0.0913	0.0129	0.0012	39.4	2.0
	25	2580	24.7	2.7	22	12.14	0.00422	0.0649	0.0129	0.0008	38.8	1.9

Hydromètre 152 H ; N° 92 870

$$P\% = \frac{(R \cdot \delta R) \alpha}{W_s} \times 100$$

$$D_{mm} = K \sqrt{L/T}$$

Défloculant : Hexa. métaphosphatè de sodium (40gr/litre)

Diamètre des tamis B.S.		Pourcentage de poids passant les tamis B.S.	
		Agrégat max: 38.1mm (1 1/2 in)	Agr. max: 19.0mm (3/4 in)
76.2 mm	3 in	100	—
38.1 mm	1 1/2 in	95 - 100	100
19.0 mm	3/4 in	45 - 75	95 - 100
4.76 mm	3/16 in	25 - 45	30 - 50
600 μ m	25	8 - 30	10 - 35
150 μ m	100	0 - 6	0 - 6

Tableau A.4: Fuseau granulométrique de tous les agrégats (All-in Aggregate) (B.S. 882:1965).

EXEMPLE DE CALCUL : Sédimentométrie

Soit les données et mesures suivantes : voir Essai N°2

- Poids spécifique de la latérite - $G_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$
- lecture sur l'hydromètre (échantillon) - $R = 47$ au temps T
- lecture à zéro sur l'hydromètre (sol. témoin) - $DR = 4$
- température de l'échantillon - $\theta = 26^\circ\text{C}$
- temps écoulé entre la fin du mélange et une lecture de R et DR -
 $T = 1 \text{ mn}$
- poids initial sec $w_s = 56.66 \text{ g}$
- passant tamis 200 du tamisage = $10668 \text{ gr} - 9533 = 1135 \text{ gr}$

On en déduit :

- facteur de correction pour la température $\theta = 26^\circ\text{C}$

$$C_T = +1.65 \quad (\text{Tableau A.5})$$

- Calcul de $R - \delta R$

$$R - \delta R = R - DR + C_T = 47 - 4 + 1.65 = \underline{44.65}$$

- Profondeur L à laquelle on mesure la concentration.

$$R - \text{ménisque} = 47 - 1 = 46 \Rightarrow L = \underline{8.8 \text{ cm}} \quad (\text{Tableau A.6})$$

$$\bullet \quad L/T = \frac{8.8 \text{ cm}}{1 \text{ min}} = \underline{8.8} \Rightarrow \sqrt{L/T} = \underline{2.966}$$

$$\bullet \quad k = \underline{0.0127} \quad (\text{Tableau A.7})$$

$$\bullet \quad D = k \sqrt{L/T} = 0.0127 \times \sqrt{8.8} = \underline{0.0376 \text{ mm}}$$

- facteur de correction pour le poids spécifique :

$$a = 1.00 \quad (\text{Tableau A.8})$$

- Calcul du passant diamètre $D = 0.0376 \text{ mm}$

$$P\% = \frac{(R - SR) a}{w_s} \times 100 = \frac{44.65 \times 1.00}{56.66} \times 100 = \underline{\underline{0.788}}$$

rapporté au poids total du passant 200:

$$P\% = 78.8 \times \frac{56.66}{1135} = \underline{\underline{3.9}}$$

————— 0 —————

Temp (°C)	C_t
15	- 1.10
16	- 0.90
17	- 0.70
18	- 0.50
19	0.30
20	0.00
21	+ 0.20
22	+ 0.40
23	+ 0.70
24	+ 1.00
25	+ 1.30
26	+ 1.65
27	+ 2.00
28	+ 2.50
29	+ 3.05
30	+ 3.80

Tableau A.5: le facteur de correction pour la température.

Original hydrometer reading (corrected for meniscus only)	Effective depth L (cm)	Original hydrometer reading (corrected for meniscus only)	Effective depth L (cm)	Original hydrometer reading (corrected for meniscus only)	Effective depth L (cm)
0	16.3	21	12.9	42	9.4
1	16.1	22	12.7	43	9.2
2	16.0	23	12.5	44	9.1
3	15.8	24	12.4	45	8.9
4	15.6	25	12.2	46	8.8
5	15.5	26	12.0	47	8.6
6	15.3	27	11.9	48	8.4
7	15.2	28	11.7	49	8.3
8	15.0	29	11.5	50	8.1
9	14.8	30	11.4	51	7.9
10	14.7	31	11.2	52	7.8
11	14.5	32	11.1	53	7.6
12	14.3	33	10.9	54	7.4
13	14.2	34	10.7	55	7.3
14	14.0	35	10.5	56	7.1
15	13.8	36	10.4	57	7.0
16	13.7	37	10.2	58	6.8
17	13.5	38	10.1	59	6.6
18	13.3	39	9.9	60	6.5
19	13.2	40	9.7		
20	13.0	41	9.6		

Tableau A.6: Valeur de "L" pour utilisation dans la formule de Stokes, pour l'hydromètre A.S.T.M. 152 H.

Temp (°C)	Unit weight of soil solids (g/cm ³)							
	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85
16	0.0151	0.0148	0.0146	0.0144	0.0141	0.0139	0.0137	0.0136
17	0.0149	0.0146	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134
18	0.0148	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132
19	0.0145	0.0143	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0131
20	0.0143	0.0141	0.0139	0.0137	0.0134	0.0133	0.0131	0.0129
21	0.0141	0.0139	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127
22	0.0140	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0128	0.0126
23	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124
24	0.0137	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0125	0.0123
25	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0122
26	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0124	0.0122	0.0120
27	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0119
28	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0123	0.0121	0.0119	0.0117
29	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0121	0.0120	0.0118	0.0116
30	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0118	0.0117	0.0115

Tableau A.7: Valeur de k en fonction de la température et du poids spécifique des solides du sol.

Unit weight of soil solids (g/cm ³)	Correction factor a
2.85	0.96
2.80	0.97
2.75	0.98
2.70	0.99
2.65	1.00
2.60	1.01
2.55	1.02
2.50	1.04

Tableau A.8: le facteur de correction "a" pour le poids spécifique des solides.

TABLEAU A-9 : LIMITES DE CONSTANCE D'ATTERBERG

	1 ^{er} ESSAI							2 ^e ESSAI						
	Limite de liquidité WL				Limite de plasticité WP		Teneur en eau à la réception W	Limite de liquidité WL				Limite de plasticité WP		Teneur en eau à la réception W
Capsule n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
W _T + Tare gr	26.23	23.66	23.49	26.01	11.16	12.65	817.03	32.90	32.08	44.38	39.96	24.60	24.57	615.60
W _S + Tare gr	21.55	20.07	20.17	21.85	10.63	12.11	806.01	29.90	29.55	38.62	35.74	24.05	24.18	607.76
W _W gr	4.68	3.59	3.32	4.16	0.53	0.54	11.02	3.00	2.53	5.76	4.22	0.55	0.39	7.84
Tare gr	8.31	9.65	9.74	8.21	8.13	9.59	54.05	21.44	22.08	21.44	22.37	21.44	22.37	52.33
W _S gr	13.24	10.42	10.43	13.64	2.50	2.52	751.96	8.46	7.47	17.18	13.37	2.61	1.81	555.43
W %	35.3	34.5	31.8	30.5	21.2	21.4	1.5	35.5	33.9	33.5	31.6	21.1	21.5	1.4
Nbre chocs	11	15	29	46				13	20	27	47			

EXEMPLE DE CALCUL : limites d'AtterbergSoit les données suivantes :

- capsule n° 1 :
- $w_T + \text{tare} = 26.23 \text{ gr}$ ($w_T = \text{poids humide}$)
 - $w_S + \text{tare} = 21.55 \text{ gr}$ ($w_S = \text{poids sec}$)
 - $\text{Tare} = 8.31 \text{ gr}$

On en déduit :

- Poids de l'eau dans l'échantillon

$$\begin{aligned} w_w &= (w_T + \text{tare}) - (w_S + \text{tare}) \\ &= 26.23 \text{ gr} - 21.55 \text{ gr} = \underline{\underline{4.68 \text{ gr}}} \end{aligned}$$

- Poids de l'échantillon sec :

$$\begin{aligned} w_s &= (w_S + \text{tare}) - \text{Tare} \\ &= 21.55 \text{ gr} - 8.31 \text{ gr} = \underline{\underline{13.24 \text{ gr}}} \end{aligned}$$

- Teneur en eau de l'échantillon

$$\begin{aligned} w\% &= \frac{w_w}{w_s} \times 100 \\ &= \frac{4.68 \text{ gr}}{13.24 \text{ gr}} \times 100 = \underline{\underline{35.3}} \end{aligned}$$

• Après le tracé de la courbe teneur en eau versus nombre de coups, la limite de liquidité est égale à la teneur en eau pour $N = 25$ coups.

• L'indice de Plasticité est donné par la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

TABLEAU A.10 : Classification des Sols pour les Routes - (1945 Highway Research Board Modification)

Classification générale	Sols pulvérulents (35 % ou moins passant le N° 200)							Sols siliceux ou argileux (Plus de 35 % passant le N° 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Appellation du groupe	A.1. a	A.1. b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Tamissage % passant N° 10 N° 40 N° 200	50% max 30% max 15% max	50% max 25% max	51% max 10% max	35% max	35% max	35% max	35% max	36 min	36 min	36 min	36 min
Caractéristiques de la fraction passant le N° 40 Limite liquide: indice de plasticité:	6 max		N.P.	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min
Indice du Groupe	0		0	0		4 max		8 max	12 max	16 max	20 max
Type des principaux constituants	Fragments pierreux, gravier et sable		sable fin	Gravier et sable silteux ou argileux				Sols silteux		Sols argileux	
Appréciation du sol comme matériau de fondations de routes	Excellent à bon						Acceptable à mauvais				

NOTE: La classification est déterminée en procédant de gauche à droite. Le premier groupe, conforme aux résultats des essais est le groupe représentatif du sol. Le groupe A-7 est subdivisé suivant la limite plastique Wp
N.P. dénote un sol dépourvu de plasticité A-7-6 pour wp < 30% A-7-5 pour wp > 30%

TABLEAU A-II: Classification des sols (Highway Research Board)

Classe	A-1	A-2		A-3	A-4	A-5	A-6	A-7	A-8
Caractéristique	non plast.	A-2-4 A-2-5	A-2-6 A-2-7						
Texture	Gradation bien variée Bon liant	Gradation uniforme Mauvais liant		sable et gravier	sable fin ou marne silteuse	Silts micacés ou organiques	Argile plastique	Argile plastique	Tourbe
Stabilité	Grande	Moyenne	Grande	Grande	Faible	Variable	Bonne	Bonne	Nulle
Résistance au cisaillement	Grande	Grande	Grande	Grande	Variable	Variable	Faible	Faible	Faible
Cohésion	Grande	Faible	Grande	Nulle	Variable	Faible	Grande	Grande	Faible
Retrait	Pas nuisible	Pas apparent	nuisible si mal gradue	Pas apparent	variable	variable	nuisible	Nuisible	Nuisible
Expansion	Nulle	Nulle	Faible	Faible	Variable	Grande	Grande	Nuisible	Nuisible
Capillarité	Nulle	Nulle	Faible	Faible	Nuisible	Grande	Grande	Grande	Nuisible
Elasticité	Nulle	Nulle	Faible	Nulle	Variable	Nuisible	Nulle	Grande	Nuisible
Limite de retrait	14-20	15-25	25 max	Non essent.	20-30	30-120	6-14	10-30	30-120
Limite saturation	Non essent.	Non essent.	Non essent.	Non essent.	30 max	30-120	50 max	30-100	30-400
Eq. Num. centrif.	15 max	12-25	25 max	12 max	Non essent.	Non essent.	Non essent.	Non essent.	Non essent.
Changement de volume	-10	0-6	0-16	Nulle	0-16	0-16	17 min	17 min	4-200
Retrait linéaire	0-3	0-2	0-4	Nulle	0-4	0-4	5 min	5 min	1-30
% Sable	70-85	55-80	55-80	75-100	55 max	55 max	55 max	55 max	55 max
% silt	10-20	0-45	0-45		Grand	Moyen	Moyen	Moyen	Nul
% argile	5-10	0-45	0-45		Faible	Faible	30 min	30 min	Peu
Teneur en eau optimale	9	9-12	9-12	9-12	12-17	22-30	17-28	17-28	-----

TABLEAU A-12 :

Classification des Sols grenus en laboratoire
(Plus de 50% des éléments > 0.08 mm)

Définitions		Symboles L.P.C. (U.S.C.S)	Conditions	Appellations	
Graves	Plus de 50% des éléments > 0.08 mm ont un diam. > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0.08 mm	G_b (G.W)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Grave propre Bien graduée
			G_m (G.P)	Une des conditions de G_b non satisfaite	Grave propre Mal graduée
		Plus de 12% d'éléments < 0.08 mm	G_L (G.M)	Limite d'Atterberg au-dessous de A	grave limoneuse
			G_A (G.C)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	Grave argileuse
Sables	Plus de 50% des éléments > 0.08 mm ont un diam. < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0.08 mm	S_b (S.W)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			S_m (S.P)	Une des conditions de S_b non satisfaite	Sable propre mal gradué
			S_L (S.M)	Limite d'Atterberg au-dessous de A	Sable limoneux
			S_A (S.C)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	Sable argileux

Lorsque 5% < inférieur à 0.08 mm < 12% on utilise deux symboles

C_c = coefficient de courbure

C_u = coefficient d'uniformité

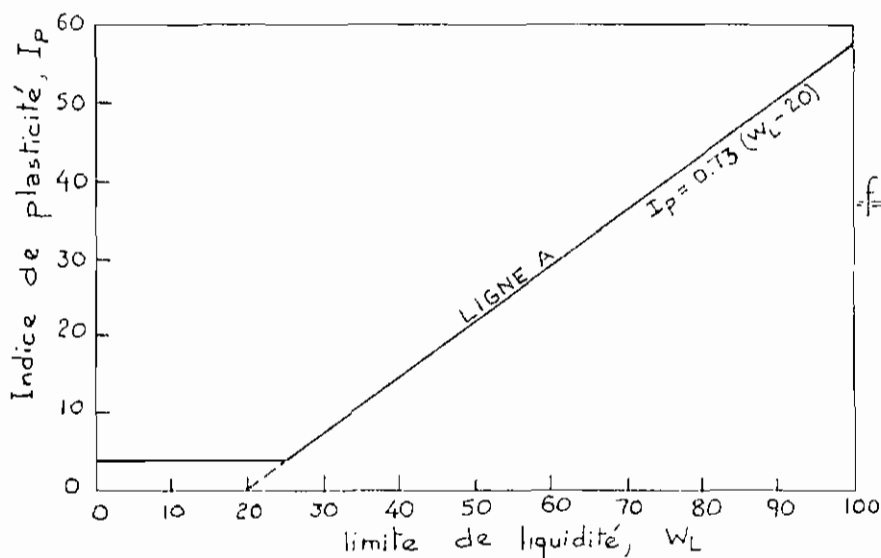


fig A.1: Abaque
de CASAGRANDE

TABLEAU A-13 : Contraintes - Déformation

4 % de CIMENT

Essais de compression sur cylindres standards (béton)

section: 1.767 dm²

hauteur: 2.925 dm

Taux de chargement = 200 daN/min \Rightarrow 0.11 MPa/min

CURE: 28 jours

16 % d'eau						19 % d'eau						22 % d'eau					
1P-4-16		2P-4-16		3V-4-16		1P-4-19		2P-4-19		3V-4-19		1P-4-22		2P-4-22		3V-4-22	
$\frac{\sigma}{\text{cm}^2}$	$\epsilon \times 10^4$	$\frac{\sigma}{\text{cm}^2}$	$\epsilon \times 10^4$	$\frac{\sigma}{\text{cm}^2}$	$\epsilon \times 10^4$	$\frac{\sigma}{\text{cm}^2}$	$\epsilon \times 10^4$	$\frac{\sigma}{\text{cm}^2}$	$\epsilon \times 10^4$	$\frac{\sigma}{\text{cm}^2}$	$\epsilon \times 10^4$	$\frac{\sigma}{\text{cm}^2}$	$\epsilon \times 10^4$	$\frac{\sigma}{\text{cm}^2}$	$\epsilon \times 10^4$	$\frac{\sigma}{\text{cm}^2}$	$\epsilon \times 10^4$
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.4	6.8	1.1	9.2	4.5	19.5	2.3	20.5	1.1	7.5	1.1	9.9	1.1	21.9	1.1	13.0	1.1	7.2
4.5	11.3	2.3	15.9	5.7	23.6	2.8	32.5	1.7	12.7	2.3	19.6	1.7	35.9	1.7	23.2	1.4	17.8
5.7	17.1	3.4	21.2	6.8	28.4	3.1	39.3	2.8	29.1	4.0	29.7	2.3	54.7	2.0	29.7	1.7	30.4
6.8	22.6	4.5	27.0	7.9	33.5	3.4	46.8	3.1	41.0	5.7	45.8	2.8	87.2	2.3	39.6	2.0	51.3
7.9	29.1	5.7	32.8	9.6	41.7	3.7	57.1	3.7	48.9	7.4	60.2	2.9	106.0	2.6	56.1	2.2	95.7
9.1	36.6	6.8	39.7	10.7	47.5	4.0	70.1	4.0	58.8	9.1	75.6	2.8	116.2	2.8	82.0	1.7	112.8
10.2	44.4	7.9	48.2	11.9	54.0	4.2	102.6	4.2	71.8	10.8	95.7	2.6	129.9	2.4	133.3		
11.3	54.4	8.5	54.7	13.6	64.6	4.0	119.6	4.5	95.7	11.9	116.2						
12.5	68.4	9.1	65.6	15.6	83.4	3.7	134.7	4.6	109.4	12.1	126.5						
12.7	76.2	9.1	75.2	16.0	93.7			4.0	133.3	11.9	139.2						
12.8	86.8	8.8	82.1	15.3	102.2					11.3	148.7						
12.5	95.7																
12.2	101.2																

EXEMPLE DE CALCUL: contrainte-déformation

Les tableaux que nous présentons sont les résultats des calculs effectués sur les mesures de laboratoire (que nous ne présentons pas pour limiter le nombre de tableaux). Les formules utilisées pour obtenir ces résultats sont les suivantes:

$$\sigma \text{ (daN/cm}^2\text{)} = \frac{\text{charge (kN)}}{\text{section (dm}^2\text{)}} \quad \text{où section} = 1.767 \text{ dm}^2$$

déformation unitaire

$$\epsilon \text{ (x10}^4\text{)} = \frac{\text{déformation (10}^{-2}\text{ mm)}}{\text{hauteur (dm)}} \quad \text{où hauteur} = 2.925 \text{ dm}$$

○

Le taux de chargement est de 5% /_{min} de l'échelle utilisée. Pour les échantillons à 4% et 5% de ciment, l'échelle utilisée est 40 kN; et pour ceux à 6% de ciment, 160 kN.

$$\begin{cases} 40 \text{ kN} \times 5\%/\text{min} = 20 \text{ kN}/\text{min} \\ 160 \text{ kN} \times 5\%/\text{min} = 80 \text{ kN}/\text{min} \end{cases}$$

La section des éprouvettes étant de 1.767 dm^2 , le taux de chargement exprimé en MPa/min est:

$$\frac{20 \text{ kN}/\text{min}}{1.767 \text{ dm}^2} = 11.3 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}/\text{min} = 0.11 \text{ MPa}/\text{min}$$

○

TABLEAU A-14: Contrainte - Déformation

5% de CIMENT

(Essais de compression sur cylindres standards (béton))

Taux de chargement = 200 daN/min \rightarrow 0.11 MPa/min

section = 1.767 dm²
 hauteur = 2.925 dm
 CURE : 28 jours

16% d'eau						19% d'eau						22% d'eau					
1P-5-16		2P-5-16		3V-5-16		1P-5-19		2P-5-19		3V-5-19		1P-5-22		2P-5-22		3V-5-22	
σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.3	11.3	1.7	12.3	1.7	9.6	1.7	12.7	1.7	13.3	1.4	25.6	1.1	17.3	1.1	27.2	1.1	21.2
3.4	15.4	3.4	25.3	2.8	18.5	2.8	24.3	2.8	26.0	1.7	30.8	1.4	25.6	1.4	30.8	1.7	31.4
5.1	22.9	5.1	34.9	3.4	22.6	4.0	38.3	4.0	40.0	2.3	42.0	1.7	30.8	1.7	34.9	2.3	45.4
6.8	29.7	6.8	43.1	4.5	32.5	4.5	47.2	4.5	48.9	2.8	54.3	2.3	45.8	2.3	45.5	2.8	59.8
9.6	43.1	8.5	50.9	5.1	38.6	5.1	56.8	5.1	57.4	3.1	59.8	2.8	63.2	2.8	57.8	3.1	69.4
11.9	55.0	10.2	58.8	5.7	46.2	5.7	69.4	5.7	67.7	3.4	67.7	3.4	96.4	3.4	74.5	3.4	79.6
13.6	64.3	11.9	67.7	6.2	58.1	5.9	76.6	6.2	80.3	3.7	74.5	3.5	123.1	3.7	83.5	3.7	93.7
15.3	76.2	13.6	77.6	6.4	66.7	6.2	84.4	6.8	95.7	4.0	83.4	3.1	154.8	4.1	102.6	4.0	119.6
16.4	85.8	14.7	85.1	6.4	78.6	6.5	95.4	7.1	107.7	4.6	116.2	2.8	168.5	4.2	114.5	3.7	153.8
17.0	93.3	15.9	94.4	5.9	92.3	6.7	118.0	7.1	123.8	4.4	139.5	2.7	177.8	4.4	143.6	3.4	170.9
17.3	96.4	17.0	107.0	5.7	95.7	6.5	126.5	7.1	127.9	4.2	153.2	2.5	185.6	4.0	162.4	3.3	177.8
17.5	101.5	17.3	114.5	5.4	99.2	6.2	136.8	6.8	136.8	4.0	170.2	2.4	194.9	3.7	177.1	3.1	186.3
17.8	112.5	17.4	123.8							3.4	184.6			3.1	195.5		
17.5	120.3	17.0	130.6														
17.3	126.5	16.7	134.0														

TABLEAU A-15 : Contrainte - Déformation

6 % de CIMENT

(Essais de compression sur cylindres standards (béton)) section = 1.767dm²

hauteur = 2.925dm

CURE: 28 jours

Taux de chargement = 200 daN/min. \Rightarrow 0.11MP/min.

16% d'eau						19% d'eau						22% d'eau					
1P-6-16		2P-6-16		3V-6-16		1P-6-19		2P-6-19		3V-6-19		1P-6-22		2P-6-22		3V-6-22	
σ $\frac{daN}{cm^2}$	ϵ $\times 10^4$	σ $\frac{daN}{cm^2}$	ϵ $\times 10^4$	σ $\frac{daN}{cm^2}$	ϵ $\times 10^4$	σ $\frac{daN}{cm^2}$	ϵ $\times 10^4$	σ $\frac{daN}{cm^2}$	ϵ $\times 10^4$	σ $\frac{daN}{cm^2}$	ϵ $\times 10^4$	σ $\frac{daN}{cm^2}$	ϵ $\times 10^4$	σ $\frac{daN}{cm^2}$	ϵ $\times 10^4$	σ $\frac{daN}{cm^2}$	ϵ $\times 10^4$
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.1	7.2	0.4	9.9	0.5	15.4	0.6	23.9	0.8	25.6	0.6	24.6	0.7	21.5	0.6	23.9	0.6	22.9
3.4	14.0	1.1	17.4	1.7	28.4	2.0	45.1	2.6	43.8	0.8	40.0	1.4	31.8	1.7	33.8	1.4	31.5
5.7	19.8	2.6	23.2	3.1	33.2	4.0	62.2	4.0	58.8	2.8	59.5	2.3	41.4	3.1	57.4	2.3	40.3
7.9	26.7	6.8	36.2	6.0	39.7	5.7	79.3	5.4	74.5	4.8	75.9	3.4	55.0	4.2	72.5	3.7	54.0
10.2	34.9	11.0	50.6	8.2	44.4	7.1	97.1	7.9	111.8	6.5	91.3	4.2	66.7	5.4	89.2	4.8	67.4
12.5	44.1	14.2	63.2	10.8	49.6	7.9	101.4	8.4	122.7	7.9	105.0	5.1	79.3	6.2	109.4	6.2	88.9
14.7	58.8	15.0	67.4	14.2	57.4	9.0	135.0	8.6	130.9	9.1	120.3	5.8	95.7	6.5	119.3	6.8	99.1
15.3	68.4	15.9	72.5	16.7	64.3	9.2	142.6	8.8	140.2	9.5	127.0	6.1	104.6	6.6	128.9	7.1	105.0
15.0	78.6	16.4	76.9	19.8	74.5	9.2	157.3	8.9	153.8	9.8	131.6	6.4	114.2	6.7	144.6	7.4	111.5
14.7	83.9	16.7	79.7	21.2	80.7	8.5	175.0	8.2	167.5	10.0	138.1	6.6	136.8	6.5	157.3	7.6	121.0
14.4	86.2	16.9	85.1	23.2	88.4	8.2	198.8	7.9	174.4	10.3	148.4	6.5	143.6	6.2	165.5	7.9	130.0
		16.1	99.1	23.7	95.4	7.9	186.3	7.6	180.2	10.4	155.6	6.2	155.6			7.6	155.6
		15.8	102.6	22.6	105.3			7.4	184.6	10.2	164.1						
		15.6	105.0	22.1	106.6					9.9	170.9						
				21.5	110.4												
				20.4	116.6												

TABLEAU A-16 : Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards (béton).

Taux de chargement: 800 daN/min → 0.45MPa/min

6% de CIMENT
16% d'EAU

Sans paille et non immergé

1-6-16		2-6-16		3-6-16		4-6-16		5-6-16		6-6-16	
σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴
3.4	14.0	2.6	23.2	4.5	13.8	10.2	20.4	5.7	16.4	5.7	14.4
5.7	19.8	6.8	36.2	9.1	35.6	12.5	26.3	7.9	24.3	7.9	21.2
7.9	26.7	11.0	50.6	10.2	43.4	14.7	32.8	10.2	32.8	10.2	27.7
10.2	34.9	14.2	63.2	11.3	47.9	17.0	40.0	12.5	42.4	12.5	35.6
12.5	44.1	15.0	67.4	13.6	58.8	19.2	48.2	14.7	52.3	17.0	53.7
14.7	58.8	15.9	72.5	15.8	71.1	21.5	57.1	17.0	63.6	19.2	67.4
15.3	68.4	16.4	76.9	17.0	76.9	26.0	80.3	19.2	79.0	20.1	82.1
15.0	78.6	16.7	79.7	19.2	92.3	27.2	94.3	20.4	88.9	18.7	96.8
14.7	83.9	16.9	85.1	20.4	103.9	27.2	102.2	21.5	111.1	17.0	108.4
14.4	86.2	16.1	99.1	20.8	123.1	26.0	112.8	21.5	119.7	14.7	119.7
		15.8	102.6	20.4	131.6	23.8	123.2	20.4	133.3	12.5	133.3
		15.6	105.0	19.2	148.7	19.8	136.8	17.0	152.1	10.2	152.1
						16.4	147.0	14.7	162.4	9.1	164.1
						12.5	160.7	12.5	174.5		
						9.1	174.4	11.3	181.2		
						6.2	194.9				

TABLEAU: A-17: Contrainte - Déformation.

0% de CIMENT

16% d'eau			
1P-0-16		2P-0-16	
σ $\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$	ϵ $\times 10^4$	σ $\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$	ϵ $\times 10^4$
2.8	11.6	2.8	10.3
4.0	24.6	4.0	17.4
5.1	43.4	5.1	36.2
5.7	58.5	5.7	52.3
5.9	68.0	5.9	62.2
6.2	78.6	6.2	76.9
6.5	99.1	6.4	102.9
6.5	116.2	6.2	116.2
6.2	133.3	5.5	129.9
5.9	143.6	5.7	140.2
5.4	163.4	5.4	149.4
5.1	170.6		

16% d'eau

% de ciment	Echantillon	Résistance max daN/cm ²
0%	1- 0-16	6.5
	2- 0-16	6.4
3.74%	C7	5.7
	C8	4.2
	C9	6.1
4%	1-4-16	12.8
	2-4-16	9.1
5%	1-5-16	17.8
	2-5-16	17.4
6%	1-6-16	15.3
	2-6-16	16.9
	3-6-16	20.8
	4-6-16	27.2
	5-6-16	21.5
	6-6-16	20.1
8.39%	C4	52.1
	C5	53.2
	C6	52.9
11.57%	C1	101.9
	C2	92.8
	C3	86.6

Tableau A-18: Influence du % de ciment sur la résistance à la compression.
(cylindres standards).

TABLEAU A-19: Densité sèche des échantillons avant test à 28 jours

Désignation	W _s gr	γ _d gr/cm ³	Désignation	W _s gr	γ _d gr/cm ³	Désignation	W _s gr	γ _d gr/cm ³	Désignation	W _s gr	γ _d gr/cm ³
1P-4-16	10 000	1.93	2P-5-19	9 650	1.87	2P-6-22	9 850	1.91	1P _A -6-16	9 500	1.84
2P-4-16	9 350	1.81	3V-5-19	9 800	1.90	3V-6-22	9 900	1.92	2P _A -6-16	9 650	1.87
3V-4-16	9 950	1.93	1P-5-22	9 450	1.83	3-6-16	10 200	1.97	3P _A -6-16	9 800	1.90
1P-4-19	9 550	1.85	2P-5-22	9 400	1.82	4-6-16	10 200	1.97	4P _A -6-16	9 800	1.90
2P-4-19	9 550	1.85	3V-5-22	9 400	1.82	5-6-16	10 150	1.96	5P _A -6-16	9 700	1.88
3V-4-19	9 750	1.89	1P-6-16	9 600	1.86	6-6-16	10 200	1.97	6P _A -6-16	9 750	1.89
1P-4-22	9 400	1.82	2P-6-16	9 650	1.87	1I-6-16	10 250	1.98	1P _{AI} -6-16	9 400	1.82
2P-4-22	9 550	1.85	3V-6-16	10 000	1.93	2I-6-16	10 300	1.99	2P _{AI} -6-16	9 600	1.86
3V-4-22	9 300	1.80	1P-6-19	10 250	1.98	3I-6-16	10 300	1.99	3P _{AI} -6-16	9 850	1.91
1P-5-16	10 200	1.97	2P-6-19	10 200	1.97	4I-6-16	10 400	2.01	4P _{AI} -6-16	9 300	1.80
2P-5-16	10 100	1.95	3V-6-19	10 300	1.99	5I-6-16	10 200	1.97	5P _{AI} -6-16	9 500	1.84
3V-5-16	9 000	1.74	1P-6-22	10 050	1.94	6I-6-16	10 050	1.94	6P _{AI} -6-16	9 300	1.80
1P-5-19	9 600	1.86									

TABLEAU A-20: Séchage de quelques échantillons en fonction du temps de cure.

Désignation	Tare Kgr.	0 jour		4 jours cylindre enlevé			8 jours		12 jours		17 jours		20 jours plaque enlevée			25 jours		28 jours	
		W _H +C+P Kgr.	W _E Kgr.	W _H +C+P Kgr.	W _H +P Kgr.	% séch.	W _H +P Kgr.	% séch.	W _H +P Kgr.	% séch.	W _H +P Kgr.	W _H Kgr.	% séch.	W _H Kgr.	% séch.	W _H Kgr.	% séch.		
3V-4-16	10.950	22.200	1.50	22.000	14.200	13	13.500	60	13.350	70	13.250	77	13.200	10.000	80	10.000	80	9.950	83
3V-4-19	10.900	22.150	1.738	22.000	14.200	9	13.350	58	13.200	66	13.050	75	13.000	9.850	78	9.800	81	9.750	83
1P-4-22	10.800	21.900	1.938	21.650	13.800	13	12.900	59	12.700	70	12.600	75	12.550	9.500	77	9.450	80	9.400	83
3V-5-16	10.800	21.200	1.375	21.000	13.200	15	12.500	65	12.350	76	12.200	87	12.200	9.100	87	9.050	91	9.000	95
1P-6-16	10.950	21.800	1.423	21.600	13.800	14	13.150	60	13.000	70	12.900	77	12.850	9.700	81	9.650	84	9.600	88

Désignation	Tare Kgr.	0 jour		3 jours cylindre enlevé			7 jours		11 jours		16 jours		19 jours plaque enlevée			24 jours		27 jours	
		W _H +C+P Kgr.	W _E Kgr.	W _H +C+P Kgr.	W _H +P Kgr.	% séch.	W _H +P Kgr.	% séch.	W _H +P Kgr.	% séch.	W _H +P Kgr.	W _H Kgr.	% séch.	W _H Kgr.	% séch.	W _H Kgr.	% séch.		
1P-4-16	10.900	22.350	1.527	22.200	14.300	10	13.550	59	13.400	69	13.300	75	13.200	10.100	82	10.050	85	10.000	88
2P-4-16	10.800	21.650	1.447	21.500	13.650	10	12.900	62	12.750	72	12.650	79	12.600	9.500	83	9.450	86	9.350	93
1P-4-19	10.850	22.150	1.746	21.950	14.050	11	13.100	66	12.900	77	12.800	83	12.750	9.650	86	9.600	89	9.550	92
2P-4-19	10.850	22.150	1.746	22.000	14.150	9	13.150	66	13.000	74	12.850	83	12.700	9.650	92	9.600	94	9.550	97
1P-5-16	10.850	22.450	1.534	22.350	14.500	7	13.750	55	13.600	65	13.500	72	13.450	10.300	75	10.250	78	10.200	81
2P-5-16	10.850	22.300	1.514	22.200	14.350	7	13.600	56	13.450	66	13.350	73	13.300	10.200	76	10.150	79	10.100	83
1P-5-19	10.900	22.150	1.724	22.000	14.150	9	13.200	64	13.050	73	12.900	81	12.850	9.700	84	9.650	87	9.600	90
2P-5-19	10.850	22.100	1.724	22.000	14.150	6	13.200	61	13.050	70	12.900	78	12.850	9.750	81	9.700	84	9.650	87

EXEMPLE DE CALCUL : Taux de séchage

Formules utilisées :

- Poids initial de l'eau dans l'échantillon : WE_0

$$WE_0 = \frac{[(W_H + C + P)_0 - T] \times \%E}{(1 - \%C + \%E)} \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} \%E = \text{pourcentage de l'eau} \\ \%C = \text{pourcentage de ciment} \end{array}$$

- Poids de l'eau dans l'échantillon à x jours : WE_x

pour $x = 4$ jours : $WE_{4j} = WE_0 - [(W_H + C + P)_{0j} - (W_H + C + P)_{4j}]$

pour $4j < x \leq 20$ jours : $WE_x = WE_{4j} - [(W_H + C)_{4j} - (W_H + C)_{xj}]$

pour $x > 20$ jours : $WE_x = WE_{20j} - [(W_H)_{20j} - (W_H)_{xj}]$

- Pourcentage de séchage

$$\% \text{ séchage} = \frac{(WE_{0j} - WE_{xj})}{WE_{0j}} \times 100$$

○

TABLEAU A.21 : Taux de séchage de quelques échantillons en fonction du temps de cure.

Désignation	Tare Kg	0 jour			4 jours (cylindre anlevé)			8 jours		28 jours	
		$W_H + C + P$ Kg	W_E Kg	$W_H + C + P$ Kg	$W_H + C$ Kg	% séch.	$W_H + C$ Kg	% séch.	$W_H + C$ Kg	% séch.	
3-6-16	10.900	22.350	1.502	22.200	14.350	10	13.800	47	13.250	83	
4-6-16	10.850	22.300	1.502	22.100	14.200	13	13.700	47	13.150	83	
5-6-16	10.850	22.350	1.508	22.100	14.250	17	13.700	53	13.150	90	
6-6-16	10.400	21.850	1.502	21.650	13.850	13	13.800	47	12.800	83	
1I-6-16	10.900	22.500	1.521	22.250	14.450	16	13.900	53	13.350	89	
2I-6-16	10.850	22.400	1.515	22.200	14.350	13	13.850	46	13.300	83	
3I-6-16	10.900	22.500	1.521	22.300	14.500	13	13.950	49	13.400	85	
4I-6-16	10.850	22.550	1.534	22.350	14.500	13	13.950	49	13.400	85	
5I-6-16	10.900	22.500	1.521	22.250	14.400	16	13.800	56	13.250	92	
6I-6-16	10.800	22.250	1.502	22.000	14.200	17	13.600	57	13.050	93	
1 _A -6-16	10.950	21.850	1.424	21.600	13.750	18	13.150	60	12.600	98	
2 _A -6-16	10.850	21.900	1.443	21.650	13.850	17	13.250	59	12.700	97	
3 _A -6-16	10.800	22.000	1.463	21.750	13.900	17	13.300	58	12.150	96	
4 _A -6-16	10.900	22.150	1.469	21.900	14.050	17	13.400	61	12.850	99	
5 _A -6-16	10.850	21.950	1.450	21.700	13.800	17	13.200	59	12.650	97	
6 _A -6-16	10.800	21.900	1.450	21.700	13.900	14	13.300	55	12.750	93	
1 _A I-6-16	10.750	21.650	1.392	21.300	13.450	11	12.850	54	12.300	93	
2 _A I-6-16	10.800	21.800	1.437	21.550	13.700	17	13.050	63	12.550	97	
3 _A I-6-16	10.850	22.100	1.469	21.850	14.050	17	12.950	61	12.900	95	
4 _A I-6-16	10.850	21.500	1.391	21.300	13.450	14	12.850	58	12.300	97	
5 _A I-6-16	10.800	21.700	1.437	21.450	13.650	17	13.000	63	12.500	97	
6 _A I-6-16	10.850	21.450	1.384	21.250	13.300	14	12.750	54	12.200	94	

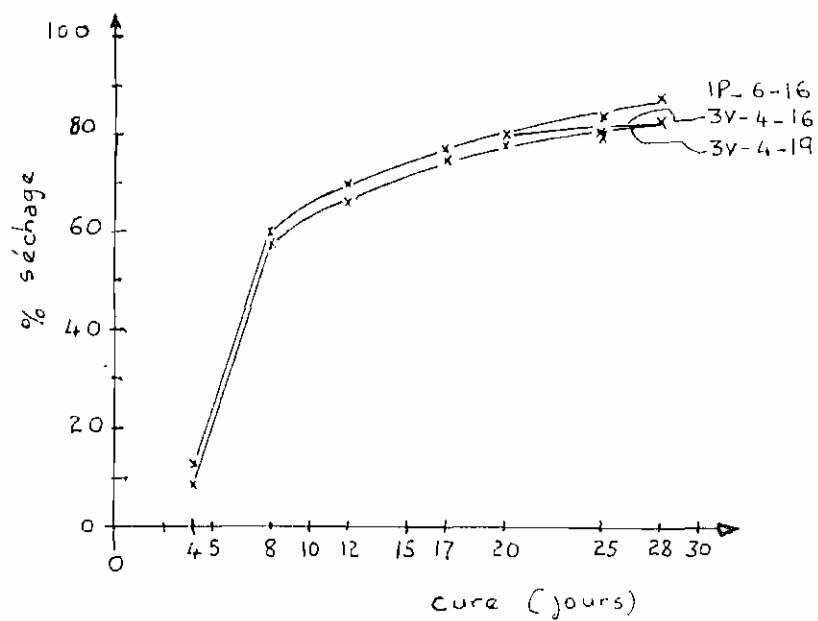


fig A.2.a Taux de séchage versus cure

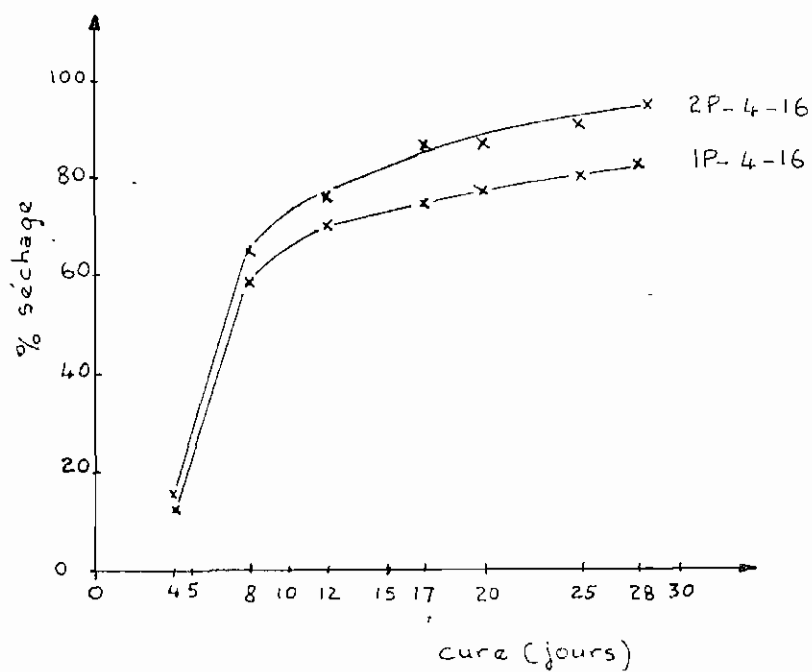
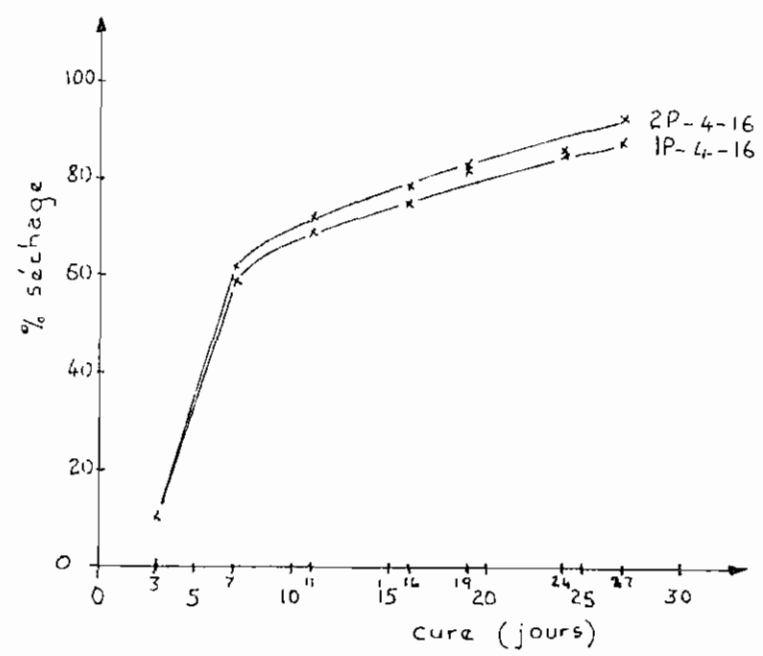
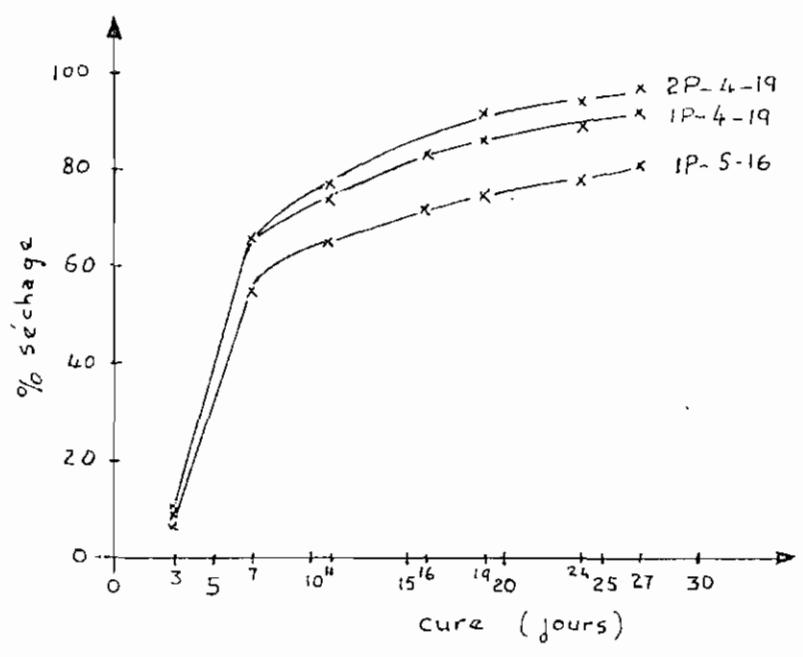


fig A.2.b Taux de séchage versus cure.



=fig A.2.c Taux de séchage versus cure.



=fig A.2.d Taux de séchage versus cure.

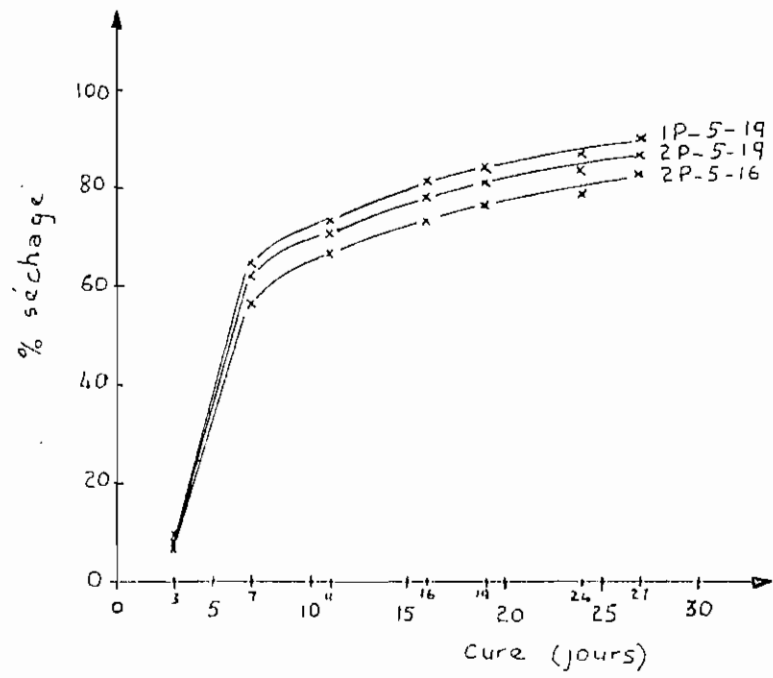


fig A.2.e Taux de séchage versus cure.

TABLEAU A-22: Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards (béton)

Taux de chargement: 800 daN/min \rightarrow 0.45 MPa/min

6% de CIMENT
16% d'EAU

Section: 1.767 dm²
Hauteur: 2.925 dm

0.5 % de paille (poids)

1 P _A - 6 - 16		2 P _A - 6 - 16		3 P _A - 6 - 16		4 P _A - 6 - 16		5 P _A - 6 - 16		6 P _A - 6 - 16	
σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴
4.5	13.3	4.5	15.7	3.4	14.0	5.7	10.3	5.7	12.6	5.7	13.0
6.8	25.3	6.8	25.0	4.5	19.1	7.9	18.8	7.9	21.5	7.9	21.5
9.1	39.7	9.1	35.9	5.7	23.9	11.3	35.6	10.2	32.5	10.2	32.5
11.3	62.6	11.3	48.9	7.9	40.3	14.7	57.1	11.3	39.7	11.3	38.6
11.9	74.5	12.5	56.1	9.1	44.4	17.0	83.8	12.5	48.5	12.5	45.1
11.3	126.5	16.6	84.4	10.2	52.6	17.3	103.6	13.6	63.2	13.6	53.0
10.9	137.4	15.8	99.1	12.5	70.8	17.0	109.4	13.9	85.5	14.7	61.9
10.2	145.3	14.7	114.2	13.4	100.5	15.8	123.1	13.6	95.7	15.8	71.8
		13.6	127.9	13.0	111.1	13.6	133.3	12.5	109.4	16.9	104.3
		12.5	139.8	12.5	120.3	11.3	162.4	11.3	126.5	15.8	121.4
		11.3	152.8	11.3	134.7	10.2	172.6	10.2	140.2	14.7	131.6
				10.2	149.7	9.1	184.6	9.1	157.3	12.5	152.1
				9.6	157.9			7.9	181.2	11.3	164.1
				9.1	165.5					10.2	174.4
				8.5	175.0					9.1	188.0
				7.9	181.9						

TABLEAU A-23 : Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards (béton)

Taux de chargement: 800 daN/min \rightarrow 0.45 MPa/min

6 % de CIMENT
16 % d'EAU

Section : 1.767 dm²
Hauteur : 2.925 dm

CURE : 28 jours dans l'air 7 jours dans l'eau 1 jour dans l'air						CURE : 28 jours dans l'air 7 jours dans l'eau 8 jours dans l'air					
1I - 6 - 16		2I - 6 - 16		3I - 6 - 16		4I - 6 - 16		5I - 6 - 16		6I - 6 - 16	
σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$
3.4	11.3	2.3	5.8	2.3	7.9	11.3	28.4	9.1	32.8	4.5	10.3
4.5	15.4	3.4	9.9	5.7	21.5	13.6	35.9	11.3	41.7	9.1	21.5
9.1	34.2	4.5	14.7	9.1	37.6	15.8	43.8	13.6	50.3	17.0	46.5
10.2	40.7	7.9	29.7	10.2	45.1	18.1	52.6	15.8	60.5	18.1	51.3
11.3	47.9	10.2	42.0	11.3	52.6	19.2	57.8	17.0	67.0	20.4	60.5
12.5	56.4	11.3	48.9	12.5	63.2	21.5	69.7	18.1	73.5	21.5	65.4
13.6	75.2	12.5	58.1	13.6	76.2	22.6	77.3	20.4	93.0	22.6	71.5
13.8	88.9	13.6	68.4	14.1	97.4	23.8	87.9	20.9	114.5	23.8	78.3
13.6	99.1	14.5	98.8	13.6	108.4	24.2	103.2	20.4	123.1	24.9	85.5
13.0	106.0	12.5	119.7	13.0	117.2	22.6	116.9	19.2	131.6	26.0	94.7
12.5	112.8	11.3	129.9	11.9	126.5	21.5	122.1	18.1	140.2	26.7	111.1
9.6	136.8	7.9	153.8	10.2	140.2	19.2	131.6	15.8	153.8	24.9	128.2
7.9	150.4	6.8	160.7	9.1	148.7	17.0	140.2	13.6	167.5	22.6	139.1
				7.9	157.3	14.7	147.0	12.5	174.4	20.4	147.0
						12.5	153.8			18.1	155.6

TABLEAU A-24 : Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards (béton)

Taux de chargement: 800 daN/min \rightarrow 0.45 MPa/min

6% de CIMENT
16% d'EAU
0,5% de PAILLE

Section : 1.767 dm²
Hauteur : 2.925 dm

CURE : 28 jours dans l'air 7 jours dans l'eau 1 jour dans l'air						CURE : 28 jours dans l'air 7 jours dans l'eau 8 jours dans l'air					
1 P _A I - 6 - 16		2 P _A I - 6 - 16		3 P _A I - 6 - 16		4 P _A I - 6 - 16		5 P _A I - 6 - 16		6 P _A I - 6 - 16	
σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$
1.1	3.4	1.1	5.8	1.1	3.1			1.1	2.7	1.1	5.1
2.3	10.3	2.3	15.4	2.3	9.2			2.3	6.8	2.3	8.5
3.4	10.8	3.4	32.5	3.4	17.1			3.4	11.6	3.4	13.7
4.5	41.0	4.5	63.2	4.5	28.0			4.5	17.1	4.5	18.5
4.5	54.7	4.8	106.0	5.7	44.4			5.7	23.2	5.7	26.5
4.0	83.8	4.5	116.2	6.8	75.2			6.8	30.8	6.8	44.4
3.4	116.2	4.0	153.8	6.9	106.0			7.9	41.7	6.9	54.7
2.8	152.1	3.4	194.9	6.8	130.0			9.1	58.8	6.2	78.6
2.3	177.8			5.7	153.8			9.6	91.3	5.7	112.8
				5.1	174.4			9.1	112.8	5.1	147.0
				4.5	194.9			7.9	147.0		
								6.8	181.2		

TABLEAU A-25 : Teneur en eau des échantillons immergés au moment du test de compression.

	CURE: 28 jours dans l'air + 7 " " l'eau + 1 " " l'air			28 jours dans l'air + 7 " " l'eau + 8 " " l'air			28 jours dans l'air + 7 " " l'eau + 1 " " l'air				28 jours dans l'air + 7 " " l'eau + 8 " " l'air	
	1I-6-16	2I-6-16	3I-6-16	4I-6-16	5I-6-16	6I-6-16	1P _A I-6-16	2P _A I-6-16	3P _A I-6-16	4P _A I-6-16	5P _A I-6-16	6P _A I-6-16
$W_H + T$	644.10	699.18	691.67	625.95	598.67	622.99	728.44	699.33	674.05	540.72	567.28	581.09
$W_S + T$	570.32	624.84	612.31	595.59	562.81	591.43	637.07	611.56	595.64	476.34	542.54	554.10
Tare	55.03	54.38	55.44	55.28	55.00	54.06	52.87	54.44	53.00	54.54	55.51	55.85
W_S	515.29	570.46	556.87	540.31	507.81	537.37	584.20	556.12	542.64	521.80	488.03	498.25
w%	14.3	13.0	14.3	5.6	7.1	5.9	15.6	15.8	14.4	15.3	5.1	5.4
moyenne	13.8			6.2			15.3				5.2	

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] MORIN Fernand, Notes de cours mécanique des sols, Ecole Polytechnique de Thiès, 1980.
- [2] NEVILLE A.M, Properties of concrete, Metric édition, 1972.
- [3] GRESILLON Jean Michel, Etude sur la stabilisation et la compression des terres pour leur utilisation dans la construction, Annales de l'institut technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 49, Mai 1976.
- [4] ADAUA SOCOGIM, Rapport Technique sur les Etudes des Matériaux Locaux, Novembre 1977.
- [5] MAIGNIEN R., Compte-rendu de recherche sur les latérites, UNESCO.
- [6] Le CRA terre, Construire en terre, Editions Alternative et parallèle.
- [7] DREYFUS, C.E.R.E.Q, note sur l'utilisation de la terre stabilisée dans la construction, Ministère des Travaux Publics de l'Urbanisme et des Transports (SENEGAL)
- [8] CERTEC, Rapport: Habitat économique au Niger, 1972
- [9] GIDIGASU M.D., Laterite Soil Engineering, Pedogenesis and Engineering principles, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam Oxford New York, 1976.
- [10] ASTM standards, Concrete and Mineral Aggregates; Manual of Concrete Testing, part 10, Nov 1971.
- [11] UNESCO, Vers une meilleure utilisation des ressources locales en construction, Centre de formation agricole à Nianing Sénégal 1978.

- [12] BILLINGTON David P., Thin Shell Concrete structures, Mc Graw-Hill Book Company, 1965.
- [13] RAMASWAMY G.S., Design and Construction of Concrete Shell roofs, Mc. Graw-Hill Book Company, 1968.
- [14] GALDI Pascal, L'Habitat rural au Sénégal.
Ministère de l'Enseignement Supérieur.
- [15] MOSANTO RESEARCH CORPORATION, Development of Low-cost roofing from indigenous materials in developing nations,
annual report 1974-1975.
- [16] RICOUARD M.J., Le coffrage, Constructions en Béton,
Les presses Alpha, Paris, Février 1976.
- [17] BRIGAUX Guy, La maçonnerie, Traité du Bâtiment,
Editions Eyrolles, Paris, 1973.
- [18] LE COVEC Jean, Exécution des maçonneries, Tome II,
Bibliothèque professionnelle, Baillière J-B et Fils - Editeurs, 1967.