

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS

PROJET
DE
FIN D'ÉTUDES

GC.0417

Titre LATERITE MATERIAU DE CONSTRUCTION

(Phase 4)

Auteur Antoine J. M. DIALLO

Mamadou GUEYE

Génie CIVIL

Date JUIN 1983

Ecole Polytechnique de Thies

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

Titre: LATERITE
Matériau de Construction
(Phase 4)

Auteurs: Antoine J-M. DIALLO
Mamadou GUEYE

Directeur: Mr Roger LUPIEN

- MAI 1983 -

*A nos parents, professeurs
et amis*

Antoine J-M. DIALLO

Mamadou
GUEYE

Remerciements

Nous commençons par exprimer notre reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet, et plus particulièrement

- M^r Roger LUPRIEN, notre directeur de projet, professeur de Béton et de Structures à l'école polytechnique de Thies, qui a grandement facilité notre travail par ses conseils et ses idées
- M^r Nicholas MALIONTOVITCH, responsable des laboratoires de Béton et de mécanique des sols à l'E.P.T., qui grâce à son expérience nous a été d'un grand apport pour la réalisation des essais

Sommaire

Le but de cette étude est de confirmer les résultats qui ont été obtenus les années précédentes. En fait il s'agit de la résistance à la compression simple des cylindres standards et des briques en latéite stabilisée avec 6% de ciment et l'influence de certains paramètres sur cette résistance. Des tests complémentaires ont été effectués pour déterminer les résistances à la compression simple des cylindres ayant subi une immersion de 7 jours. Enfin une étude structurale du toit choisi (coupole) a été faite pour déterminer la nature et la valeur des efforts qui s'y exercent; l'ébauche d'une étude sur les méthodes de construction et sur la forme des briques a été faite. Après ces études la conclusion qui se dégage est que la construction d'une habitation villageoise entièrement en latéite stabilisée est possible mais néanmoins pour tous les projets alloués dans ce sens une étude plus approfondie est nécessaire.



TABLE DES MATIERES

	Page
<u>Chapitre 1</u> <u>Introduction</u>	1
1.1 But	1
1.2 Définitions-objectifs de la stabilisation	2
1.3 Objectif de notre étude	2
 <u>Chapitre 2</u> <u>Revue de la documentation</u>	 4
2.1 Preambule	4
2.2 état des recherches sur les sols stabilisés	5
2.3 le projet de l'E.P.T	7
 <u>Chapitre 3</u> <u>Essais géotechniques</u>	 14
3.1 densité optimale	14
3.2 essais géotechniques proprement dit	16
3.2.1 Analyse granulométrique	16
3.2.2 limites d'Atterberg	20
3.2.3 essais Proctor	21
 <u>Chapitre 4</u> <u>Methodologie de travail</u>	 22
4.1 Mélange	22
4.1.1 latérite	22
4.1.2 Sable	22
4.1.3 ciment	23
4.1.4 eau de gachage	23
4.2 confection des cylindres standards	24
4.3 confection des briques	25

4.4	Essais réalisés sur les cylindres et les briques	27
4.4.1	compression simple sur échan- tillons pesés	27
4.4.2	compression simple sur échan- tillons immergés	28
4.4.3	érosion	28

Chapitre 5 Résultats - Analyse 29

5.1	Résultats	29
5.1.1	essais sur cylindres	28
5.1.2	essais sur briques	29
5.2	Analyse	35
5.2.1	influence du sable	35
5.2.2	influence de la pression de compaction	37
5.2.3	influence de l'immersion	42
5.2.4	influence de la cure	44
5.2.5	influence de la densité	46
5.2.6	érosion	49

Chapitre 6 Application pratique 50

6.1	Forme des briques	50
6.1.1	briques creuses	50
6.1.2	briques pleines	52
6.1.3	Formes adéquates de briques	53

6.2	utilisation de la brique pour une coupole — — — —	56
6.2.1	analyse structurale —	56
6.2.2	exemple de calcul — —	59
6.3	Tableaux de Resultats — — —	62
6.4	Analyse des resultats — — —	66
6.4.1	Facteur de securite — —	66
6.4.2	aptitude de nos briques —	69

Conclusions - Recommendations 71

ANNEXES 74

Chapitre 1 : Introduction

1.1 But

L'habitat humain a traversé différentes phases d'évolution dépendamment des conditions socio-économiques et du progrès technologique; c'est ainsi qu'on est passé de la grotte la plus élémentaire à l'immeuble le plus moderne. Au niveau de la zone sahélienne, la nature et les conditions socio-économiques forçaient souvent les hommes à des déplacements fréquents d'où résulterait un type d'habitat temporaire et souvent précaire, mais néanmoins adapté aux conditions climatiques (case, hutte etc.). Cette situation n'a pas favorisé le développement d'un type de constructions durables et adaptées au climat. Ce n'est qu'à partir d'une certaine époque, que les populations ont commencé à se lancer dans un type d'habitat durable en appliquant grossièrement la technologie européenne mais les constructions qui en résulteraient n'intégraient pas les facteurs climatiques et économiques de nos régions. C'est pour pallier à ces lacunes et améliorer certaines techniques traditionnelles (bamo-adobe etc.) que des recherches sont entreprises au niveau de l'E.P.T sur les possibilités d'utilisation de la latérite stabilisée dans des constructions

2

durables; le choix de la latérite étant dû principalement à 2 facteurs

- caractéristiques géotechniques intéressantes
- très disponible sur le territoire national

(Voir figure 1.1 du livre de SOUMAH & DIAKHITÉ

1.2 : Definitions - Objectifs de la stabilisation

Nous entendons par latérite tous les sols résiduels rougeâtres et tous les sols non résiduels ayant subi le processus d'altération tropicale.

La stabilisation peut se définir comme une méthode physique, physico-chimique ou chimique permettant à un sol de satisfaire aux exigences qu'impose son utilisation dans un ouvrage. La stabilisation permet d'améliorer les liens existant entre les particules et de diminuer la porosité d'un matériau. Elle permet ainsi d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sol, de réduire sa sensibilité à l'action de l'eau c'est à dire le gonflement, le retrait, la perte de cohésion et de rigidité, ainsi que l'érosion.

1.3 : Objectifs de notre étude

L'objectif des études que nous menons est

- d'identifier certains paramètres qui guident

- la résistance de la latérite stabilisée
- de déterminer l'influence de certains phénomènes (Pluie : érosion, immersion)
 - de proposer certaines formes de toitures en vue de leur utilisation dans un toit en forme de coupole
 - de déterminer la nature et la valeur des efforts qui sollicitent le toit que nous avons choisi d'étudier (coupole) pour différents diamètres en vue de définir les limites d'aptitude à la construction de la latérite brune stabilisée (latitude de la région de Thiès)

Chapitre 2. Revue de la documentation

2.1 : Preambule

La nécessité d'une amélioration de l'habitat rural dans les pays du tiers monde a, depuis plus d'une quinzaine d'années, poussé certaines institutions internationales (UNESCO, ADAUA, BRENDA etc...) et certaines écoles d'ingénieurs (ETR, EPT etc...) à entreprendre des recherches sur l'aptitude de certains matériaux locaux tels que l'argile et la latérite à être utilisés dans des constructions durables.

En fait l'accroissement des recherches sur la stabilisation des sols dans le domaine de l'habitat a surgi en mars 1965 lors de la tenue de colloques organisés par l'ETP (école des travaux publics) à Paris. De ces colloques des conclusions suivantes ont été tirées :

- Les constructions réalisées en Afrique suivant les méthodes européennes n'avaient peu compte des facteurs climatiques et socioéconomiques
- Une utilisation rationnelle des matériaux locaux était donc à entreprendre

2.2 : État des recherches sur les sols stabilisés

+ Pascal Galdi dans son étude "l'habitat rural au Sénégal" traite de la stabilisation des sols et fait une synthèse des principales techniques utilisées au Sénégal pour la réalisation de divers types d'habitations; il y cite en outre les recommandations du Bureau de l'habitat rural

+ Le Centre dans le même ordre d'idée s'intéresse à l'adobe et à la pratique de la stabilisation des terres; de leur étude on peut tirer certaines recommandations sur la pratique de la stabilisation sous ses différentes formes (physique, physico-chimique et chimique)

+ Le Bureau régional de l'UNESCO a mené certaines études pour une meilleure utilisation des ressources locales dans la construction (Par exemple le Projet de Nianning au Sénégal) Un autre de leur projet est à l'étude actuellement en vue de la réalisation, dans la région de Bakel (Sénégal-oriental), d'un type d'habitation utilisant la coupole

+ L'ADAVA s'intéresse à la stabilisation du mélange argile-sable. Le programme de leur étude

était le suivant

1) Recherche d'identification pour les matériaux locaux les plus aptes à la construction en terre

2) Études et essais pour les matériaux retenus avec adjonction de différents stabilisants - choix de ou des stabilisants les plus efficaces et économiques

3) Mise en application des matériaux stabilisés

+ En 1976 Jean Michel Gressillon publie dans les annales de l'Institut Technique du bâtiment et des travaux publics (N° 333) une étude sur l'utilisation de la latente stabilisée dans la construction. Le but de son étude était de définir les paramètres qui conditionnent la qualité d'une stabilisation au ciment pour un sol. C'est ainsi que M^r Gressillon formula certaines relations empiriques à partir des paramètres contrôlant la résistance mécanique des terres stabilisées

+ Notons également que des études sur des murs en terre stabilisée sont menés au CEREEQ (ancien laboratoire des travaux publics de Dakar) depuis 1950

+ Le laboratoire du bâtiment et des travaux publics de Côte d'Ivoire a publié une étude portant sur les différents paramètres à contrôler lors de la

7

construction en terre stabilisée. Il s'agit en fait de recommandations pour la conception et l'exécution de bâtiments économiques en géobéton

2.3 Le Projet de l'EPT

La latérite est un matériau dont le comportement est difficile à prévoir; en fait il y a une multitude de sortes de latérite dont les caractéristiques varient dépendamment de

- la roche mère
- au degré d'altération (décomposition - latérisation)
- à sa position topographique
- à sa profondeur dans le profil pédologique

Notons également que ces caractéristiques physiques, granulométriques, géotechniques varient dans le temps en fonction du processus continu de latérisation

C'est dans le but de contribuer à la connaissance des paramètres déterminant le comportement de la latérite stabilisée que des projets de fin d'études intitulés "latérite matériau de construction ont été initiés à l'école polytechnique de Tchad

Cette étude a pour finalité de déterminer l'aptitude des latérites (studieuses) à être utilisées économiquement et efficacement comme matériau de construction

La première phase du projet de l'EPT a permis de déterminer les ce

- les caractéristiques géotechniques de la latérite rouge de Tchies
- l'influence du rapport de paille (système traditionnel)
- les effets de la stabilisation à la chaux
- les effets de la stabilisation au ciment

Les conclusions suivantes ont été tirées de cette étude

- l'eau de bache doit être bien dosée car elle semble influencer considérablement sur les résistances mécaniques
- la stabilisation à la paille bien que diminuant les fissures de séchage et bien qu'augmentant la ductilité du béton, peut entraîner une perte de résistance
- La stabilisation à la chaux ne donne pas d'effets remarquables comparativement au ciment, en considérant son coût relativement élevé
- Le ciment donne des gains de résistance appréciable au delà de 4% ^{cette résistance} et voir avec la quantité de stabilisant ajoutée

La phase 2 a permis de confirmer toutes conclusions

cette étude a également permis de faire certains constats

- la résistance augmente quand la teneur en eau diminue
- la plasticité augmente et le module de Young diminue quand la teneur en eau augmente

La phase 3 du projet de l'EPT a permis de confirmer les résultats obtenus dans les phases 1 et 2 des tests complémentaires pour déterminer l'aptitude de la latérite stabilisée à l'érosion et à la tension ont été effectués. Comme pour le béton il semblerait que la résistance à la tension équivaut à 10% de la résistance en compression simple.

Une analyse structurale d'une coupole de dimensions déterminées a été faite; la conclusion à ce niveau est que la latérite stabilisée est apte à la construction.

Les différentes conclusions de ces études (Phases 1, 2, 3) sont illustrées par les figures 2.1, 2.2, 2.3 et 2.4

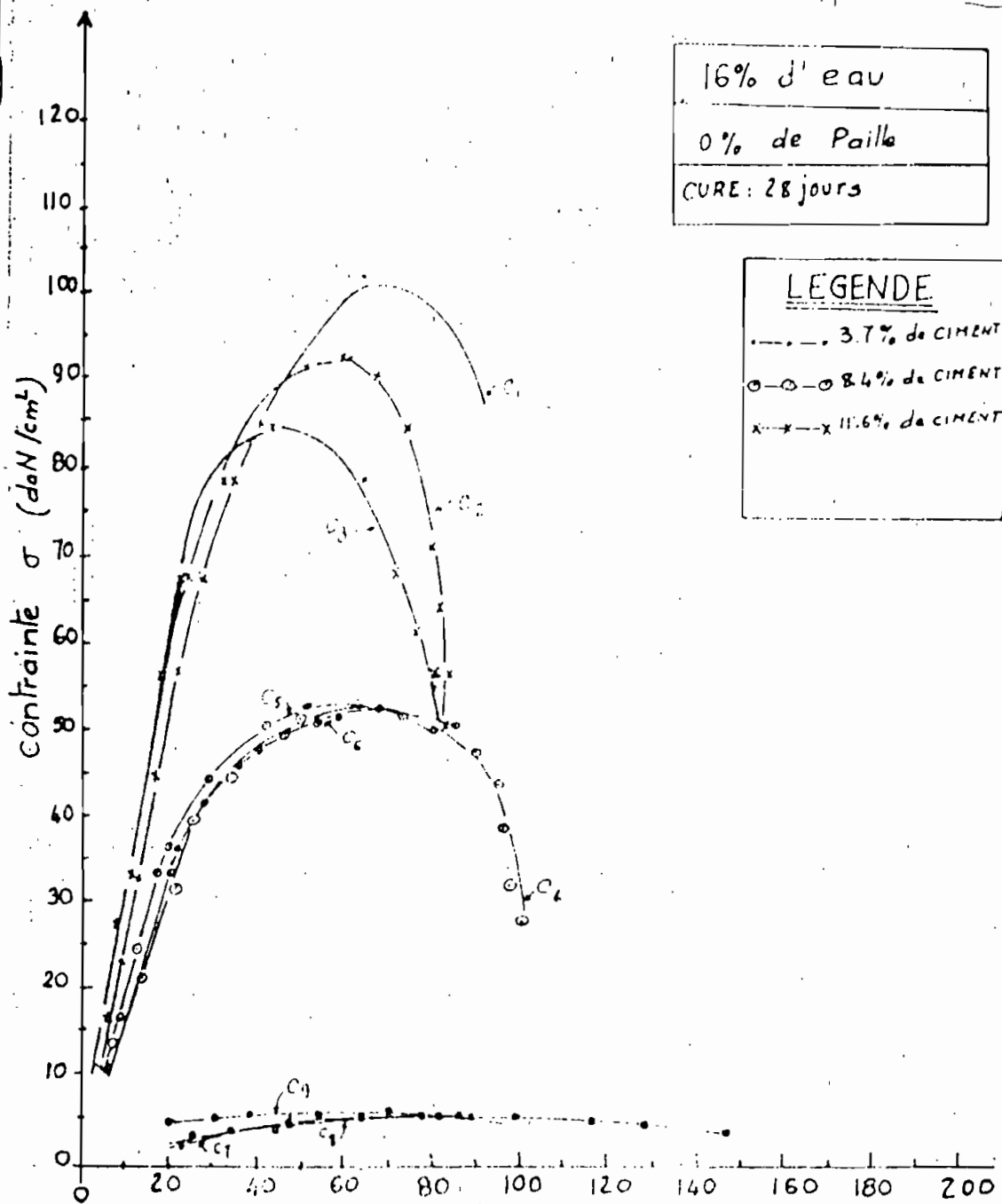
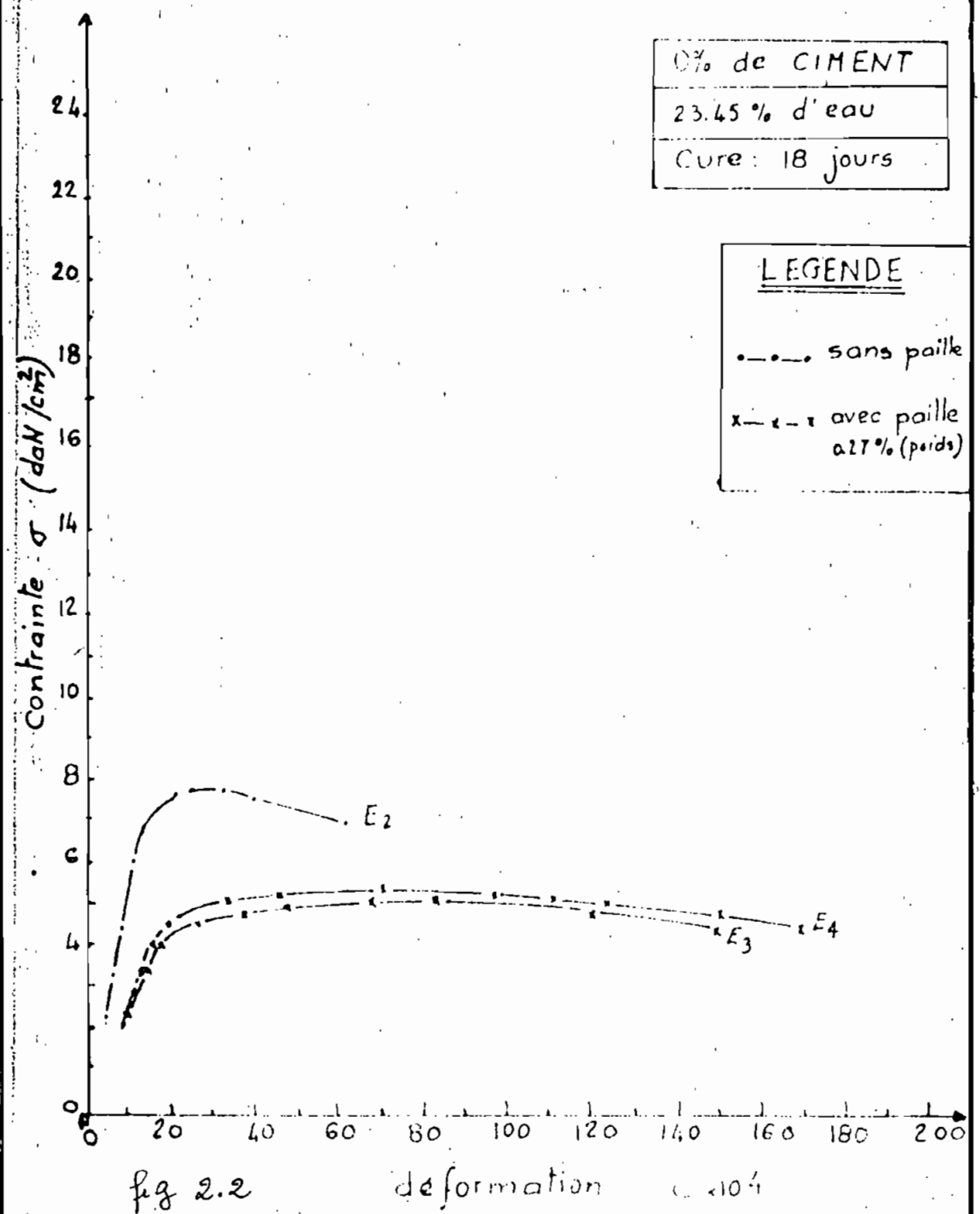


Fig. 2.1 déformation $\epsilon \times 10^4$

Courbes contrainte-déformation
Influence de la teneur en ciment sur la
résistance à la compression
 (cylindres standards)



0% de CIMENT
23.45 % d'eau
Cure: 18 jours

LEGENDE
..... sans paille
x-x-x avec paille
a 27% (poids)

fig 2.2 déformation $\epsilon \times 10^4$

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

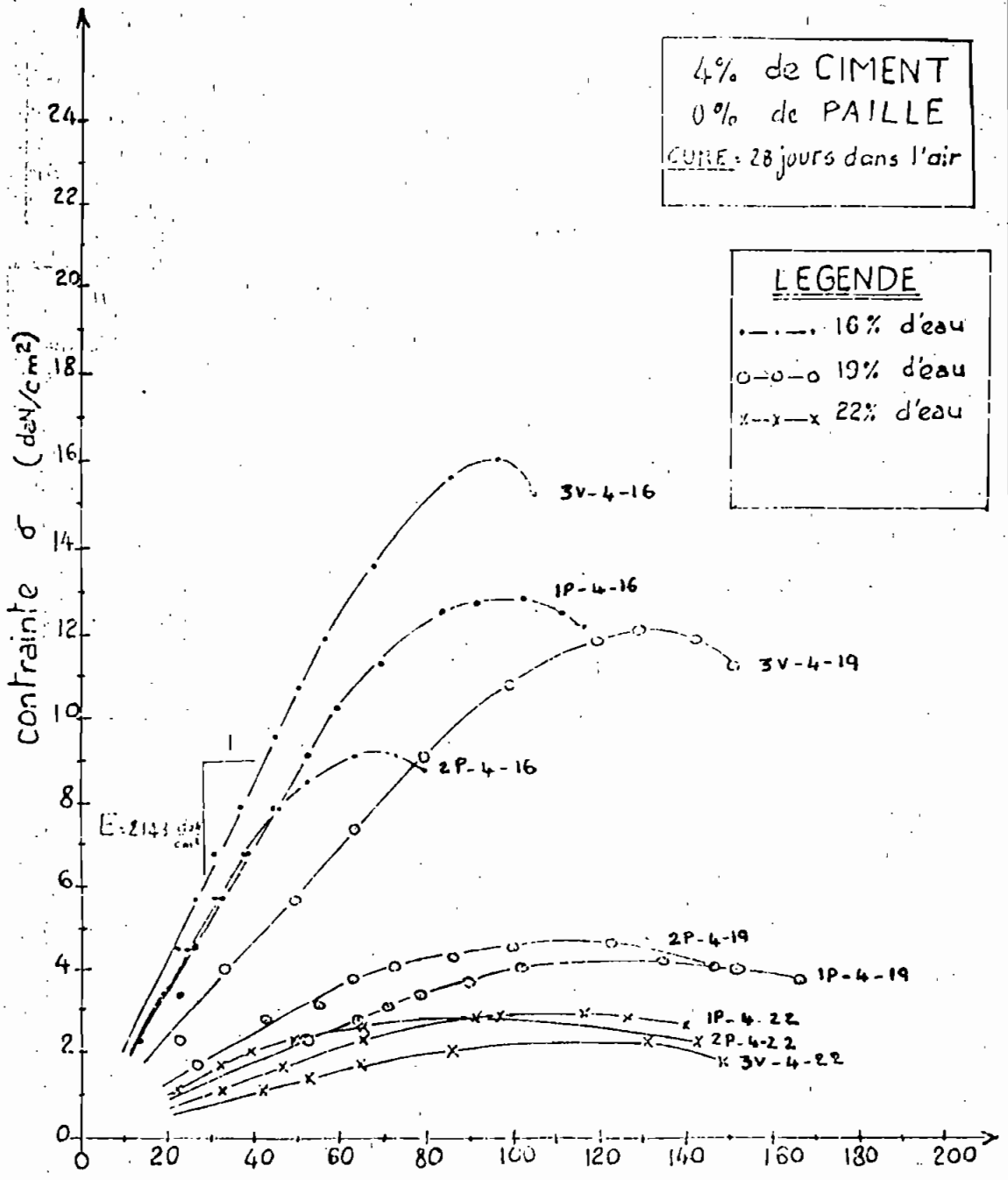


fig 2.3 déformation ($\epsilon \times 10^4$)

Courbes contrainte-déformation

Influence de la teneur en eau et du compactage

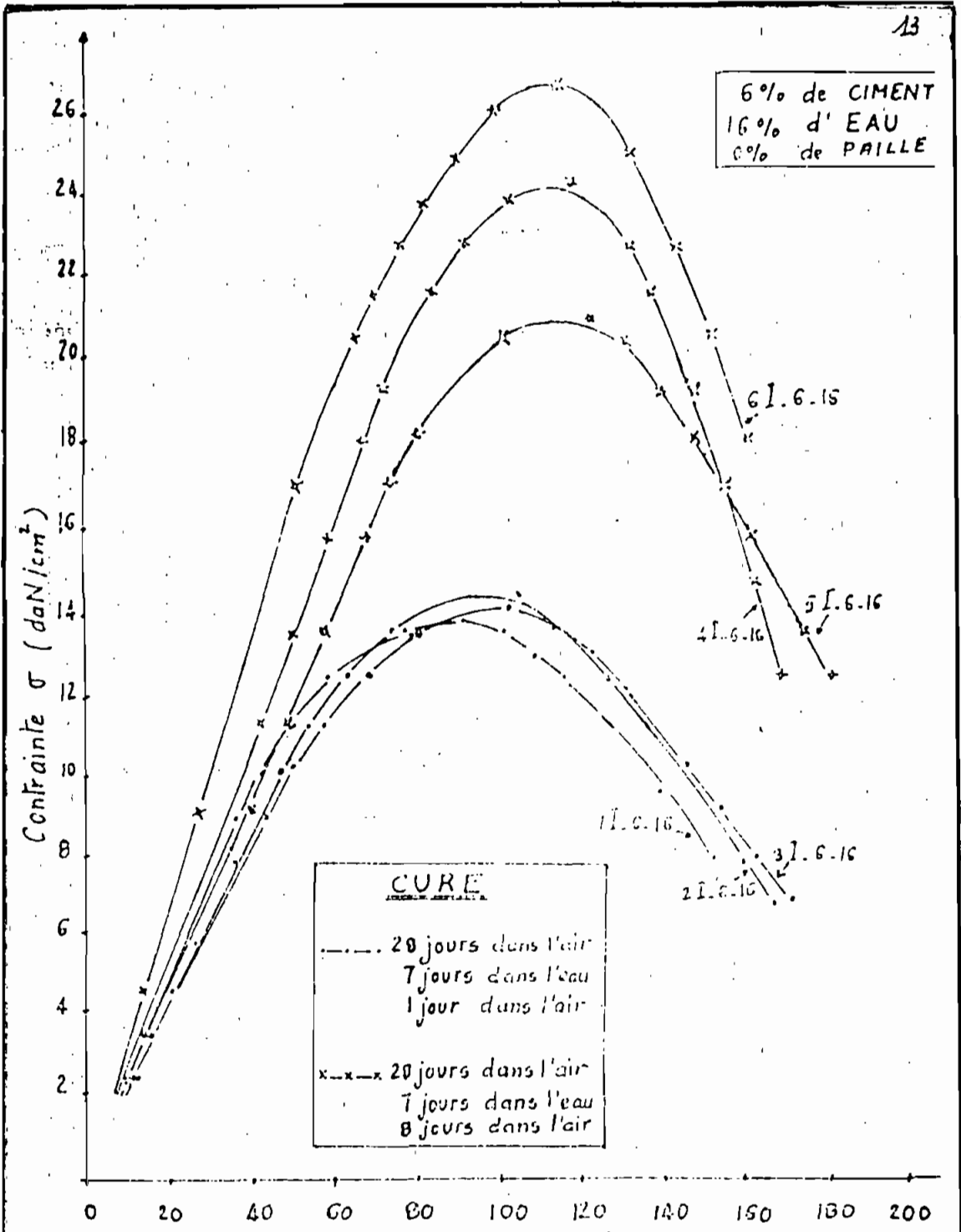


FIG 2.4

Déformation $\epsilon \times 10^4$

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

Chapitre 3 : Essais Geotechniques

3.1 : Densité optimale

Les travaux effectués par divers chercheurs ont montré qu'il existe une relation très nette entre la densité à sec d'un matériau et sa résistance mécanique. Partant de ce principe nous avons cherché à déterminer le pourcentage de sable qu'on peut ajouter à la latérite pour obtenir un mélange de densité optimale, afin d'améliorer la résistance mécanique de notre Geobéton. Cette opération bien que n'étant pas d'un intérêt pratique, permet néanmoins d'explorer davantage l'influence de la granulométrie et des paramètres qui s'y rattachent. Pour déterminer cette densité optimale et le pourcentage de sable qui s'y rapporte, on ajoute une certaine quantité de sable à de la latérite pure; ces deux matériaux sont brassés manuellement puis mis dans un moule, en trois couches compactés à 25 coups à l'aide d'un marteau Plover. On détermine ainsi le poids et la densité du mélange et cette procédure est répétée plusieurs fois en faisant varier le rapport sable-latérite ce qui nous permet d'obtenir une courbe de la densité versus pourcentage de sable (voir courbe de la figure 3.1 et le Tableau A1)

Pour la latente étudiée nous avons trouvé que la densité optimale était obtenue avec une teneur en sable de 50%; Mais il faut savoir que cette teneur en sable, bien que nous donnant la densité optimale, donne également une surface spécifique des particules devant être enrobés par la pâte beaucoup plus grande et va par conséquent nécessiter un dosage enciment plus élevé pour l'obtention d'une même résistance. C'est pourquoi notre choix a porté sur une teneur de 20% qui donne tout de même une densité proche de l'optimum. Malheureusement, la granulométrie, bien qu'améliorée, semble déficiente en certaines grosseurs de particules; cela étant dû principalement au sable ajouté qui est trop fin et mal étalé.

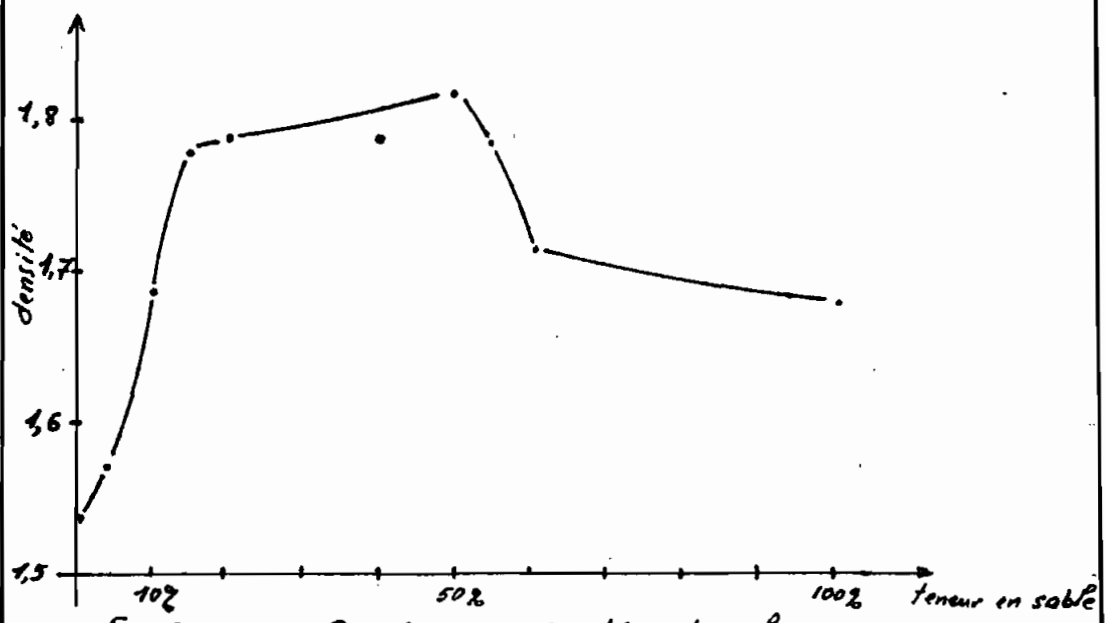


Fig.3.1 : Courbe de densité optimale

3.2 : Essais Géotechniques

Les essais géotechniques tiennent leur importance du fait même que les paramètres qu'ils nous permettent de déterminer ont une influence très grande sur les performances du géobéton. Ce sont les paramètres définissant la plasticité de la terre et les paramètres géotechniques et physiques tels que

- le diamètre moyen d_{50}
- le diamètre efficace d_{10}
- les coefficients d'uniformité et de courbure
- l'indice de vides
- la limite de liquidité
- la limite de plasticité

3.2.1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de connaître la distribution des tailles des différents grains qui composent un sol. Les terres fines comme la argile sont extraites par des procédés mécaniques qui les remanient et les fragmentent et par conséquent les affaiblissent. Pour leur donner certaines caractéristiques quand on les utilise comme géobéton il s'avère souvent nécessaire de les compacter. On sait également que les granulés étroits n'offrent pas une forte compacité c'est pourquoi la détermination de la granulométrie du sol s'avère nécessaire pour la

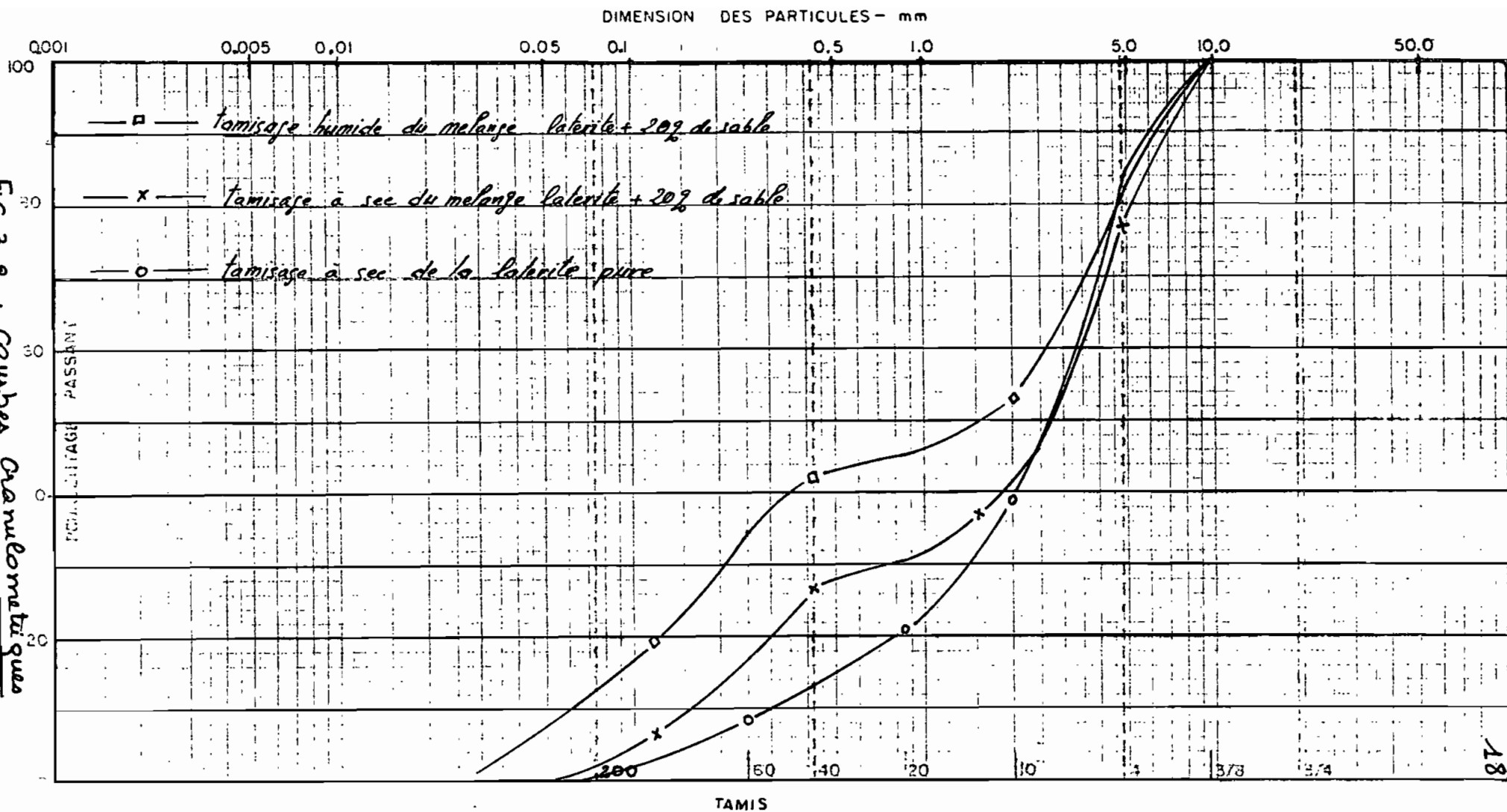
pour la prévision de son comportement face à la compression
et par conséquent au chargement (compression). L'analyse
de la granulométrie du sol permet de juger de la nécessité
d'apporter certains correctifs granulométriques.

Notons également qu'il existe une corrélation entre le
diamètre moyen des grains et la faculté de ces derniers
à s'éroder (Voir Références Bibliographiques 5 et 8

de la courbe granulométrique (fig 3.2) on constate qu'il
y'a 3% de particules passant le tamis 200 ($\phi < 0,08 \text{ mm}$)
or le laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics
(LBTP Côte d'Ivoire) recommande un pourcentage compris
entre 15 et 30% ceci pour éviter d'avoir des difficultés au
démoulage par manque de cohésion des particules et
également pour limiter la sensibilité à l'eau de nos
blocs de Geobéton. Pour satisfaire à cette exigence nous
avons essayé un tamisage humide après immersion
pendant vingt quatre heures (24) de notre échantillon, ce
pour constater à quel point nos particules se désagèrent
afin d'utiliser si possible ce système tout de la conception
de nos blocs de geobéton (Voir courbe à la Fig 3.2
à l'annexe A3
et le Tableau de mesures ~~à la figure~~ l'annexe)

Nous constatons à partir de ces courbes que nous
passons de 3 à 18% de particules fines, ce qui satisfait
aux exigences du LBTP

FIG 3.2 : Courbes granulométriques



PARTICULES FINES	FIN	MOYEN	GROS	FIN	GROS
	SABLE			GRAVIER	

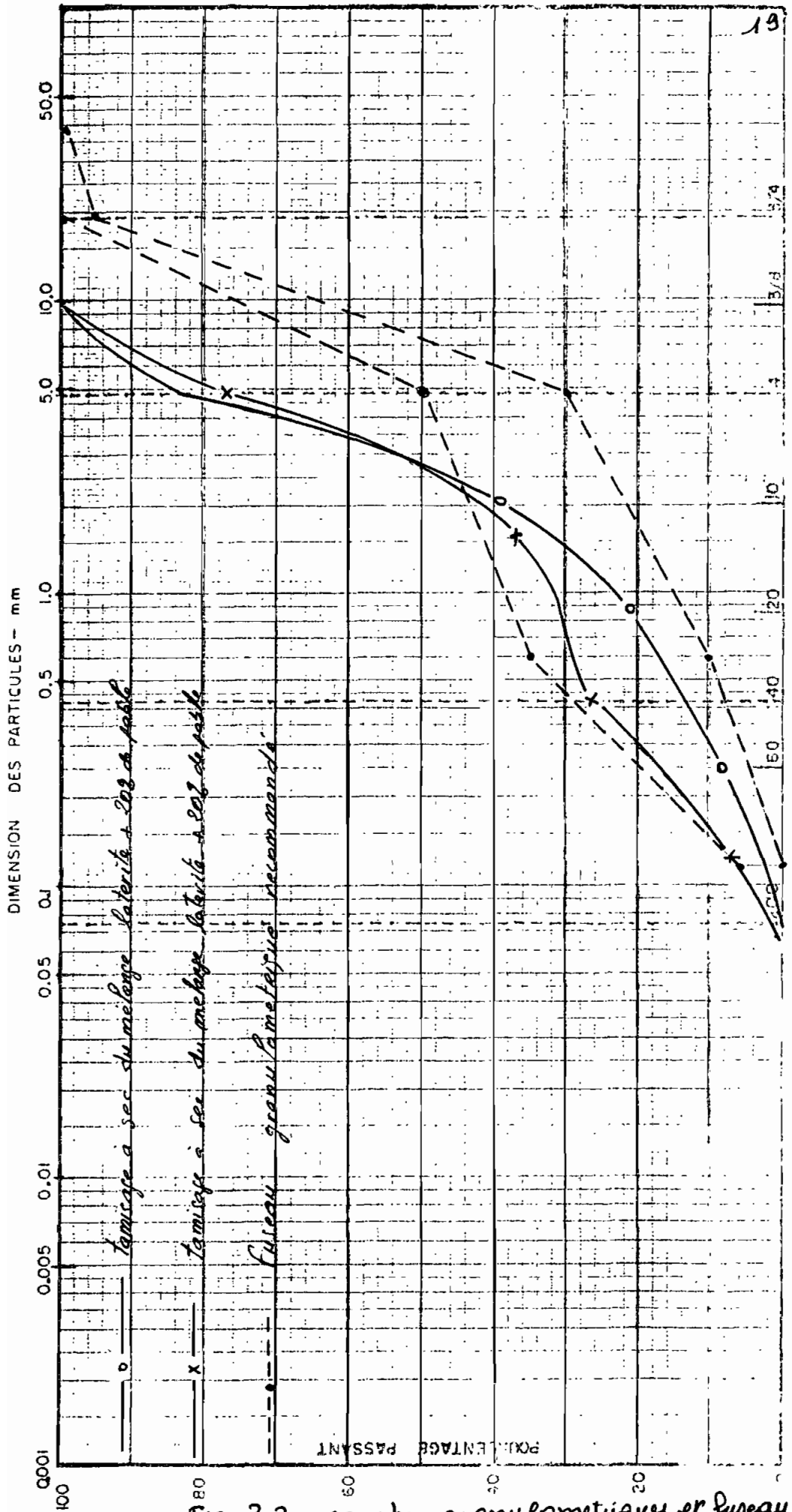


Fig 3.3 : coubes granulometiques et fuséau recommandé

3.2.2 Limites d'Atterberg

Si nous avons jugé utile de recon-
 duire les résultats obtenus dans la phase 3 du projet de
 l'E. P. T c'est qu'il existe une corrélation assez nette
 entre les limites d'Atterberg et la teneur en eau optimale.
 En effet il est établi que la teneur en eau optimale
 est toujours inférieure à l'indice de Plasticité.
 Par ailleurs la connaissance de l' I_p est très importante
 car elle permet de juger des caractéristiques du matériau,
 de la cohésion, du gonflement, du retrait, de la résistance
 à l'érosion, de la perméabilité et de son comportement
 face aux agents atmosphériques.

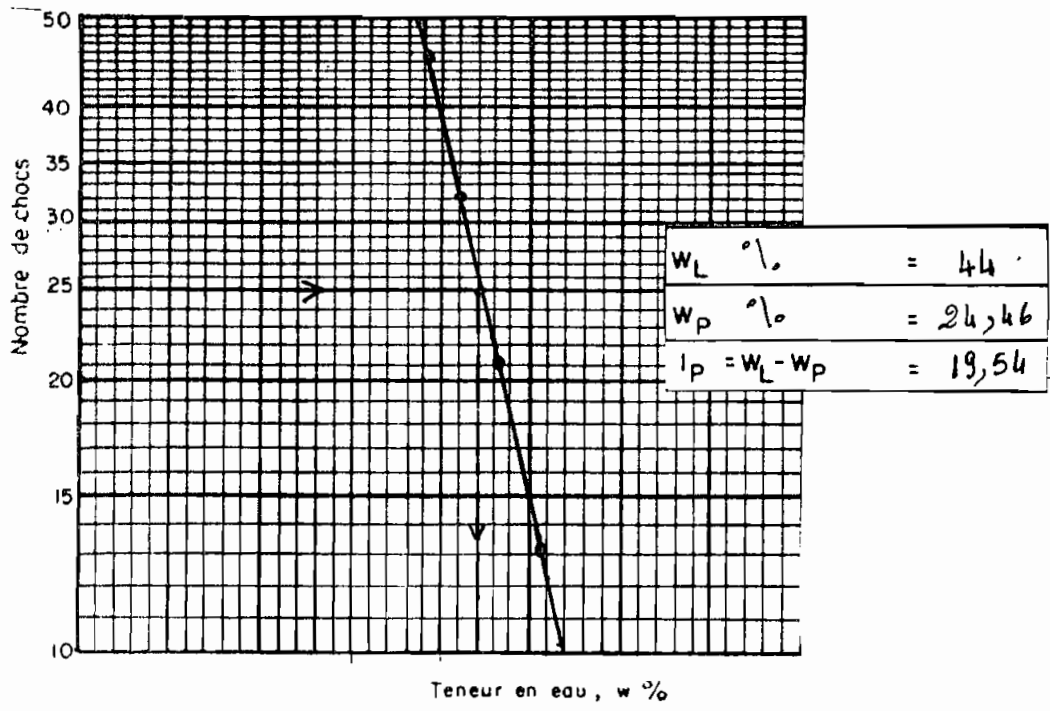


FIG 3.4 Limites d'Atterberg

3.2.3 Essai - Proctor

Comme souligné plus loin, il existe une corrélation très nette entre la densité sèche des blocs de géobéton, par conséquent leur compacité, et leur résistance mécanique. Pour améliorer la résistance mécanique de notre sol et sa sensibilité à l'eau il est nécessaire de compacter la latente de façon à obtenir une densité sèche optimale pour une énergie de compactage donnée. L'obtention de cette densité nécessite la connaissance de la teneur en eau optimale.

De la figure 3.5 nous tirons une teneur en eau optimale de 18,2% (Voir Tableau de mesures dans l'annexe A7)

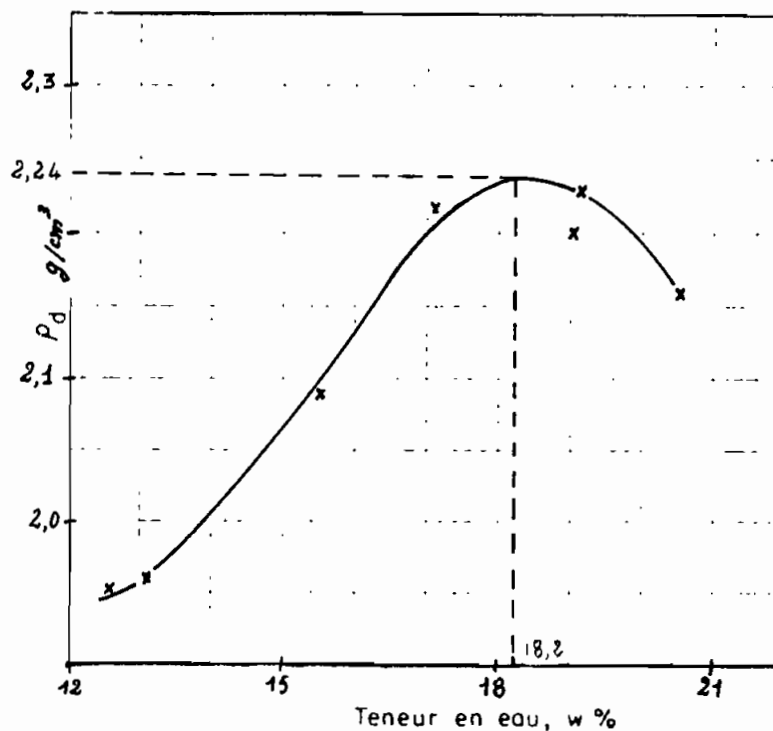


Fig 3.5 : Courbe d'essai Proctor

Chapitre 4. Methodologie de Travail

4.1 Melange

4.1.1 : Laterite

La laterite utilisée est la laterite brune de Chies; ses différentes caractéristiques géotechniques sont consignées dans l'annexe

4.1.2 Sable

C'est un sable de dune qui a été utilisé pour augmenter la densité du mélange. Le sable de dune est un sable très fin à granulométrie très étroite ce qui a pour double inconvénient d'augmenter la surface spécifique des particules et de ne pas permettre une diminution efficace du volume des vides; ces inconvénients ont une incidence sur la résistance mécanique car le gain de résistance que l'on est en droit d'attendre du rajout de sable est plus faible que le gain qu'on aurait obtenu en utilisant un sable de granulométrie plus élevée avec des grains plus gros

Son utilisation est due au fait que c'était le ^{seul} sable disponible au niveau du campus de l'EPT.

Sa proportion dans le mélange est de 20% de la terre sèche (Laterite + sable)

4.1.3: Ciment

L'addition de ciment a essentiellement pour but d'améliorer les caractéristiques mécaniques de notre géobéton et ^{de diminuer} la sensibilité de ce dernier à l'eau pour éviter sinon advenir le délitage, le gonflement et le retrait de nos blocs en présence d'eau. Le ciment utilisé est le CPA 325 qui est un ciment Portland de type normal disponible sur le marché. Notons que la résistance croît avec la teneur en ciment mais la nature des essais a conduit au choix de 6% du poids du mélange latérite-sable.

4.1.4: Eau de gachage

L'eau ajoutée au mélange latérite-sable-ciment doit satisfaire les exigences suivantes:

- Hydrater le ciment
- donner une compacité maximum
- permettre un enrobage adéquat des grosses particules par les fines
- permettre un démoulage relativement facile des blocs de géobéton

Toutes ces exigences peuvent être remplies en choisissant une teneur en eau égale à la teneur en eau optimale Proctor (18,2% _{pro nous}). Notons toutefois que les

Variations de la teneur en eau naturelle du sol ²⁴
occasionne de légères variations de la teneur en eau
des mélanges

4.2: Confection des cylindres Standards

(voir Tableau 4.1)

Nous avons utilisés des cylindres
métalliques de dimensions intérieures standards

- diamètre intérieur $d = 15 \text{ cm}$

- hauteur = 30 cm

Pour la confection des cylindres la procédure suivante
a été suivie

a) rajout d'une certaine quantité d'eau à
la latente pure 24 heures avant la confection des
cylindres en prenant soin de minimiser l'évapo-
ration

b) mélange sable-ciment

c) mélange sable-ciment-latente mouillée

d) rajout du surant de l'eau de gachage
puis malaxage

e) mettre le mélange dans les moules
et compacter en trois couches, 25 coups
à l'aide du marteau Proctor

f) compactation mécanique si nécessaire
jusqu'à la pression désirée (à l'aide
de la presse Hydraulique)

g) Pour la cure encapsonner les moules métalliques à l'aide d'un sac en plastique

h) séchage à l'air quarante jours après, pour les cylindres ayant bénéficié de la cure

N.B : Voir les proportions de mélange à l'annexe page 80

4.3 Confection des briques

a) mélanger la latéxite (ϕ max 5mm)

avec le sable et le ciment

b) ajouter l'eau jusqu'à la teneur en eau optimum

c) mettre le mélange dans le moule et vibrer en 3 couches (le mode de vibration est celui des maçons locaux : il consiste à laisser tomber d'une hauteur raisonnable le moule rempli de béton sur une base suffisamment rigide

d) démouler et laisser sécher à l'air

Les dimensions du moule utilisés sont

$$H = 200 \text{ mm}$$

$$L = 400 \text{ mm}$$

$$l = 150 \text{ mm}$$

TABLEAU 4.1 : Caractéristiques de fabrication des échantillons

	SÉRIE 1 Echantillons de 1 à 8	SÉRIE 2 Echantillons de 9 à 14	SÉRIE 3 Echantillons de 15 à 20	SÉRIE 4 Echantillons de 21 à 24
dosage	- laterite 75 kg - sable 15 kg - ciment 5,4 kg - eau 12,6 l	- laterite 60 kg - sable 12 kg - ciment 4,32 kg - eau 13 l	- laterite 75 kg - ciment 4,5 kg - eau 8,155 l	20% sable 8% de ciment
Cylindres standards	Tous les échantillons sont fabriqués à l'aide des cylindres standards utilisés en béton. soit hauteur = 30 cm et diamètre = 15 cm			
Pilonnage manuel	Les cylindres sont remplis avec trois couches de matériaux pilonnés avec 25 coups. L'appareil de pilonnage est le marteau utilisé pour le Proctor normal			
Compactage mécanique	Certains échantillons ont été compactés à l'aide d'une presse hydraulique : Tinius OLSEN SUPER 1 ^{er} PT Willow Grove P.A. USA de capacité maximum 1.600 KN Les échantillons 1, 2, 9, 10, 15, 16, 21, 22, 23, 24 n'ont pas été compactés Les échantillons 5, 7, 6, 8, 12, 14, 17, 18 ont été compactés à une pression de 2,5 MPa Les échantillons 3, 4, 11, 13, 19, 20 ont été compactés à une pression de 3,0 MPa			
teneur en air	La teneur en air du mélange de la 1 ^{ère} série est de 4,8%			
cure	tous les échantillons ont été maintenus dans les coffrages pendant 21 jours sauf les 12 et 14 (3 jours) et les 21, 22, 23, 24 (16 jours)			

4.4 Essais réalisés sur les cylindres et sur les briques

On peut estimer la qualité d'une terre stabilisée selon plusieurs critères. Nous avons limité notre étude à trois critères :

- La résistance à la compression simple du Geobéton sec
- La résistance à la compression simple du Geobéton ayant subi une immersion d'une durée de 7 jours
- La résistance à l'érosion

Ces deux critères nous permettent aussi de percevoir les autres critères (gonflement, retrait etc...) à cause de l'étroite corrélation qui existe entre eux. Ces essais nous ont permis d'étudier

- l'influence du sable
- l'influence de la densité
- l'influence de la cure
- l'influence de l'immersion
- le comportement face à certains agents climatiques (pluie) : l'érosion

4.4.1: Essai de compression sur échantillons secs

Les cylindres ont été testés à l'aide d'une presse hydraulique (TIMUS. OLSEN) après un séchage de 35 jours pour

certaines cylindres et 40 jours pour d'autres
Les charges et les déformations correspondantes
sont relevés simultanément

Nous précisons également que les cylindres n'ont pas
été capés au soufre.

Les suiques ont également été testés sous la presse
hydraulique (sur la face 40cm x 15cm) - elles n'ont
pas été capés au soufre

4.4.2 Essai de compression sur échantillons ayant subi une immersion de 7 jours

Les cylindres standards ont été immergés pendant
7 jours après avoir été mûris pendant 35 jours
Ils ont été testés immédiatement au sortir de
l'eau

4.4.3 Essai d'érosion

Cet essai est effectué pour simuler l'effet de la
pluie sur les suiques en terre stabilisée

On projette un jet de 7,43 m/sec de vitesse sur
un trou préalablement aménagé sur la suique
La durée de l'anosage est de 33 heures

(Voir annexe Phase 3 pour la procédure de détermination
de la vitesse et de la durée)

Chapitre 5. Résultats-Analyse

5.1 Résultats

5.1.1: Essais sur cylindre

Voici les tableaux 5.1
5.2
5.3

5.1.2 Essais sur briques

Voici les tableaux: 5.4
5.5

TABLEAU 5-1 : Caracteristiques des échantillons

N°	Composition des échantillons			Effets de la pression de compact.		densité des échant. à 0 jour		densité des échantillons avant le test			Résistance à la compression des échantillons (MPa)	Observations
	% de ciment	% de sable	teneur en Eau	Pression (MPa)	diminution de longueur (cm)	Poids (Kg)	densité	Poids avant test ou immersion	Poids après immersion	densité résultante		
1	6	20	18,97	0	0	11,60	2,188	10,417	—	1,960	1,029	
2	"	"	"	0	0	11,40	2,151	10,151	—	1,910	0,905	
3	"	"	"	3,0	1,80	11,20	2,248	10,157	—	2,038	1,811	
4	"	"	"	3,0	1,65	11,15	2,226	10,075	—	2,011	1,698	
5	"	"	"	1,5	0,97	11,15	2,173	10,005	—	1,950	1,290	
6	"	"	"	1,5	0,97	11,15	2,174	10,030	—	1,955	1,188	
7	"	"	"	1,5	1,20	10,85	2,132	9,770	11,085	2,178	0,577	
8	"	"	"	1,5	1,00	10,90	2,127	9,780	11,050	2,156	0,521	
9	"	"	17,96	0	0	11,30	2,132	10,158	11,540	2,177	0,532	
10	"	"	"	0	0	10,90	2,056	9,830	11,200	2,113	0,453	

* L'immersion a duré 7 jours

TABLEAU 5-2 : Caractéristiques des Echantillons

N°	Composition des échantillons			EFFETS de la pression de comp.		densité des échant. à 0 jour		densité des échantillons avant le test			Résistance à la compression des échantillons (MPa)	Observations
	% de ciment	% de sable	teneur en eau	Pression (MPa)	diminution de longueur (cm)	Poids (Kg)	densité	Poids avant test ou immersion	Poids après immersion	densité résultante		
11	6	20	17,96	3,0	3,90	10,60	2,214	9,711	10,900	2,276	0,736	
12	"	"	"	1,5	2,56	10,55	2,176	9,465	-	1,952	1,120	
13	"	"	"	3,0	3,50	10,50	2,262	9,575	10,745	2,295	0,702	
14	"	"	"	1,5	1,93	10,70	2,157	9,626	10,965	2,211	0,487	
15	"	0	17,20	0	0	10,55	1,990	9,460	-	1,785	0,532	
16	"	"	"	0	0	10,45	1,970	8,955	10,255	1,930	0,424	
17	"	"	"	1,5	1,00	10,20	1,991	9,185	-	1,792	0,566	
18	"	"	"	1,5	1,04	10,20	1,993	9,215	10,520	2,056	0,300	
19	"	"	"	3,0	2,62	9,90	2,046	9,375	-	1,938	0,419	
20	"	"	"	3,0	2,25	10,20	2,080	9,225	-	1,881	1,064	

* L'immersion a duré 7 jours

TABLEAU 5-3 : Caracteristiques des echantillons

N°	Composition des echantillons			Effets de la pression de compact.		densité des echant. à 0 jour		densité des echantillons avant le test			Resistance à la compression des echantillons (MPa)	Observations
	% de ciment	% de sable	teneur en Eau	Pression (MPa)	diminution de longueur (cm)	Poids (Kg)	densité	Poids avant test ou immersion	Poids après immersion	densité résultante		
21	6	20	21,2	0	0	10,3	1,943	9,520	-	1,796	0,549	
22	"	"	17,9	0	0	10,6	1,999	9,610	-	1,813	0,458	
23	"	"	17,4	0	0							
24	"	"	17,0	0	0							

* l'immersion a dure 7 jours

TABLEAU 5-4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des briques (15x20x40)

brique N°	Caractéristiques des briques			Densité des briques avant test		Résistance à la compression (MPa)	Observations
	% de ciment	% de sable	teneur en eau en %	Poids (en kg)	densité		
1	6	20	20,1	15,170	1,641	0,248	
2	"	"	19,7	15,330	1,657	0,463	
3	"	"	"	15,293	1,656	0,479	
4	"	"	18,5			--	
5	"	"	"	15,660	1,691	0,862	
6	"	"	17,0	-	-	-	brisé au milieu mélange à la bétonnière
7	"	"	"				mélange à la bétonnière
8	"	"	"	13,385	1,449	0,256	mélange à la bétonnière
9	"	"	"	-	-	-	brisé au milieu mélange à la bétonnière

TABLEAU 5-5 : tableau recapitulatif des caracteristiques des briques (15x20x100)

brique No	Caracteristiques des briques			Densité des briques avant test		Resistance à la compression (MPa)	Observations
	% de ciment	% de sable	teneur en eau en %	Poids (en kg)	densité		
10	6	20	17,0	14,397	1,557	0,295	melange à la betonniece
11	"	"	14,2	14,665	1,586	0,636	
12	"	"	19,4	-	-	-	Parois brisees
13	"	"	"	15,714	1,699	0,489	
14	"	"	17,9	15,400	1,665	0,600	
15	"	"	"	14,155	1,531	0,190	
16	"	"	17,4	19,600	1,633	0,664	brique pleine
17	"	"	21,2	21,038	1,753	0,534	brique pleine
18	"	"	"	14,711	1,591	0,332	

5.2 Analyse

35

5.2.1. Influence du sable

Nous notons à partir des courbes de la figure 5.1 une augmentation très nette de résistance des échantillons ayant subi une correction granulométrique par rajout de sable. Le rajout de sable a permis de doubler la valeur de la résistance.

Ceci peut s'expliquer par le fait que la présence de sable, en étalant la granulométrie, (le coefficient d'uniformité passe de 10 à 20), augmente la densité sèche.

Le rajout de sable permet également d'augmenter la rigidité des cylindres; le module de Young augmente de 100% (le module de Young est donc en moyenne double).

On remarque également que la présence du sable atténue la sensibilité à l'eau (voir ~~fig~~ ^{Tableau 5.1} _{5.2}) et améliore la texture externe des cylindres.

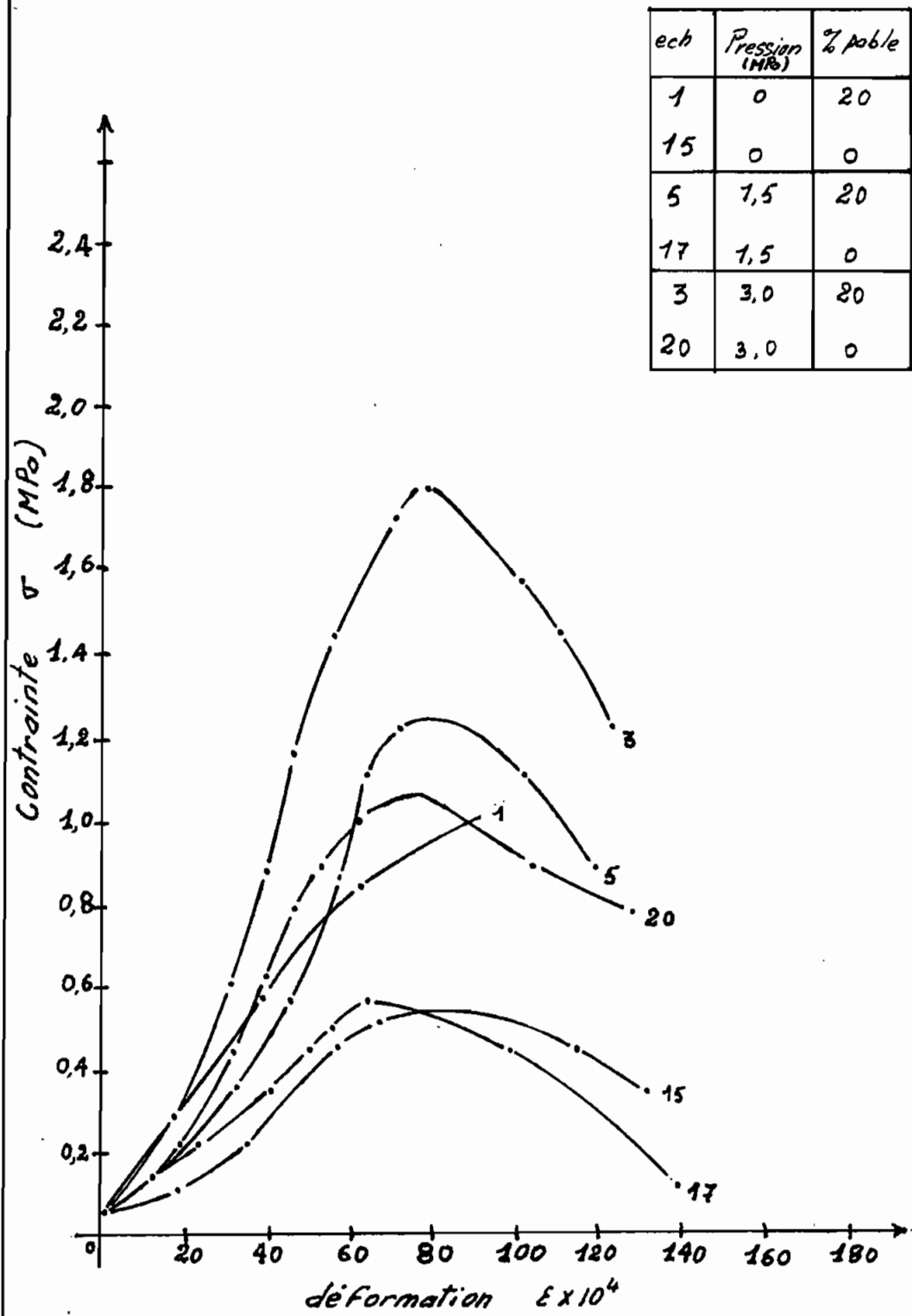


Fig.5.1 : Courbes Contrainte-déformation
Influence du sable
 (cylindres standards)

5.2.2 Influence de la pression de compaction

L'analyse des courbes des figures 5.2, 5.3^{5.4} permet de constater que l'augmentation de la pression de compaction entraîne

- l'augmentation de la résistance en compression simple des cylindres ; ce qui peut s'expliquer par le fait qu'elle permet d'obtenir des densités plus grandes ; par exemple la résistance est doublée si la pression de compaction passe de 0 à 3 MPa
- l'augmentation de la résistance en compression simple des cylindres ayant subi une immersion bien que cette augmentation est moins sensible (voir fig 5.4)

Nous notons également d'après les études faites par le Cratère que le mode de compactage influe beaucoup sur la résistance en compression simple des cylindres (voir fig 5.8)

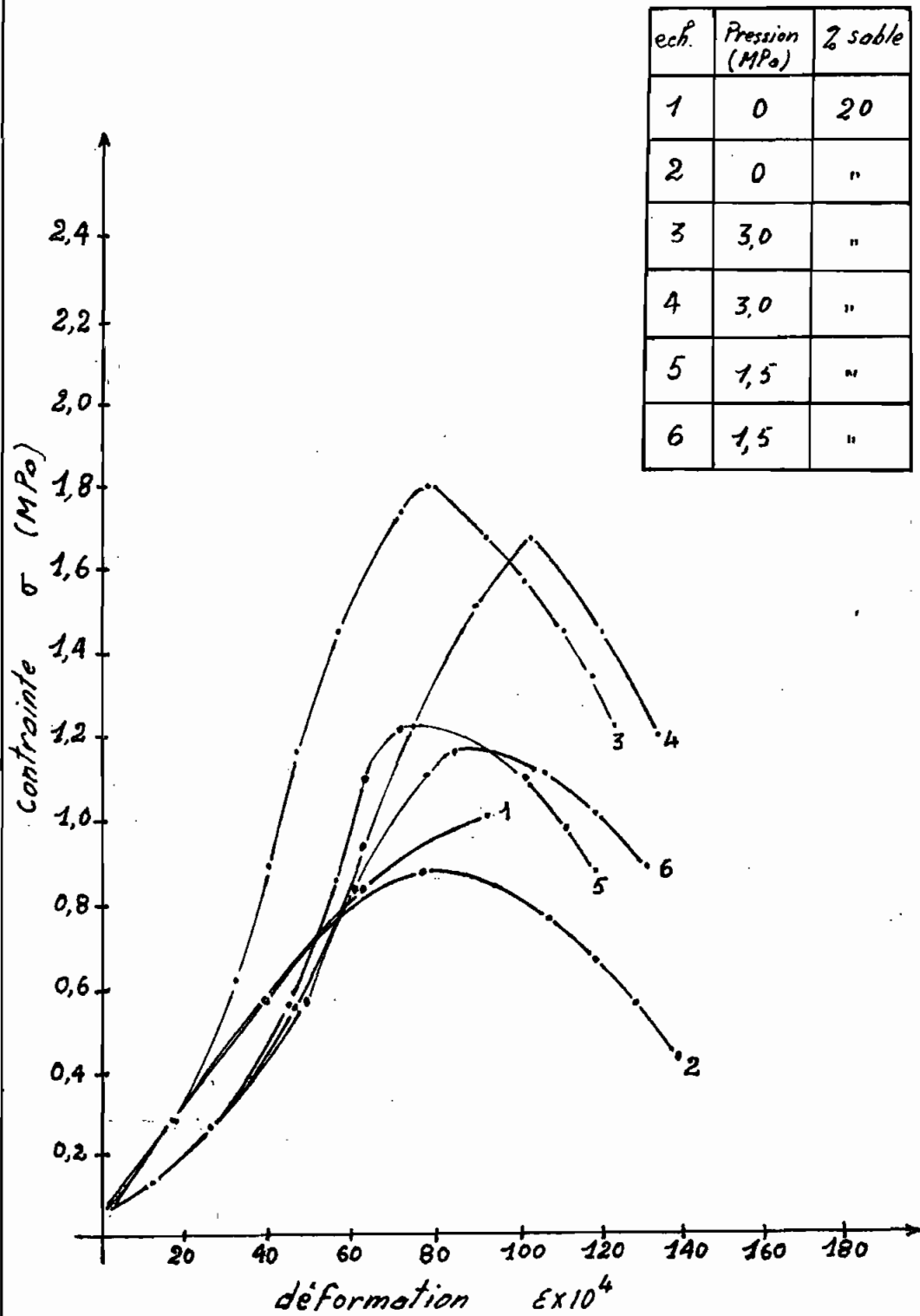


Fig. 5.2 : Gourbes Contrainte - déformation
Influence de la pression de compactage
 (cylindres standards)

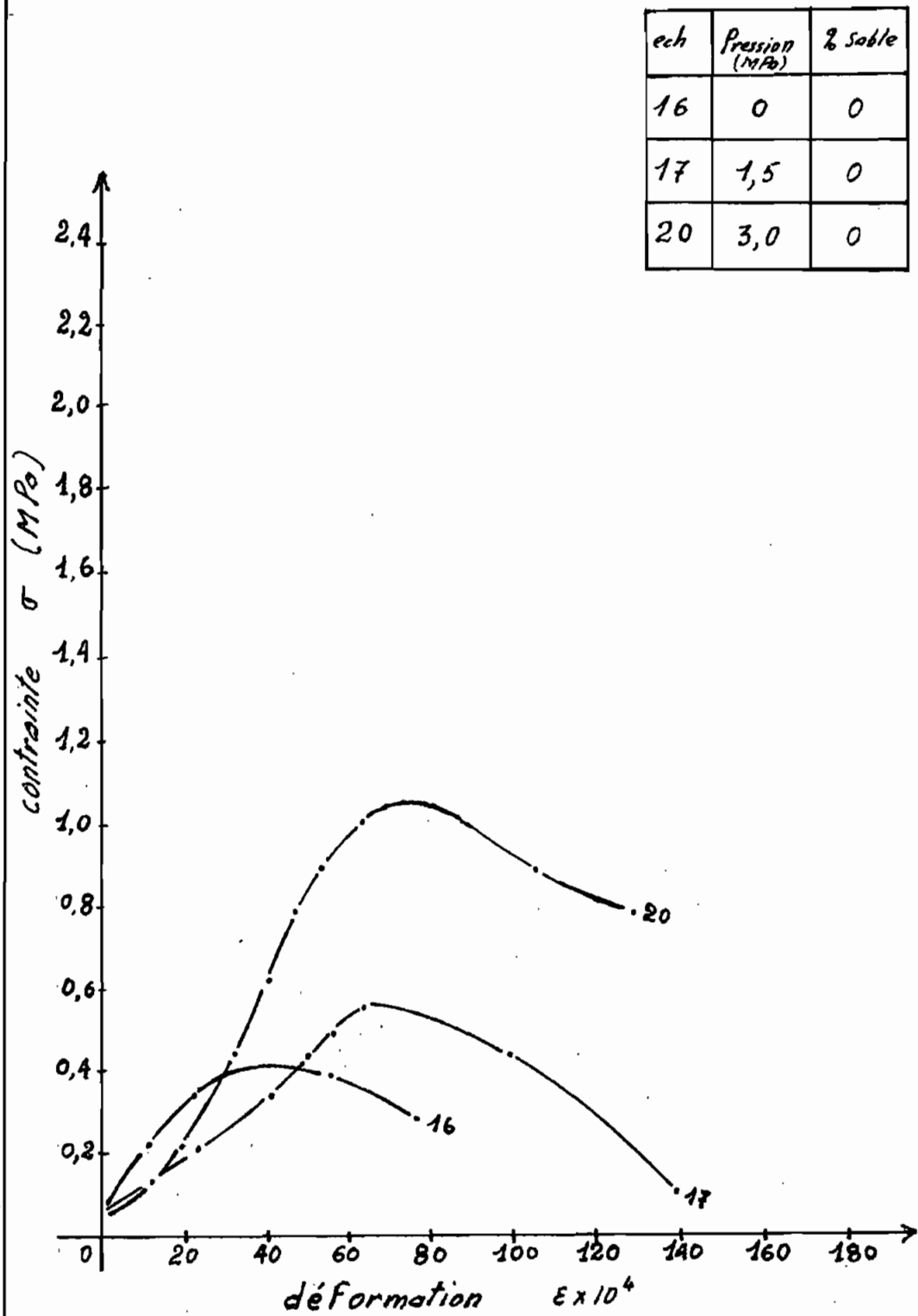


Fig. 5-3 : Courbes Contrainte - déformation

Influence de la pression de compactage

(cylindres standards)

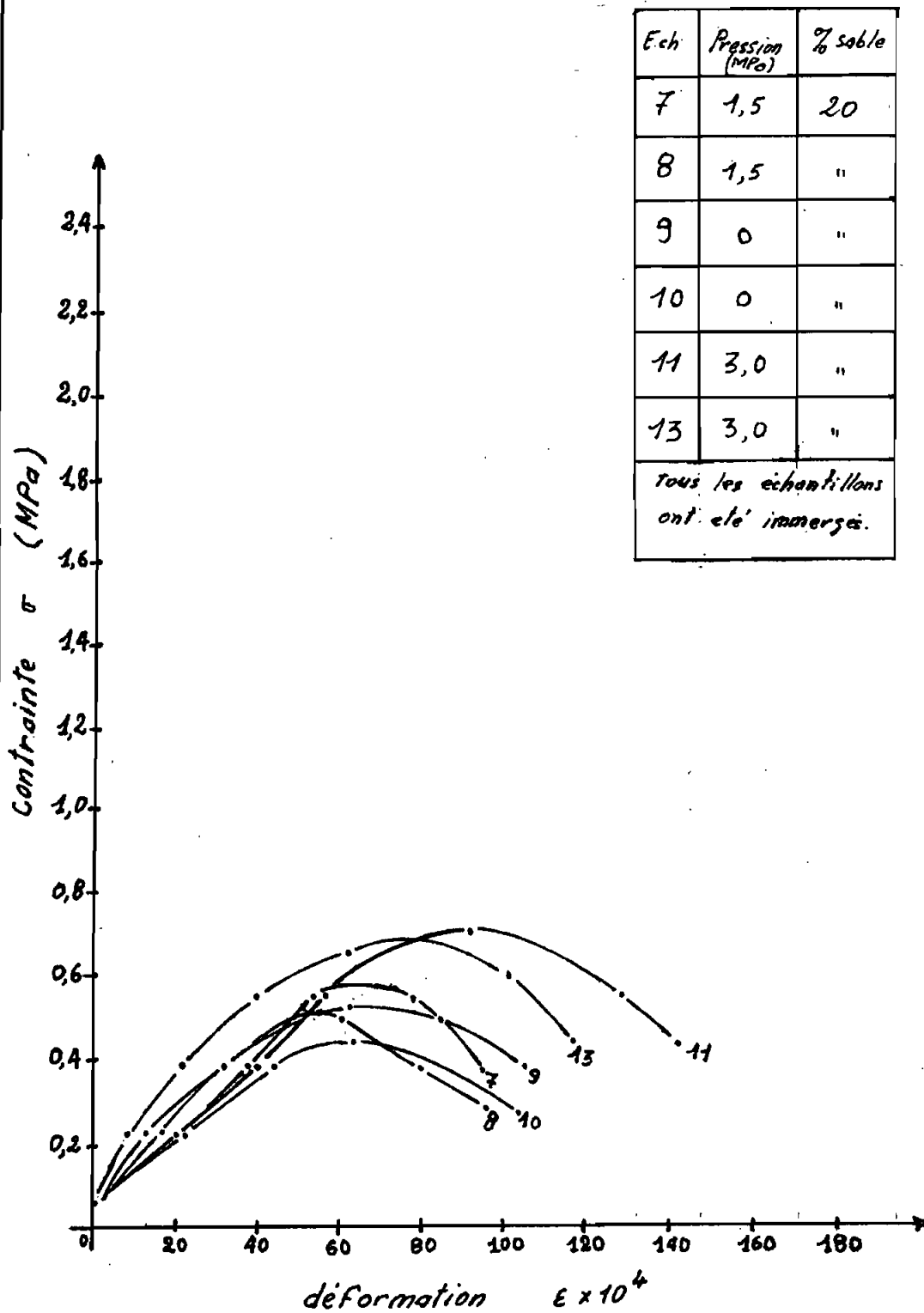


Fig. 5.4 : Courbes contrainte - déformation
Influence de la pression de compactage
 (Cylindres standards)

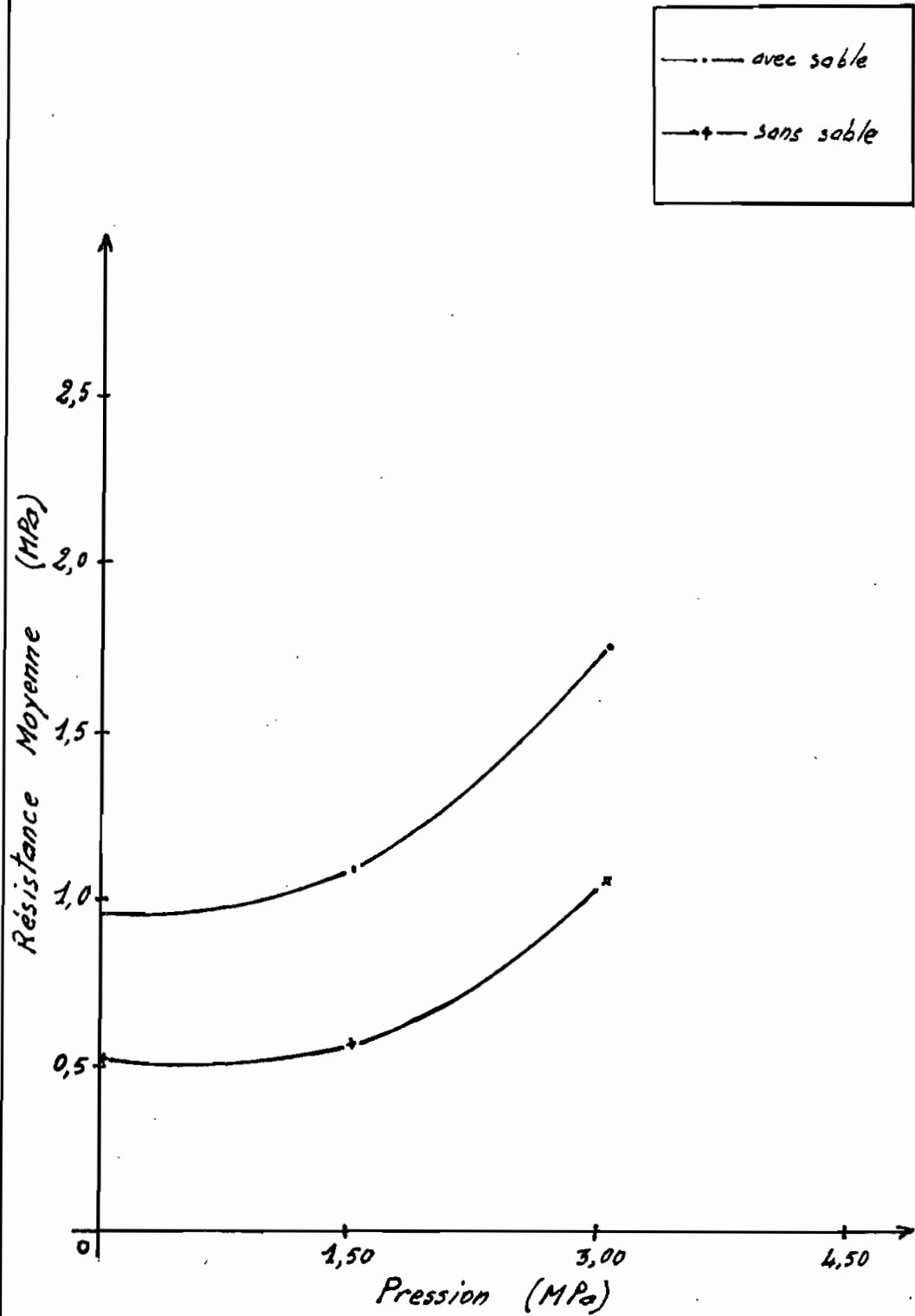


Fig. 5-5 : Courbe Resistance - Pression
Influence du sable et de la pression
(cylindres standards)

5.2.3 Influence de l'immersion

42

L'immersion des échantillons cause une baisse très sensible de la résistance à la compression simple des cylindres. Cette baisse qui est de l'ordre de 50% peut s'expliquer par le fait que

- l'eau diminue la cohésion entre les particules; en effet les particules fines en perdant leur cohésion atteignent les liaisons mécaniques entre particules
- Une raison, moins nette néanmoins, est que la présence d'eau dans les pores de l'échantillon entraîne des pressions interstitielles qui peuvent être importantes si l'indice de vides est assez élevé

Voir fig 5-6

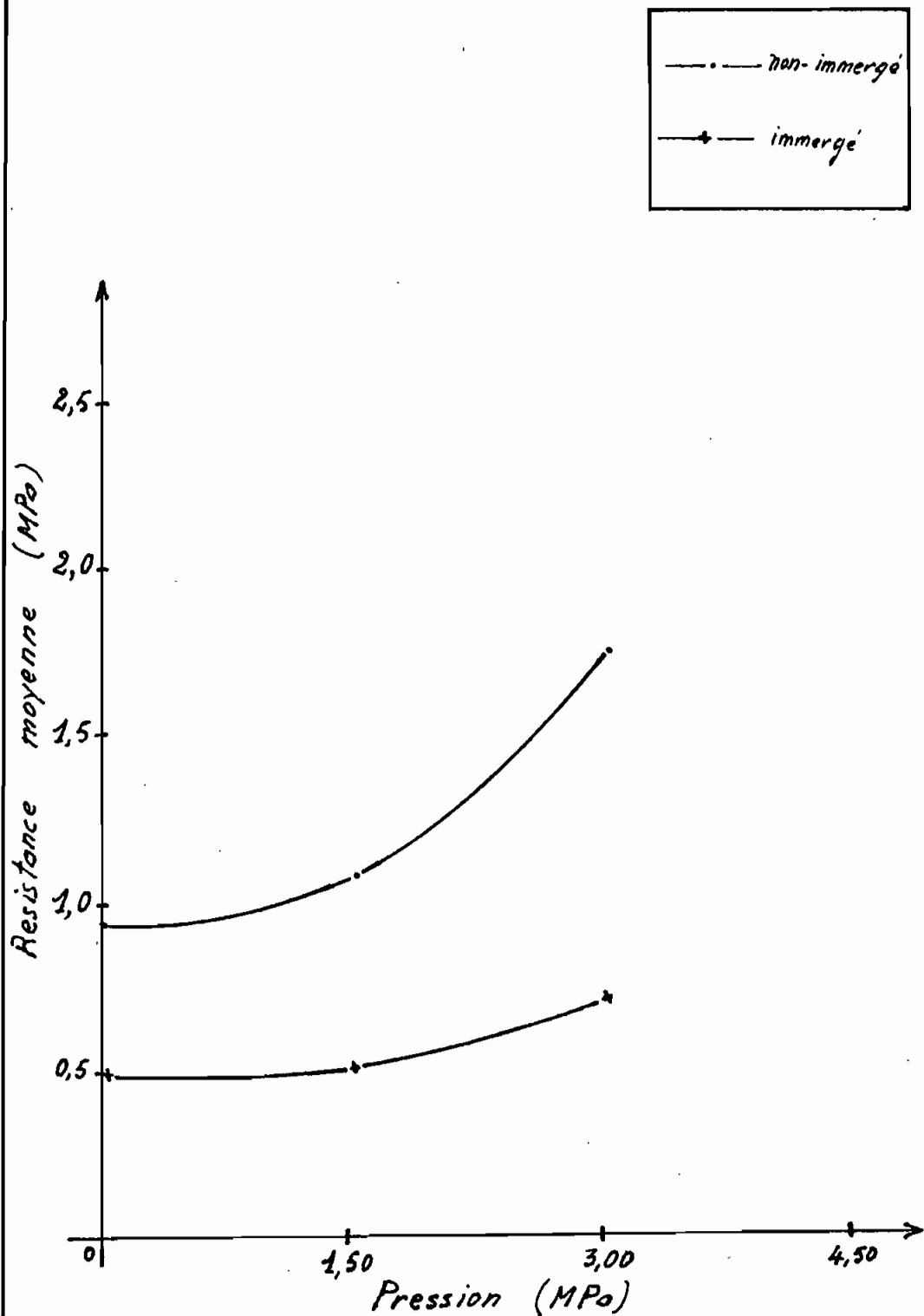


Fig. 6.6 : Courbes Resistance - Pression

Influence de l'immersion et de la pression

(cylindres standards)

5.2.4 Influence de la cure

44

Selon les quatre essais comparés (fig 5.7) il apparaît que le gain de résistance pour les échantillons ayant reçu une cure de jours n'est pas important le gain est d'environ 7%. Le faible gain peut être expliqué par le fait que le but essentiel de la cure est de permettre une hydratation complète du ciment et la teneur en eau du béton frais exprimé selon le rapport eau/ciment de la technologie du béton dépasse largement les normes (on obtient 2,67) et apparaît sous cet aspect inadéquat mais néanmoins il faut savoir que les échantillons qui n'ont pas reçu de cure ont été séchés à l'ombre.

Des études menées dans la phase 1 du projet ont montré que par rapport aux échantillons séchés au soleil, on obtient un gain de résistance de 27% pour les échantillons séchés à l'ombre.

En conclusion, pour cette partie, nous pouvons dire que la cure est importante car elle permet de minimiser les fissures de retrait et permet d'obtenir des gains relativement importants de résistance.

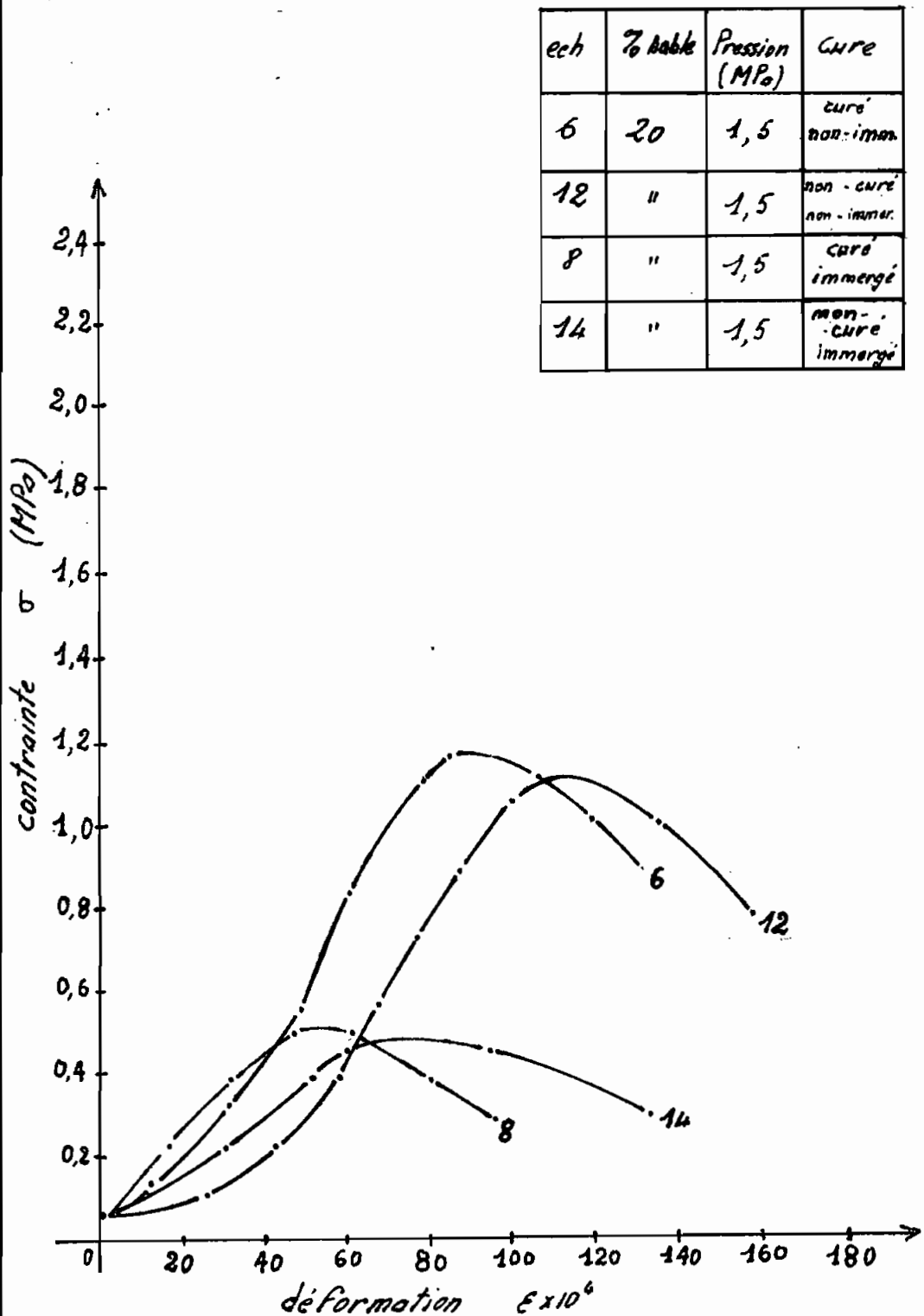


Fig. 5.7 : Courbes Contraintes - déformation
Influence de la cure
 (cylindres standards)

5.2.5 Influence de la densité

La figure (5.9) montre très nettement l'influence de la densité sur la résistance en compression simple des cylindres ; en effet cette dernière est d'autant plus élevée que le matériau est dense. Ces résultats sont confirmés par divers auteurs (Ex : Le Cratere)

Les paramètres contrôlant la densité doivent donc être bien contrôlés ; ces paramètres sont :

- l'énergie de compactage
- l'eau de gachage
- le mode de compactage (voir fig 5.8)
- la granulométrie du sol.

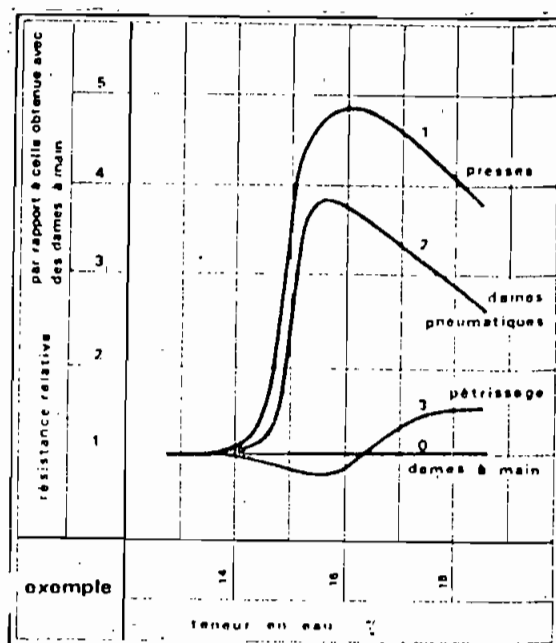


Fig. 5.8 Influence du mode de compactage

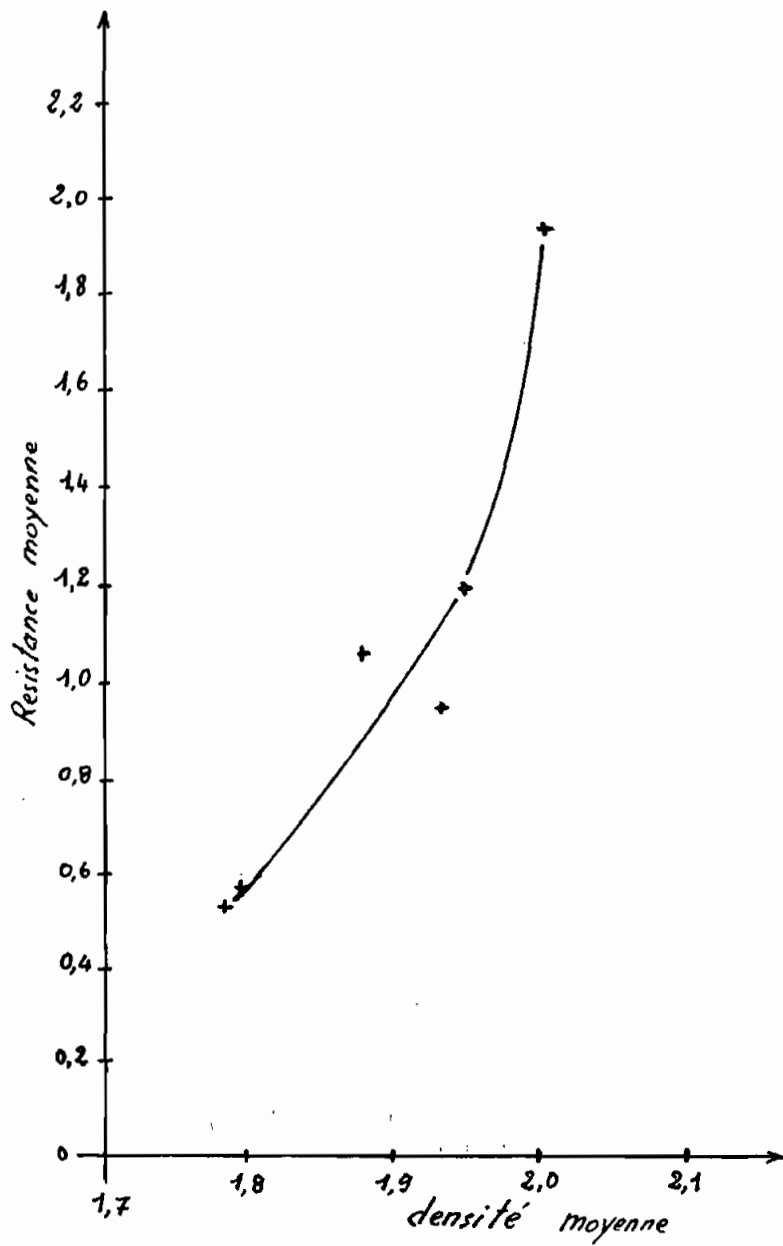


Fig 5-9 : Courbe Resistance - Densité

Influence de la densité

(cylindres standards)

TABLEAU 5-6 : Influence de la densité sèche

(tiré du rapport de la phase 3)

DESIGNATION	DENSITÉ SÈCHE à 28 jours 8d (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	1,82	9,1
3V - 4 - 19	1,89	12,1
2P - 4 - 19	1,85	4,6
1P - 4 - 19	1,85	4,8
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	1,88	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

↳ eau
↳ ciment

* V = Vibui

* P = Bilonni

5.2.6 : Essai d'érosion

Nous avons effectué cet essai pour simuler l'effet de la précipitation sur la suique.
La pression est de 27,60 KN (Vitesse 7,43 m/s)
La durée est de 33 heures

Un trou de 1cm a été aménagé sur la suique avant l'application du jet. Après le test nous avons constaté une augmentation du trou de 1mm. Si nous considérons également que nos cylindres s'étaient bien comportés durant l'immersion (aucun phénomène de délitage n'a été constaté) nous pouvons dire que la latente stabilisée face à l'aérosage et d'une manière générale face à l'eau (en ce qui concerne l'érosion)

5.2.7 : Analyse des résultats obtenus

Sur les suiques

(Voir chapitre 6)

Chapitre 6 : Application Pratique

6.1 : Forme des briques

Les essais de laboratoire ont été réalisés essentiellement sur des cylindres standards, des briques creuses et des briques pleines de mélange ayant servi à la confection des briques est composé de la terre ^(particules < 5 mm) de 20% de sable (par rapport au poids de la terre) de 6% de ciment (par rapport au mélange terre+sable) La teneur en eau après mélange est d'environ 18,6%. Les difficultés rencontrées lors de la confection des briques et les résultats obtenus nous ont permis de citer les avantages et les inconvénients qui pèsent sur chaque forme de brique

6.1.1.1) briques creuses

La forme du moule qui a l'intérieur de la brique des volumes de vide qui représentent environ 23% du volume d'une brique pleine soit 2753 cm^3 ; la brique pleine ayant 12000 cm^3 de volume. Les dimensions des briques sont données sur la figure suivante

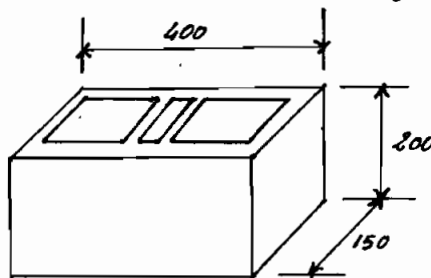


Fig 6.1.A : Forme de la brique creuse

Les inconvénients que présentent les briques creuses sont multiples :

- Le problème de démoulage, lié au coefficient de frottement élevé, entre les parois du moule et les faces de la brique, a pour conséquence que nous ayons utilisé des moules aux parois latérales légèrement évasées et lubrifiées.
- La difficulté d'effectuer un compartage comparable à celui des cylindres, s'est fait sentir au niveau de la densité des briques et par conséquent au niveau de la résistance mécanique obtenue.
- La manutention des briques s'est avérée délicate à cause de la faible épaisseur des parois (3,5 cm).

Toutefois les briques creuses présentent certains avantages

- L'économie de matériau réalisée grâce aux vides est très appréciable; ce qui rend la brique plus légère qu'une brique pleine de mêmes dimensions.
- Le moule de ce genre de briques est très disponible sur le marché.

6.1.2) Les briques pleines

Les briques pleines ont été confectionnées avec le moule utilisé pour les briques creuses en prenant toutefois soin de remplacer la partie centrale par une plaque. Les briques obtenues ont comme dimensions : $400 \times 150 \times 200$

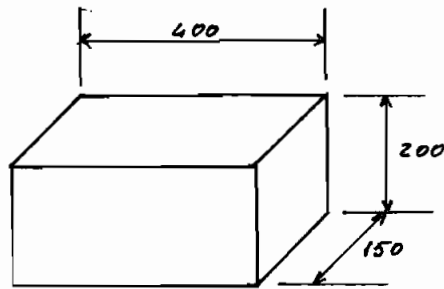


fig: 6.18 : brique pleine

Les avantages des briques pleines sont les suivantes

- elles sont plus performantes que les briques creuses. ce fait pouvant être expliqué par l'absence de parois minces
- la compaction est plus aisée
- la grosseur des agrégats est moins limitée que pour les briques creuses dont les parois sont minces
- elles sont plus faciles à démouler

Malgré nous avons relevé quelques inconvénients

- les briques pleines sont relativement lourdes et occasionnent un plus grand consommation de matériaux

58 6.1.3 Discussion sur la forme adéquate

En faisant le bilan des avantages et inconvénients des deux formes de briques on se rend compte que la brique pleine présente plus d'avantages que la brique creuse et moins d'inconvénients. Ces deductions sont confirmées par de nombreux essais effectués par l'UNESCO (DAKAR. Mars 1988). Selon cette étude un mur en parpaings pleins est plus résistant et coûte à peu près le même prix qu'un mur bâti avec des parpaings creux. Leurs expériences ont prouvé que les parpaings creux exigent plus de mortier et entraînent plus de perte.

Nous suggérons pour la construction l'utilisation de briques pleines de dimensions plus réduites que celles testées en laboratoire. On contourne ainsi les difficultés de manutention liées au poids excessif des briques. Les dimensions que nous proposons sont les suivantes : $285 \times 135 \times 85$

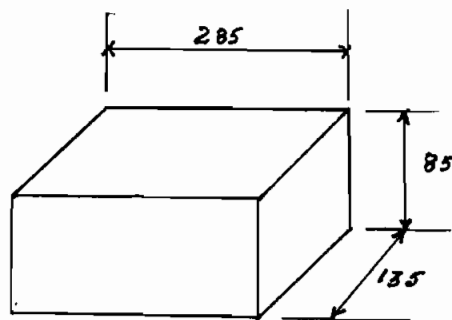


Fig 6.1.5 : dimensions de la brique proposée

Les briques ainsi dimensionnées peuvent être considérées comme des modules et permettent donc plusieurs arrangements

(voir fig 6.1.c)

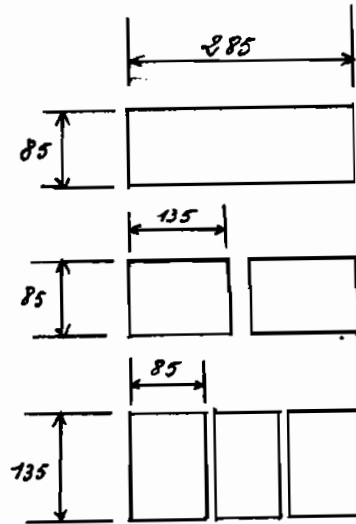


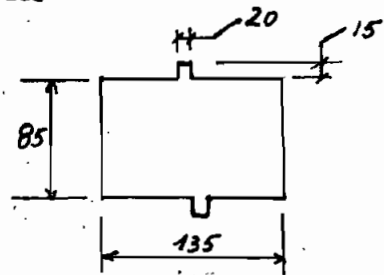
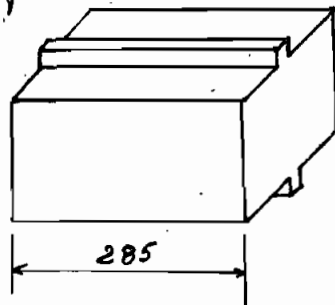
Fig 6.1.c : dimensions et arrangements possibles
des briques

Ces dimensions sont toutefois différentes de celles des briques du projet PNUD de Trics ($110 \times 137 \times 292$) et du projet BRED A UNESCO & BAKU ($70 \times 110 \times 240$). Celles conçues par le PNUD sont recouvertes sur les deux grandes faces d'un enduit très riche en ciment et les parapets de l'unesco qui à l'origine avaient une forme parallépipédique ont été transformés en une forme plus complexe mais mieux adaptée à la construction d'un coupole conique →

Pour les briques de fondations il serait tout de même plus sécuritaire de les enduire avec un mortier de ciment plus riche pour atténuer l'influence de l'immersion.

Étant donné que la toiture étudiée est une coupole on devra donc disposer les briques perpendiculairement au rayon de cette coupole, ce qui nous amène soit à trouver un système pour maintenir les briques en place jusqu'à ce que toutes les briques d'une rangée soient posées, ou alors concevoir une forme de briques qui empêcherait leur glissement vers l'intérieur de la coupole. Nous proposons les deux formes suivantes

1^{re} forme



2^e forme

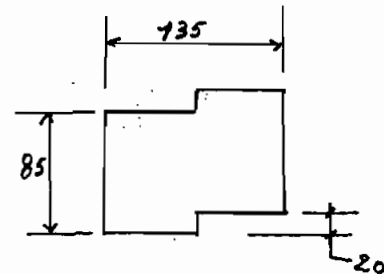
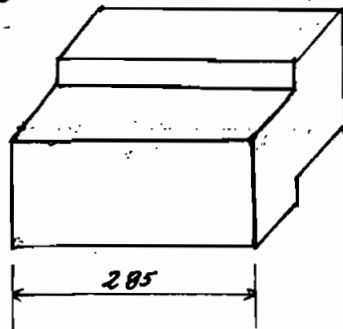


FIG: 6.1.0 Formes de briques proposées

6.2 : Utilisation de la brique pour

une coupole

6.2.1 Analyse structurale

Pour la détermination des efforts engendrés dans le dôme nous utilisons les formules qui ont été proposées dans la phase 3 du projet. Nous vous présentons un résumé des formules utilisées

a) Les efforts de membrane sont obtenus en utilisant les formules développées dans la théorie de la membrane soit

$$N'_\phi = -a\rho \frac{1}{1+\cos\phi} \quad (6-1)$$

$$N'_\theta = a\rho \left(\frac{1}{1+\cos\phi} - \cos\phi \right)$$

N'_ϕ = effort suivant le méridien
(unité de force / unité de longueur)

N'_θ = effort suivant le arc de parallèle
(mêmes unités que N'_ϕ)

a = rayon du dôme

ρ = Poids propre par unité de surface

b) Les déplacements dus aux efforts de membrane

$$\Delta_H = \frac{a^2 \rho}{Eh} \left(\frac{1+\nu}{1+\cos\phi} - \cos\phi \right) \sin\phi$$

$$\Delta\phi = \frac{q\lambda}{Eh} (2+\nu) \sin\phi \quad (6.2)^{57}$$

avec E : module de Young

h : épaisseur du dôme

ν : module de poisson

l'effort de ceinture peut être représenté par la superposition suivante

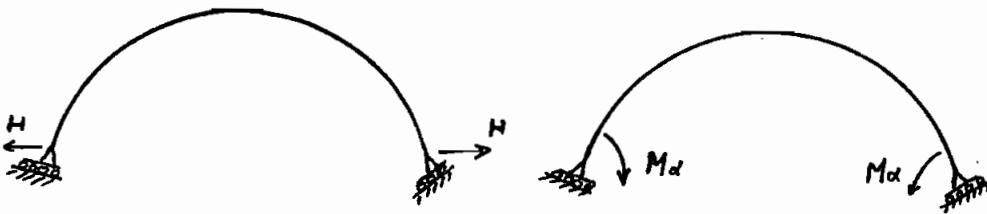


Fig 6.2

Les efforts résultant de cette approche qui considère la flexion incluent des déplacements donnés par les relations suivantes :

$$\text{Pour } M_d : \quad \Delta\alpha = \frac{4\lambda^3 M_d}{Ea h} \quad (5.3)$$

$$\Delta_H = \frac{2\lambda^2 \sin\alpha H}{E h}$$

$$\text{Pour } H : \quad \Delta\alpha = \frac{2\lambda^2 \sin\alpha H}{E h} \quad (5.4)$$

$$\Delta_H = \frac{2\alpha\lambda \sin^2\alpha H}{E h}$$

λ est défini par la relation

$$\lambda^4 = 3(1-\nu^2) \left(\frac{a}{b}\right)^2$$

et les angles ϕ , α , ψ sont représentés dans
les schémas suivants

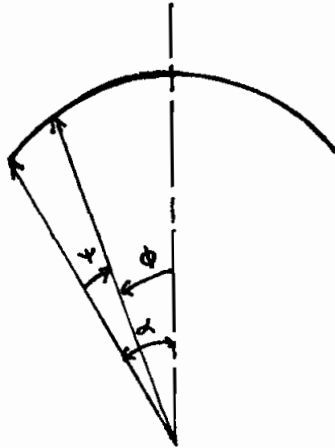


fig 6.3

c) Utilisation de la méthode des forces

sur le système suivant (fig 6.3)

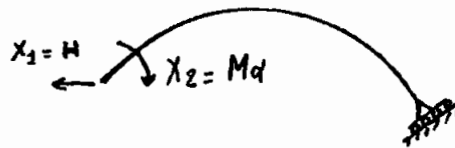


figure 6.3

on obtient la relation suivante

$$\{D_r\} = \{D_{xl}\} + [f] \{X\}$$

D_r = déplacement réel à l'endroit où X est appliqué

X = force redondante

f = déplacement dû à une force unitaire

D_{xl} = déplacement dû à la théorie de la membrane

6.2.2 Exemple de calcul

La densité moyenne des bûches pines est de 1,624
on a donc pour $h = 0,15 \text{ m}$ $P = 238,97 \text{ daN/m}^2$

Soit un rayon $a = 1,5 \text{ m}$

a) contraintes de membrane

les valeurs de N'_θ et N'_ϕ sont calculées à l'aide
de la relation 6.1. les contraintes σ_θ et σ_ϕ qui
en résultent sont compilées dans le tableau 6.2

b) corrections de compatibilité

La norme canadienne CAN 3 A 23.3 1177 nous
permet de prendre $\nu = 0$. les déplacements engendrés
par les efforts sont

$$\Delta_H = \frac{a^2 P}{E h} \left(\frac{1+\nu}{1+\cos\phi} - \cos\phi \right) \sin\phi$$

$$\phi = \alpha = 90^\circ$$

$$\Rightarrow \Delta_H = \frac{2,25 \times 238,97}{E \times 0,15} \left(\frac{1}{1} - 0 \right) = \frac{3584,55}{E}$$

$$\Delta\phi = \frac{a P}{E h} (2 + \nu) \sin\phi$$

$$\Delta\phi = \frac{1,5 \times 238,97}{E \times 0,15} (2 + 0) \cdot 1 = \frac{4773,4}{E}$$

on calcule les déplacements dus aux inconnues
 X_1 et X_2 lorsqu'elles ont des valeurs unitaires

f_{ij} = déplacement en i dû à j

f_{11} et f_{21} sont dus à l'inconnu $X_1 = H$ seront calculés à l'aide des relations (5.4) avec

$$H = 1$$

$$\lambda^4 = 3(1-\nu^2) \left(\frac{a}{R}\right)^2$$

$$\lambda = \sqrt[4]{3(1) \left(\frac{1,5}{0,15}\right)^2} = 4,162$$

$$f_{11} = \frac{2a\lambda a^2 \alpha H}{ER} = \frac{2 \times 1,5 \times 4,162 \times 1}{E \times 0,15} = \frac{83,44}{E}$$

$$f_{21} = \frac{2\lambda^2 a \alpha H}{ER} = \frac{2 \times (4,162)^2 \times 1}{E \times 0,15} = \frac{230,96}{E}$$

$$f_{22} = \frac{4\lambda^3 M a}{E a R} = \frac{4 \times (4,162)^3}{E \times 1,5 \times 0,15} = \frac{1281,69}{E}$$

$$f_{12} = \frac{2\lambda^2 a \alpha M a}{ER} = \frac{2 \times (4,162)^2 \times 1}{E \times 0,15} = \frac{230,96}{E}$$

Equations de compatibilité de déformations

$$\sum \Delta_H = 0 \rightarrow \Delta_H + X_2 f_{12} + X_1 f_{21} = 0$$

$$\sum \Delta_a = 0 \rightarrow \Delta_a + X_2 f_{22} + X_1 f_{12} = 0$$

Le système d'équation suivant est obtenu

$$\begin{cases} 230,92 X_2 + 83,24 X_1 = -3584,55 \\ 1281,69 X_2 + 230,96 X_1 = -4779,4 \end{cases}$$

La résolution de ce système donne

$$\left. \begin{array}{l} X_1 = -65,432 \frac{\text{daN}}{\text{m}} \\ X_2 = -8,062 \frac{\text{daN}}{\text{m}} \end{array} \right\}$$

Pour la détermination des valeurs de N_ϕ et N_θ
 le Tableau 6.4 (tiré de la référence 3 Bellington 7.65)

	$H \leftarrow \text{---} \rightarrow$	$\curvearrowright M_\alpha$
N_ϕ	$-\sqrt{2} \cot(\alpha - \psi) \sin \alpha e^{-\lambda \psi} \sin\left(\lambda \psi - \frac{\pi}{4}\right) H$	$-\frac{2\lambda}{a} \cot(\alpha - \psi) e^{-\lambda \psi} \sin(\lambda \psi) M_\alpha$
N_θ	$-2\lambda \sin \alpha e^{-\lambda \psi} \sin\left(\lambda \psi - \frac{\pi}{2}\right) H$	$-\frac{2\sqrt{2}\lambda^2}{a} e^{-\lambda \psi} \sin\left(\lambda \psi - \frac{\pi}{4}\right) M_\alpha$
M_ϕ	$\frac{a}{\lambda} \sin \alpha e^{-\lambda \psi} \sin(\lambda \psi) H$	$\sqrt{2} e^{-\lambda \psi} \sin\left(\lambda \psi + \frac{\pi}{4}\right) M_\alpha$
Δ_H	$\frac{2a\lambda \sin^2 \alpha}{Eh} H$	$\frac{2\lambda^2 \sin \alpha}{Eh} M_\alpha$
Δ_α	$\frac{2\lambda^2 \sin \alpha}{Eh} H$	$\frac{4\lambda^2 M_\alpha}{Eah}$

Tableau 6.4. Valeurs de N_ϕ , N_θ , M_ϕ , Δ_H , Δ_α

c) effet de la température

Sous l'effet de la température on a un déplacement
 latéral donné par la relation

$$\Delta_H = r_0 T \epsilon$$

$$\Delta_\alpha = 0$$

avec $r_0 = a \sin \alpha$

T = différence de température

ϵ = coefficient de dilatation

les valeurs suivantes seront prises : $\epsilon = 9,9 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

$$T = 21,2^\circ\text{C} \text{ (Tambourouay)}$$

$$r_0 = 9 \text{ m} \sin 90 = 9 \text{ m}$$

on obtient $\Delta H = -1,5 \times 21,2 \times 9,3 \cdot 10^{-6} = -314,82 \times 10^{-6}$

En multipliant ΔH par le module de young

on obtient

$$E \Delta H = 314,82 \times 10^{-6} \times 25 \cdot 10^6 = -7870,5$$

(avec $E = 2500 \text{ daN/cm}^2$)

les équations de compatibilité donnent

$$\begin{cases} 230,96 X_2 + 83,24 X_1 = 7870,5 \\ 1281,63 X_2 + 230,96 X_1 = 0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X_1 = 183,10 \\ X_2 = -34,076 \end{cases}$$

En utilisant le tableau 6.1 on pourra déterminer

les contraintes dues à la température

ces contraintes sont compilés dans le Tableau

6.3 : Tableaux de résultats

les tableaux 6.2, 6.3 et 6.4 donnent " pour différents rayons de coupole, les valeurs des contraintes de membrane, de compatibilité des déformations, ^{température} ainsi que les contraintes maximums qui s'exercent sur la coupole

TABLEAU 6.2 : Tableau récapitulatif des contraintes pour $\alpha = 1,5 m$
en (MPa)

ϕ	a) contraintes de membrane (M)		b) corrections de compatibilité (c)		c) effets de la température (T)		M + c + T		Efforts maximums $\max[M+c+T; M+c]$	
	σ_{ϕ}	σ_{θ}	σ_{ϕ}	σ_{θ}	σ_{ϕ}	σ_{θ}	σ_{ϕ}	σ_{θ}	σ_{ϕ}	σ_{θ}
90°	-0,024	0,024	0	-0,024	0	0,052	-0,024	0,052	-0,024	0,052
80°	-0,020	0,016	-0,0002	-0,013	0,0008	0,036	-0,0194	0,039	-0,020	0,039
70°	-0,018	0,0096	0,0007	-0,0035	0,001	0,014	-0,017	0,020	-0,018	0,020
60°	-0,016	0,004	0,0003	0,00039	-0,0005	0,0015	-0,016	0,0059	-0,016	0,0059
50°	-0,015	-0,0008	0,0002	0,0011	-0,0006	-0,0021	-0,015	-0,0018	-0,015	-0,0018
30°	-0,013	-0,006	0,00001	0,0002	0,000005	-0,0006	-0,013	0,006	-0,013	-0,006
0°	-0,012	-0,012	0	0	0	0	-0,012	0,012	-0,012	-0,012

TABLEAU 6.3 : Tableau récapitulatif des contraintes pour $a = 2,0\text{mm}$
en (MPa)

ϕ	a) contraintes de membrane (M)		b) corrections de compatibilité (c)		c) effets de la température (T)		M + c + T		Efforts maximums $\max[M+c+T; M+c]$	
	σ_ϕ	σ_θ	σ_ϕ	σ_θ	σ_ϕ	σ_θ	σ_ϕ	σ_θ	σ_ϕ	σ_θ
90°	-0,032	0,032	0	-0,029	0	0,052	-0,032	0,055	-0,032	0,055
80°	-0,027	0,022	0,0027	-0,014	0,00057	0,032	-0,0237	0,04	-0,0243	0,04
70°	-0,024	0,013	0,0001	-0,0028	-0,00008	0,0084	-0,024	0,0186	-0,024	0,0186
60°	-0,021	0,0053	0,00021	-0,0018	-0,00041	0,0052	-0,0212	0,0087	-0,0212	0,0087
50°	-0,019	-0,0011	0,00014	0,0012	-0,00032	-0,0028	-0,0192	-0,0022	-0,0192	-0,0022
30°	-0,017	-0,0073	0,0003	0,0005	0,00004	-0,0002	-0,0166	-0,0075	-0,017	-0,0075
0°	-0,016	-0,016	0	-0,0002	0	0,00003	-0,016	-0,016	-0,016	-0,016

TABLEAU 6.4 : Tableau récapitulatif de contraintes pour $Q = 2,5m$
(Contraintes en MPA)

ϕ	a) contraintes de membrane (M)		b) corrections de compatibilité (C)		c) effets de la température		M + C + T		Efforts maximums $\max [M+C+T; M+C]$	
	σ_{ϕ}	σ_{θ}	σ_{ϕ}	σ_{θ}	σ_{ϕ}	σ_{θ}	σ_{ϕ}	σ_{θ}	σ_{ϕ}	σ_{θ}
90°	-0,040	0,040	0	-0,040	0	0,052	-0,040	-0,028	-0,040	0,052
80	-0,034	0,027	-0,00017	-0,012	0,0004	0,029	-0,0338	0,039	-0,034	0,039
70°	-0,030	0,016	-0,00067	-0,0018	0,00076	0,0053	-0,0299	0,0195	-0,031	0,0195
60°	-0,027	0,0066	0,00021	0,0018	0,00032	-0,00196	-0,026	0,0064	-0,027	0,0084
50°	-0,024	-0,0014	-0,00011	-0,00011	0,00021	-0,0018	-0,0239	-0,0033	-0,024	-0,0033
30°	-0,021	-0,0092	-0,00004	-0,00004	0,00005	0,00009	-0,0209	0,0093	-0,021	-0,0093
0°	-0,020	-0,020	0	0	0	0,00002	-0,020	-0,020	-0,020	-0,020

6.4 : Analyse des résultats

6.4.1 : Facteur de sécurité

dans le domaine de la construction, il est d'usage.

d'appliquer certains coefficients reducteurs à la résistance moyenne du matériau; ces coefficients de sécurité sont appliqués pour tenir compte de

- coefficient de sécurité proprement dit qui dépend de
 - + la dispersion des résistances du matériau
 - + de l'exécution
 - + de l'accroissement accidentel des surcharges
- coefficient de réduction qui dépend de
 - + la nature du matériau
 - + la résistance du mortier de maçonnerie
 - + de l'éloignement du mur
 - + du mode de chargement etc...

Pour simplifier nous nous sommes limités à définir un coefficient de sécurité k à

- la possibilité d'invasion de nos voisins (surtout au niveau de la fondation)

- dispersion des résistances du matériau
- facteur de forme
- combinaison de contraintes

a) coefficient de sécurité pour tenir compte des possibilités d'immersion

Les tests effectués sur la latente buene de Thies ont montré que la résistance des cylindres diminuait de moitié lorsqu'ils étaient immergés. Nous proposons à partir de là un facteur de sécurité de $\frac{2}{1}$. Notons tout de même que ce facteur pourrait être diminué si on applique un enduit superficiel riche en ciment sur les faces latérales de la buque.

b) coefficient de sécurité lié à l'aspect aléatoire des résistances

Une étude des résistances obtenues sur les buques pleines montre que les variations ne sont pas très importantes contrairement aux buques creuses, ce pouvant être expliqué par les possibilités d'uniformisation du compactage sur toute la surface de la buque →

Nous proposons à ce niveau un facteur de sécurité de l'ordre de 1,5

c) Facteur de Forme

Des essais réalisés en vraie grandeur au laboratoire du bâtiment et des travaux publics de côté d'Ivoire ont permis de comparer les résistances obtenues sur les paupains aux résistances obtenues sur des murs de hauteur variable. Ces essais aboutissent à la recommandation d'un coefficient reducteur de 4 pour un mur de 3 mètres. Mais pour le dôme, en attendant que des tests en vraie grandeur déterminent le facteur nous proposons un facteur de sécurité de 2

d) combinaison de contraintes

la nécessité d'appliquer un coefficient de sécurité à ce niveau est dû à 2 causes

- possibilité d'une augmentation accidentelle de charges

- la combinaison de contraintes défavorables (voir critères de Von Mises et TRESCA)

Nous proposons à ce niveau un FS = 2

Le coefficient de réduction global est donc égal à 12 ($1,5 \times 2 \times 2 \times 2$)

A titre de comparaison, notons que le laboratoire de bâtiment et des travaux publics de Cote d'Ivoire propose cette valeur de 12

Il est également utile de préciser que l'utilisation d'un enduit superficiel très riche en ciment permettrait de diminuer ce coefficient de réduction de la résistance en ce sens qu'elle diminuerait la sensibilité de nos briques à l'eau

6-4.2 Aptitude de nos briques à supporter ces contraintes

La résistance moyenne à la compression des briques pleines est de 0,59 MPa. Les tests effectués dans la phase 3 ont montré que la résistance à la tension est de 10% de la valeur trouvée pour la compression soit 0,059 MPa

En appliquant un coefficient de réduction de 12 on obtient :

Pour la résistance en compression 0,049 MPa

Pour la résistance en tension 0,0049 MPa

En ce qui concerne l'aptitude des briques en laterite stabilisée à la construction d'une coupole les constats suivants peuvent être faits :

- Pour des coupoles de rayon de 1,5 m ; 2 m et 2,5 m la laterite brute stabilisée à 6% de ciment peut supporter les contraintes qui sollicitent la coupole pour un angle d'ouverture maximal de 50° , Nous obtenons donc ce cas uniquement des efforts de compression
- Les efforts de tension gouvernent généralement l'aptitude des briques à la construction d'une coupole.
- La sollicitation maximale de compression est de $0,04 \text{ MPa}$ or les briques peuvent supporter des contraintes de $0,049 \text{ MPa}$

Conclusions - Recommandations

Au terme de cette étude les conclusions suivantes se dégagent:

- La densité et tous les paramètres qui lui sont liés (granulométrie, énergie de compactage, mode de compactage, teneur en eau de gachage) jouent un rôle très important sur la résistance mécanique; nous constatons, en effet, que l'amélioration de la granulométrie et de la densité par rajout de sable et compactation permet de quadrupler la résistance mécanique.
- L'immersion est un phénomène assez critique pour les blocs de latérite stabilisés; les essais effectués à ce niveau dans le cadre du projet et ceux effectués par d'autres chercheurs (Le cotem, J.M. Guisillon) montrent que la résistance à la compression simple diminue de moitié environ pour les blocs dosés à 5% ou 6% de ciment.
- Les briques résistent néanmoins à l'érosion.
- Les cylindres non compactés mécaniquement sont légèrement moins performants que les briques pleines.
- L'analyse de la nature et de la valeur

des contraintes qui sollicitent la coupole
 sphérique, qui est la forme de toit que nous
 avons choisi d'étudier, montre que générale-
 ment ce sont les sollicitations de tension
 qui gouvernent l'aptitude des bûches en
 géométrie à être utilisées pour la construction.
 - Pour des différents diamètres de coupoles
 étudiés (3m, 4m, 5m) et pour des angles
 maximums $\phi = 50^\circ$ la bûche de latérite
 stabilisée est suffisamment résistante.

Nous soulignons également que pour la construction
 deux formes de bûches (voir fig:) sont proposées.
 La technologie de construction consiste à poser les
 bûches par rangées en maintenant la face interne
 perpendiculaire au rayon de la coupole. Un bon
 choix de dimensions pour les bûches peut rendre
 inutile l'utilisation d'un coffrage.

Nous recommandons pour la suite du projet des essais
 en vraie grandeur qui permettront de déterminer le
 facteur de sécurité effectif.

Pour conclure, nous pouvons dire que la construction
 d'une habitation villageoise entièrement en laté-
 rite stabilisée est possible en ayant que des études
 préalables sur l'aptitude de ce matériau à la
 stabilisation soient faites, à une échelle régionale
 et nationale, pour définir des critères pratiques de
 choix de matériaux (terreau, granulométrie, etc.).

73
utilisation du (matériau) et de technologie de
construction basé sur les deux principes suivants

- technologie simple
- l'investissement humain est prépondérant
par rapport à l'achat de certains matériaux
(armatures, bois de coffrage etc...)

ANNEXES

Liste des Tableaux en Annexe

Tableau A1	densité optimale du mélange latéx à sable
" A2	" " " " " "
" A3	Granulométrie latéx + 20% sable
" A4	" " " + 20% de sable
" A5	" " " Sans sable
" A6	Tableau de mesures pour l'essai Proctor
" A7	contraintes - déformations
" A8	" "
" A9	" "
" A12	" "
" A13	influence de l'immersion et de la pression
" A14	influence du sable et de la pression
" A15	influence de la densité
" A16	" de la teneur en eau de compactage

Densité optimale du mélange latérite-sable

Tableau A1 : Latérite brune

teneur en sable	0%	5%	10%	15%	20%	40%	50%	55%	60%	100%
Poids éch. + moule	6,6	6,7	6,75	7,0	7,3	7,3	7,4	7,3	7,1	7,0
Poids échantillon	4,3	4,4	4,5	4,7	5,0	5,0	5,1	5,0	4,8	4,7
densité	1,536	1,571	1,689	1,749	1,786	1,786	1,821	1,786	1,714	1,679

Tableau A2 : Latérite rouge.

teneur en sable	0%	15%	20%	30%	35%	40%	50%	60%	70%	100%
Poids éch. + moule	6,8	6,9	7	7,1	7,1	7,1	7,05	7,1	7,1	7,3
Poids échantillon	4,50	4,60	4,70	4,80	4,80	4,80	4,75	4,80	4,80	4,70
densité	1,607	1,643	1,679	1,714	1,714	1,714	1,636	1,714	1,714	1,679

Le diamètre maximal des agrégats est de 9,5mm
 le moule a été rempli avec trois couches de matériau,
 chaque couche a été compactée par 25 coups avec
 le marteau servant à l'essai Proctor.

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

Tamisage humide

L'expérience a été effectuée sur un mélange de laterite brune et de 20% de sable. La procédure de l'analyse est la suivante :

- tamiser le mélange à sec
- Immerger séparément le retenu de chaque tamis pendant 24 heures.
- Rincer à l'eau le retenu de chaque tamis dans le tamis de diamètre inférieur.
- faire sécher à l'étuve pour obtenir le poids retenu

Tableau A₃ : laterite brune + 20% de sable

		Tamis N°	Diamètre (mm)	Poids retenu	% retenu	% passant
tamisage humide	Poids total du mélange séché = 937,2gr Tenue en eau initiale = 6,7%	3/8	9,52	0	0	100
		4	4,76	169,79	18,11	81,89
		10	2,00	275,90	29,43	58,46
		20	0,84	66,16	7,06	45,4
		40	0,42	25,16	2,68	42,72
		60	0,250	78,43	8,39	34,33
		140	0,105	143,72	15,34	18,99
		200	0,076	50,41	5,37	13,62

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

Tableau A₄ : Latérite brune + 20% de sable

		tamis N°	diametre (mm)	Poids retenu	% retenu	% passant
Tamisage à sec	Poids total du mélange 1000gr	3/8	9,52	10,60	1,1	98,9
		4	4,76	218,97	21,9	76,9
		10	2,00	351,56	35,2	41,6
		20	0,84	110,79	11,1	30,5
		40	0,42	44,23	4,4	26,1
		60	0,25	81,69	8,2	17,9
		140	0,105	119,96	12,0	5,9
		200	0,074	38,45	3,8	2,1
		Passant	0	20	2,0	0

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Tableau A5 : latérite brune

		tamis N°	Diamètre (mm)	Poids retenu (gr)	% retenu	% passant
Tamisage à sec	Poids total de la latérite 1000 gr	3/8	9,52	0	0	100
		4	4,76	164	16,4	83,6
		10	2,00	446	44,6	38,9
		20	0,84	176	17,7	21,2
		40	0,42	7,9	0,8	13,3
		60	0,250	4,9	4,9	8,4
		140	0,105	46,5	4,6	3,8
		200	0,074	22,5	2,3	1,5
		Passant	0	14	1,4	0

IDENTIFICATION *ESSAI PROCTOR*

Page (791)

Recupéré _____ Echamillon *laterite brune + 20% sable* Manipulateur _____

Moule n° _____ Calculé _____ Verifié _____ Date _____ 19

CARACTERISTIQUES DE L'ESSAI

ASTM D 698

marteau 2.5 kg, 30.48 cm de chute

dia. 102 mm, < 4.75 mm methode A

152 mm, < 4.75 mm B

102 mm, < 19 mm C

152 mm, < 19 mm D

note n°2

ASTM D 1557

marteau 4.5 kg, 45.7 cm de chute

dia 102 mm, < 4.75 mm methode A

152 mm, < 4.75 mm B

102 mm, < 19 mm C

152 mm, < 19 mm D

note n°2

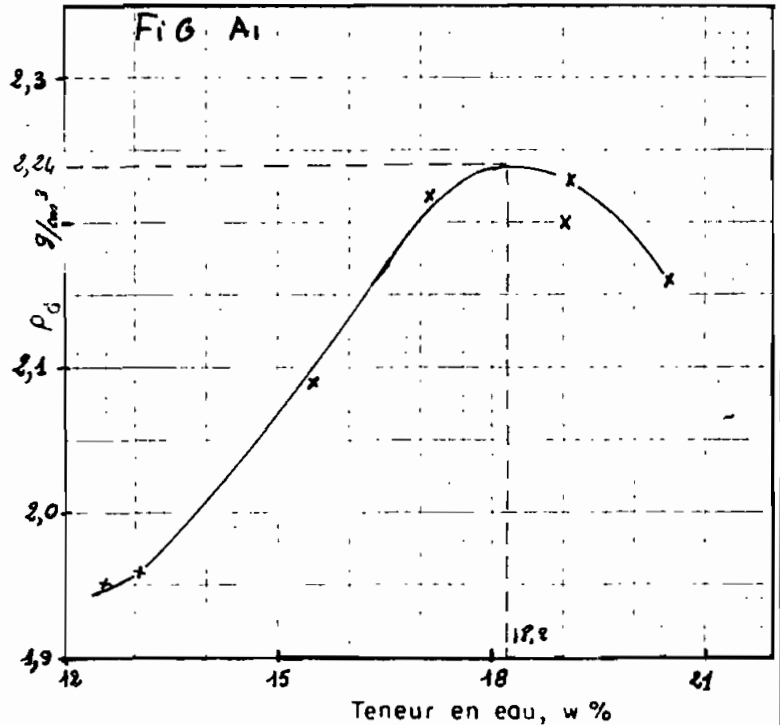


Tableau A7

MASSE VOLUMIQUE

% d'eau ajoutée	4	6	7	8	9	10	12		
W _T + T (g)	6.113	6.121	6.242	6.370	6.371	6.347	6.310		
T (g)	4.270	4.270	4.270	4.270	4.270	4.270	4.270		
W _T (g)	1.843	1.851	1.972	2.100	2.101	2.077	2.040		
Volume du moule (cm³)	963,9	963,9	963,9	963,9	963,9	963,9	963,9		
ρ _d g/cm³	1,95	1,96	2,09	2,22	2,23	2,20	2,16		

TENEUR EN EAU

Capsule n°	P ₅	P ₁	P ₆	P ₂	P ₇	P ₃	P ₄		
W _T + T (g)	111,36	84,77	102,85	77,09	107,85	79,73	86,30		
W _S + T (g)	101,39	77,53	91,87	69,04	94,07	70,37	75,40		
W _w (g)	9,97	7,24	10,98	8,05	13,78	9,36	10,9		
Tore (g)	21,86	22,39	22,84	22,02	22,04	21,28	22,46		
W _s (g)	79,53	55,14	70,54	47,02	72,03	49,09	52,94		
w %	12,54	13,13	15,56	17,12	19,13	19,07	20,59		

La teneur en eau optimale se situe environ à 18,2% pour une densité de 2,24

PROPORTIONS DU MÉLANGE

Pour les quatorze premiers cylindres, qui contiennent 20% de sable, on a un poids moyen de 11,06 kg et une teneur en eau moyenne de 18,55%

$$\bar{w} = 18,55\%$$

$$\bar{P} = 11,06 \text{ kg}$$

$$\text{Volume des cylindres} = 5,3 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

* mélange pour 100 kg de laterite pure :

- 20 kg de sable

- 22,26 kg d'eau

- 7,2 kg de ciment

On a donc un poids total de 149,46 kg de géobéton frais avec comme pourcentage de ciment 4,817% (poids de l'eau inclus).

$$1 \text{ m}^3 \text{ de géobéton frais pèse : } \frac{11,60}{5,3 \times 10^{-3}} = 2086,8 \text{ kg}$$

$$\text{Poids de ciment contenu dans } 1 \text{ m}^3 \text{ de géobéton} = 100,52 \text{ kg de ciment/m}^3$$

* le nombre de brique creuse par sac de ciment :

$$\text{poids d'une brique creuse humide} = 15 \text{ kg}$$

$$\text{volume d'une brique creuse} = 9,25 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

En supposant une teneur en ciment d'environ 4,82 %

On a donc $15 \times 0,0482 = 0,723$ kg de ciment par brique

$$\text{ce qui équivaut } \frac{50}{0,723} = 69,156 \text{ briques}$$

$$\approx 69 \text{ briques / sac de ciment}$$

on a aussi $108 \text{ briques / m}^3$

CONTRAINTE - DÉFORMATION

Exemple de calcul :

Les essais sont réalisés avec une presse Tinius Olsen Super "L" PT, Willow Grove PA, U.S.A.

Les charges sont pour unité des KN et les déformations des mm.

Les caractéristiques géométriques d'un cylindre standard sont les suivantes :

- diamètre = 15 cm
- section = 176,71 cm²
- hauteur = 30 cm

La contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\sigma \text{ (daN/cm}^2\text{)} = \frac{\text{charge (daN)}}{\text{section (cm}^2\text{)}}$$

La déformation unitaire étant calculée de la façon suivante :

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

TABLEAU A8 : Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards

N° éch.	1		2		3		4	
Energie de compactage	0 MPa				3 MPa			
	σ daN/cm ²	EX10 ⁶	σ daN/cm ²	EX10 ⁶	σ daN/cm ²	EX10 ⁶	σ daN/cm ²	EX10 ⁶
	1,13	4,17	0,57	0,00	0,57	0,00	0,57	0,00
	5,66	39,67	2,83	19,67	1,13	6,60	1,13	6,00
	8,69	61,33	4,53	29,33	2,26	24,00	2,26	20,00
	10,38	92,5	5,66	36,67	2,83	24,60	2,83	26,00
			6,22	40,67	3,96	23,67	3,96	36,67
			6,79	44,67	4,53	26,00	4,53	39,00
			7,36	49,00	5,66	29,33	5,66	45,67
			7,92	54,33	6,22	31,00	6,79	49,67
			8,49	61,00	7,36	36,33	7,92	55,00
			9,05	71,33	7,92	36,00	8,69	57,33
			7,92	107,33	9,05	39,34	9,62	62,33
			6,79	117,33	9,62	40,67	10,19	64,00
			5,66	127,33	10,75	43,33	11,32	68,33
			4,53	137,33	11,32	44,67	11,88	70,66
					12,45	47,67	13,02	74,67
					13,02	48,33	13,58	77,33
					14,15	52,67	14,71	81,33
					14,71	54,33	15,28	84,00
					15,84	59,33	15,84	87,33
					16,41	62,00	16,41	92,00
					17,54	69,33	16,98	100,67
					18,71	77,67	14,15	111,67
					18,84	99,33	13,58	111,67
					14,71	109,33	15,39	117,33
					12,45	121,00	12,45	130,00
					11,32	128,00	10,19	138,00

TABLEAU A 9 : Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards

N° éch	5		6		7		8	
Energie de compact.	1,5 MPa							
	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$
	0,57	0,00	0,57	0,00	0,57	0,00	0,57	0,00
	1,13	14,00	1,13	5,00	1,13	13,00	1,13	6,67
	1,70	19,00	1,70	13,33	1,70	19,67	1,70	13,33
	2,26	24,00	2,26	19,00	2,26	22,33	2,26	16,67
	2,83	27,33	2,83	24,67	2,83	27,00	2,83	23,33
	3,40	30,67	3,40	29,00	3,40	31,67	3,40	26,67
	3,96	34,00	3,96	34,00	3,96	36,33	3,96	30,67
	4,53	37,33	4,53	37,33	4,53	40,33	4,53	36,67
	5,09	39,00	5,09	41,33	5,09	45,67	5,09	46,67
	5,66	40,67	5,66	44,00	5,66	53,00	5,21	-
	6,22	44,00	6,22	46,67	5,77	-	5,09	60,00
	6,79	45,67	6,79	50,00	5,09	77,33	4,53	70,00
	7,36	47,33	7,36	53,00	4,53	85,33	3,96	78,33
	7,92	49,00	7,92	56,00	3,96	93,67	3,40	85,00
	8,49	50,67	8,49	58,67	3,40	102,33	2,83	94,00
	9,05	54,00	9,05	61,67	2,83	114,67		
	9,62	55,67	9,62	63,33				
	10,19	57,67	10,19	68,33				
	10,75	60,67	10,75	71,67				
	11,32	63,67	11,32	76,67				
	11,88	67,33	11,88	82,67				
	12,45	70,67	11,32	105,00				
	12,90	-	10,19	116,67				
	11,32	100,67	9,05	128,33				
	10,19	112,33	7,92	136,67				
	7,92	120,67	6,79	150,00				

TABLEAU A 10 : Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards

N° éch	9		10		11		12	
Energie de Compactage	0 MPa				3 MPa		1,5 MPa	
	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$
	0,57	0,00	0,57	0,00	0,57	0,00	0,57	0,00
	1,73	2,33	1,13	12,33	1,13	4,33	1,13	26,33
	1,70	5,67	1,70	17,33	1,70	12,00	1,70	37,00
	2,26	12,33	2,26	22,33	2,26	19,33	2,26	42,00
	2,83	18,33	2,83	29,00	2,83	28,33	2,83	48,00
	3,40	24,00	3,40	34,00	3,40	32,67	3,40	51,33
	3,96	32,33	3,96	43,00	3,96	39,33	3,96	56,33
	4,53	39,00	4,53	62,33	4,53	45,33	4,53	59,00
	5,09	53,00	3,96	92,33	5,09	51,00	5,09	62,33
	5,32	61,00	3,40	109,00	5,66	56,67	5,66	66,33
	5,09	83,00	2,83	122,33	6,22	64,33	6,22	69,67
	4,53	99,67	2,26	139,00	6,79	76,00	6,79	72,00
	3,96	113,00	1,70	162,33	7,36	90,00	7,36	74,67
	3,40	124,67			5,66	126,00	7,92	78,00
	2,83	136,33			5,09	132,67	8,49	81,33
					4,53	139,33	9,05	84,67
					3,96	150,00	9,62	88,00
							10,19	93,00
							10,75	98,00
							11,20	—
							10,19	133,00
							9,05	143,00
							7,92	154,67
							6,79	161,33
							5,66	171,33

TABLEAU A II : Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards

N° ech	13		14		15		16	
Energie de compactage	3 MPa		1,5 MPa		0 MPa			
	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$	σ daN/cm ²	$\epsilon \times 10^4$
	0,57	0,00	0,57	0,00	0,57	0,00	0,57	0,00
	1,13	3,67	1,13	13,33	1,13	18,00	1,13	3,33
	1,70	6,00	1,70	23,33	1,70	26,33	1,70	6,67
	2,26	8,33	2,26	30,00	2,26	34,67	2,26	11,67
	2,83	11,00	2,83	35,00	2,83	36,67	2,83	15,00
	3,40	15,00	3,40	43,33	3,40	43,00	3,40	21,67
	3,96	21,67	3,96	50,00	3,96	48,67	3,96	28,33
	4,53	27,67	4,53	58,33	4,53	56,33	4,24	-
	5,09	32,33	4,87	-	5,09	66,33	3,96	25,00
	5,66	39,00	4,53	93,33	5,32	-	3,40	61,67
	6,22	46,33	3,96	106,67	4,53	113,00	2,83	75,00
	6,79	61,67	3,40	113,63	3,40	100,67	2,26	83,33
	7,02	-	2,83	126,67				
	6,22	98,33						
	5,66	101,67						
	4,53	115,00						
	3,40	131,67						
	2,26	146,67						

TABLEAU A.12 : Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards

N° éch	17		18		19		20	
Energie de compactage	1,5 MPa				3 MPa			
	σ daN/cm ²	$E \times 10^4$	σ daN/cm ²	$E \times 10^4$	σ daN/cm ²	$E \times 10^4$	σ daN/cm ²	$E \times 10^4$
	0,57	0,00	0,57	0,00	0,57	0,00	0,57	0,00
	1,13	22,00	1,13	23,33	1,13	4,00	1,13	6,33
	1,70	27,00	1,70	31,67	1,70	9,00	1,70	13,67
	2,26	33,00	2,26	41,00	2,26	14,00	2,26	18,67
	2,83	37,00	2,83	50,67	2,83	21,33	2,83	22,00
	3,40	40,33	3,00	-	3,60	29,00	3,60	25,33
	3,96	45,33	2,83	23,33	3,96	37,33	3,96	28,67
	4,53	49,67	2,26	36,67	4,19	-	4,53	31,00
	5,09	55,33	1,70	107,00			5,09	36,00
	5,66	63,67	1,13	138,33			5,66	36,00
	6,23	67,00					6,23	39,00
	6,80	73,67					6,80	41,00
							7,36	44,33
							7,92	46,33
							8,48	49,00
							9,05	52,33
							9,62	56,00
							10,19	62,00
							10,66	-
							9,05	103,67
							7,92	127,00
							6,79	153,67

Courbes Résistance - Pression

TABLEAU A-13: Influence de l'immersion et de la pression

N° Echantillons	Contrainte moyenne	Pression	Caractéristiques
9 - 10	0,693	0	immergé
7 - 8 - 14	0,528	1,5	immergé
11 - 13	0,719	3,0	immergé
1 - 2	0,967	0	non-immergé
5 - 6 - 12	1,200	1,5	non-immergé
3 - 4	1,755	3,0	non-immergé

* les contraintes et les pressions sont en MPa

TABLEAU A-14: Influence du sable et de la pression

N° Echantillons	Contrainte moyenne	Pression	Caractéristiques
15	0,532	0	sans sable
17	0,566	1,5	sans sable
20	1,064	3,0	sans sable
1 - 2	0,967	0	avec sable
5 - 6 - 12	1,200	1,5	avec sable
3 - 4	1,755	3,0	avec sable

Courbe Résistance - Densité

TABLEAU A15: Influence de la densité

N° échantillon	Résistance moyenne	Densité moyenne	% de paste	Énergie de Compactage
1-2	1,935	0,967	20	0
12-5-6	1,952	1,199	20	1,5
3-4	2,025	1,755	20	3,0
15	1,785	0,532	0	0
17	1,792	0,566	0	1,5
20	1,881	1,066	0	3,0

Tableau A.16 : influence de la teneur en eau de compactage

Propriétés	Commentaires		Appréciations		
	côté sec TE < TEO	côté humide TE > TEO	sec	TEO	humide
STRUCTURE arrangement des particules	- structure désordonnée (floculée) - plus de gonflement - plus d'absorption	- structure organisée (dispersée) - moins de gonflement - moins d'absorption	+	+	-
PERMEABILITE	- plus perméable - perméabilité variant beau- coup avec la compacité	- moins perméable - perméabilité variant peu avec la compacité	-	+	+
COMPRESSIBILITE	- plus compressible aux fortes pressions	- plus compressible aux faibles pressions	+	+	-
RESISTANCE - immédiate après démoulage - finale	- plus élevée - moins élevée que pour la T.E.O.	- moins élevée - moins élevée que pour la T.E.O.	+	-	-
DENSITE	- moins élevée que pour la T.E.O.	- moins élevée que pour la T.E.O.	-	+	-
MODE DE COMPACTAGE	- Le compactage à la presse ou avec dame pneumatique donne de meilleures résistances finales que le compac- tage type Proctor avec une dame à main.				

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

1. ADAUA-SOCCOGIM, Rapport technique sur les études des matériaux locaux
Nov 1977
2. ASTM STANDARDS, concrete and mineral aggregates, Manual of concrete Testing Part 10, Nov 1971
3. BILLINGTON DAVID.P, thin shell concrete structures
Mc Graw - Hill Book company, 1965
4. CENTRE DE RECHERCHES ROUTIERES, code de bonne pratique pour la stabilisation du sol au ciment
5. CRATERRE (le), construire en terre, éditions alternative et parallèle
6. F.E.D, étude de chaussées économiques en Afrique Editions du FEO
7. GALDI. PASCAL, l'habitat rural au Sénégal
Ministère de l'enseignement supérieur
8. GRESILLON Jean Michel, ETUDE sur la stabilisation et la compression des terres pour leur utilisation dans la construction (Annale de L'IBTP N°43 Mai 1976)

9. GRESILLON-JEAN MICHEL, étude de l'aptitude
des sols à la stabilisation au
ciment. Application à la cons-
truction
10. UNESCO, Vers une meilleure utilisation des
ressources locales en construction, Centre
de formation agricole à Nianning
Senegal 1978
11. LBTP. cote d'IVOIRE, Recommandations
pour la conception et l'exécution
de bâtiments économiques en Geobeton
12. MORIN FERNAND, Notes de cours mécanique
des sols EPT 1982
13. THIAM (El Hadj et Mamadou) DIAGNE
Latérite matériau de construction
14. SOUMA - DIAKHITE " " " " Phase 1
15. FALL - GUETTE " " " " Phase 2
16. FLÜGGE WILHELM, statique et dynamique
des coques