

REPUBLIQUE DU SENEGAL

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception

GC.0191

**TITRE : CONCEPTION DE QUELQUES UTILISATIONS DE STRUCTURES
EN GEOBETON**

AUTEUR : Serge Maurice SOGBOSSI

DIRECTEUR : Thomas AQUIN
CO-DIRECTEUR : Massamba DIENE
DIRECTEUR EXTERNE : Ibrahima CISSE

DATE : JUILLET 1992

**A la mémoire de mon père Joseph SOGBOSSI qui
n'a ménagé aucun effort pour l'aboutissement de ce dessein**

A ma mère , mes frères , soeurs et amis

A ma future épouse

Serge M. SOGBOSSI

REMERCIEMENT

Je tiens à témoigner ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à :

- Monsieur Thomas AQUIN , Professeur de structure et de construction métallique à l'Ecole Polytechnique de Thiès , directeur du projet

- Monsieur Massamba DIENE , Professeur de géotechnique à l'Ecole Polytechnique de Thiès , co-directeur du projet ,

-Monsieur Ibrahima CISSE , Professeur de béton armé , de route et de mécanique des sols à l'Ecole Nationale Supérieure de technologie à l'université CHEIKH ANTA DIOP de DAKAR , directeur externe du projet ,

dont la constante disponibilité , les conseils tout au long du projet et la spontanéité ont permis l'encadrement scientifique et technique de ce projet .

Mes profondes grattitudes sont adressées au Directeur Générale de la SENAC ETERNIT pour sa collaboration ainsi qu'a monsieur Talla CISSE.

J'associe particulièrement monsieur Lamine LO technicien en génie civil pour son assistance technique au laboratoire de résistance des matériaux .

En fin , je remercie vivement tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'aboutissement de ce projet .

SOMMAIRE

Le présent projet a pour objet la recherche de diverses utilisations pour le géobéton , élément de construction à base de latérite . Devant le scepticisme des ingénieurs vis à vis de l'utilisation du matériau , il m'a plu , de mettre en exergue tout l'intérêt qu'il mérite .

Ainsi , après la présentation du matériau , j'ai recensé toutes les connaissances provenant de divers projets réalisés à l'EPT. Ensuite , une brève contribution à la construction des habitations a été faite avant d'aboutir au dimensionnement d'un support de réservoir d'eau en fibrociment et l'étude du comportement du matériau utilisé comme pavage de route . En fin , j'ai évoqué quelques perspectives de réalisation qui pourront susciter de l'intérêt à l'avenir .

TABLE DES MATIERES

Titre	Pages
Dédicace	I
remerciement	II
Sommaire	III
Table des matières	IV
Liste des tableaux	IX
Liste des figures	X

ELEMENTS INTRODUCTIFS

Chapitre -1	INTRODUCTION -	1
1-1	Généralités :	2
1-1-1	La latérite	2
1-1-2	Le géobéton	3
1-2	BUT DU PROJET	5
1-3)	LIMITES DU PROJET	6

PARTIE A

CONNAISSANCE DU MATERIAU : CONSTRUCTION D'HABITATION . .		7
Chapitre 2	RECAPITULATION DES ETUDES DEJA REALISEES	
	A L'EPT SUR LE GEOBETON	7
2-1.	INTRODUCTION	8
2-1-1	La latérite	8
2-1-2	Le projet de l'E.P.T	9

2-2.	LES OBJECTIFS	9
2-3.	RESULTATS :	10
2-3-1	Les Caractéristiques obtenues.	10
2-3-2	Interprétation des résultats	12
Chapitre 3	L'HABITAT EN GEOBETON	14
3-1	ETUDES EXPERIMENTALES SUR LES BRIQUES DE LA SENAC ETERNIT	15
3-1-1	Détermination des caractéristiques du Géobéton . . .	15
3-1-2	Analyse et étude statistique	20
3-1-3	Mode de rupture	23
3-1-4	Les paramètres de la compression	24
3-2	APPORT A LA CONSTRUCTION D'HABITATION	26
3-2-1	Introduction	26
3-2-2	Conception architecturale	27
3-2-2-1	Typologie et caractéristiques des blocs	27
3-2-2-2	Typologie des systèmes de construction en maçonnerie	29
3-2-3	Technique de maçonnerie : arcs , voutes , coupôles .	31
3-2-4	Le système fondation, soubassement et pavement ou plancher	31
3-2-5	Le système de mur	33
3-2-5-1	Les problèmes de structure	33
3-2-5-2	Les problèmes d'humidité	33
3-2-6	Le système mur et ouverture	33
3-2-7	Le système mur-plancher-toiture	35

PARTIE C :

CHAPITRE 6 : PAVAGE DE ROUTE EN GEOBETON	88
6 - 1 Introduction	89
6 - 2 Les pavés de béton	89
6-2-1 Les facteurs qui favorisent l'utilisation des pavés en béton	90
6-2-2 Durabilité des pavés en béton	91
6-2-3 Considération sur la conception des chaussées pavées	91
6 - 3 Le cas des pavés de géobéton	93
6-4 Choix du type de structure	95
6-5 dégradations	100
6-5-1 Définition :	100
6-5-2 Rôle des différentes couches :	
Amorce du processus de dégradation.	100
6-5-3 Comportement du pavage	101
6-5-4 les types de dégradation	102
6-6 LES OBSERVATIONS ET ANALYSES	104
6-6-1°) Le tronçon de route réalisé dans l'enceinte de la SENAC ETERNIT	105
6-6-2°) Entrée de garage à l'E.P.T.	107
6-7 ETUDE DU COUT	110
6-8 CONCLUSION SUR LES OBSERVATIONS	113
6-9 LES PERSPECTIVES D'AVENIR	114
6-9-1 Proposition d'amélioration des pavés de géobéton pour l'utilisation dans le pavage	114
6-9-2 Différents ouvrages projetés en perspectives	115

6-10 Procédure de réalisation des pavés en géobéton 118
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 120
Références bibliographiques.....121
ANNEXES

Liste des tableaux

Tableaux	Pages
2.2 ; 2.1 Caractéristiques de la latérite	11
3.1 ;3.2; 3.3; 3.4 3.5 Résultats d'essais de compression	16 - 20
4.1 Caractéristiques des réservoirs	37
5.1 Sollicitations et armatures	53
5.2 Tableau des moments	59
5.3 Calcul pour le poteau	61
5.4 Tableau des Mns + sMs	64
5.5 résultats première phase	68
5.6 Tableau récapitulatif	79

Liste des Figures

Figures	Pages
3.1 Action du confinement	21
3.2 Couches de compression	24
3.3 Courbe de pression de compression	25
3.4 Différentes possibilités d'utilisation des briques	28
3.6 Cellule fermée	30
3.7 Systèmes de fondation	32
4.1 Structure n° 1	40
4.2 Le support	42
4.3 Structure n°2	44
4.4 Structure n°3	45
4.5 Structure n° 4	46
4.6 Structure n° 5	47
5.1 La dalle	50
5.2 Les charges	51
5.3 Structure de dimensionnement	51
5.4 Chargement du poteau	55
5.5 Effet du second ordre	57
5.6 Section du poteau	60
6.1 Différent types de travaux possibles	94
6.2 Diverses couches	95
6.3 Premier appareillage	96
6.4 2e appareillage	97

6.5	3e appareillage	98
6.6	Stratification proposée	115
6.7	Système avec poutrelles régulières	116
6.8	Système avec nombre de poutrelles réduit	117

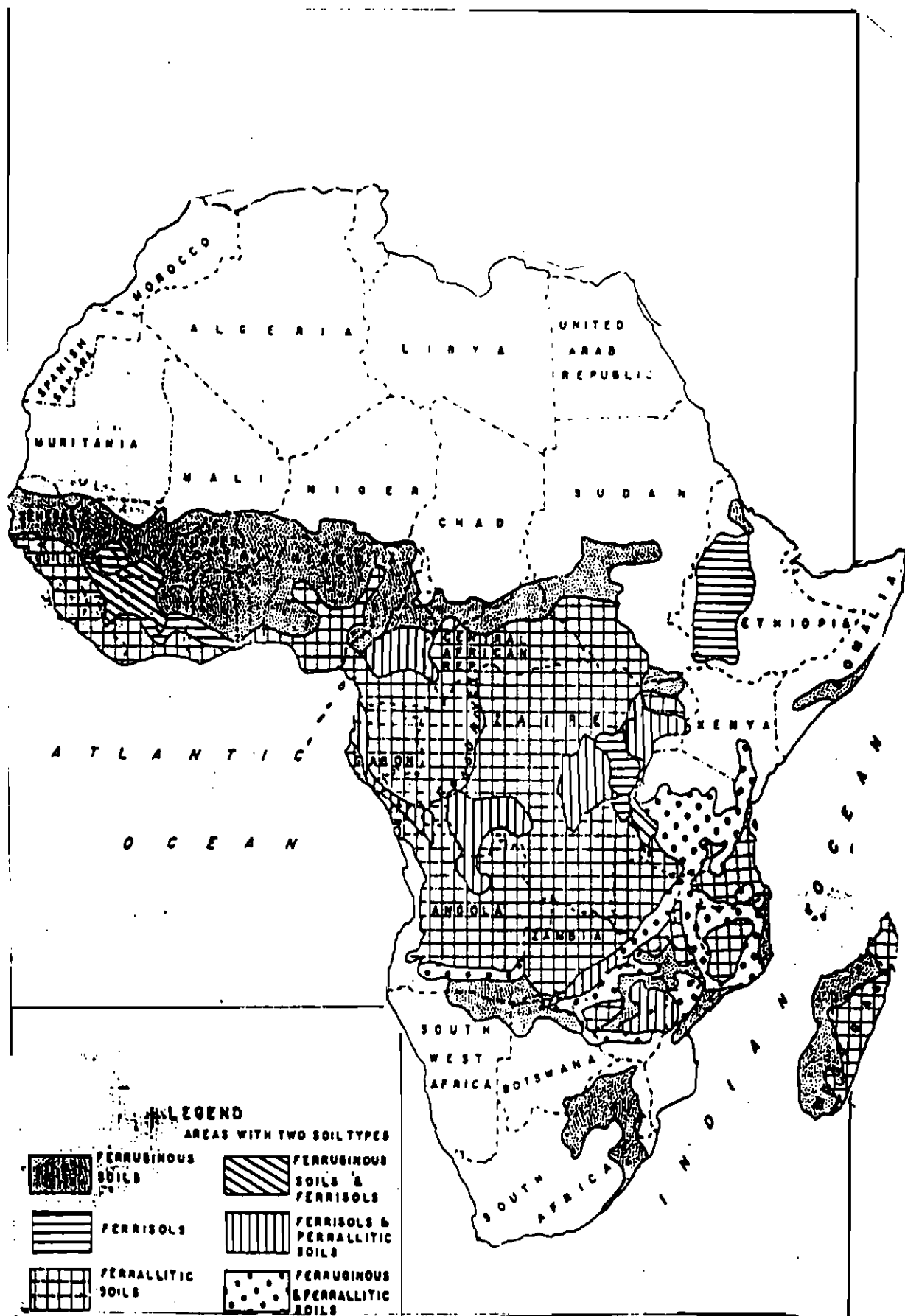


Fig 1 : Distribution des sols tropicaux rouges en l'Afrique, classés selon le système pédologique français.

ELEMENTS INTRODUCTIFS

Chapitre -1 INTRODUCTION -

1-1) Généralités :**1-1-1) La latérite**

la latérite est un matériau très répandu aussi bien en Afrique que dans le monde, ce qui lui confère une tradition parmi les plus anciennes qu'ont connus les matériaux de construction. Etant à l'origine très proche de l'homme, ce matériau a été utilisé par diverses civilisations à travers tous les continents pour la construction des monuments, des habitations et en Afrique, de certaines mégalithes. Certains pays continuent à utiliser la latérite tels que l'Inde, Taiwan et beaucoup de pays africains. On pourra citer le temple d'Angkor Vat (au Cambodge) (Réf. R. Maignien "compte rendu de recherches sur les latérites P. 159) ainsi que le palais Royal d'Abomey entièrement en latérite. En Afrique, les milieux ruraux utilisent la terre (banco argile cuite, latérite) pour la construction d'habitations tandis que dans les milieux urbains la latérite tend à disparaître au profit d'autres matériaux "modernes" (béton armé, acier, matériaux synthétiques etc..). La vague des mouvements écologiques ainsi que la crise énergétique ramènent cependant les pays développés à revoir les matériaux locaux sinon traditionnels. Ainsi, dans cette mouvance des idées, l'E.P.T a initié un projet intitulé "LATERITE , MATERIAU DE

CONSTRUCTION" et qui en ses différentes phases essaie de résoudre les problèmes de coûts posés par les constructions des habitations en utilisant les briques en latérite. Ces briques ont reçu divers noms dont: briques de "géobéton", "latéroc", "terre stabilisée", "terracrète", "mercater", "terradamante", "géotech".

Démarrées en 1980, ces études ont pour objectif principal de déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques de la latérite, matériaux de base du géobéton, afin de les optimiser pour une utilisation meilleure dans la construction ce qui peut nous permettre d'entreprendre diverses perspectives afin de trouver des utilisations du matériau. Pour atteindre ces objectifs une étude minutieuse a été réalisée par divers projets de fin d'études de l'E.P.T pour connaître à fond le matériau latérite. On n'est pas sans savoir que la latérite joue aussi le rôle de matériau de remblai et de couche de base pour la voirie.

1-1-2) Le géobéton

L'acte de construire n'est pas seulement technique mais il est aussi social; En effet, en remplaçant les anciennes maisons par des nouvelles techniquement valables, résoud-on pour autant les problèmes sociaux. Des études ont montré qu'en l'an 2000, les pays développés seront urbanisés à 80 % contre 40 % pour les pays d'Afrique et que dans les pays comme le Rwanda, 88 % de la population de Kigali n'a pas d'autre choix que la terre pour

construire. Le succès de la terre est dû à la nouvelle approche architecturale, sociologique et organisationnelle (entrepreneur , artisan, auto-construction) qu'il permet .

On peut tout faire avec la terre . Mais il peut se trouver qu'à partir des raisons économiques architecturales (dimensions de poteau) l'on trouve que c'est une solution non viable. On arrive à faire même des poutres avec des armatures spécialement conçues pour cette fin ayant les aspérités nécessaires à une bonne adhérence avec la terre. Une fois de plus ces derniers requièrent un grand volume de terre. La spécificité de la technologie impliquée par le matériau peut freiner quelques peu les initiatives. Mais c'est aux ingénieurs de prouver qu'il serait très rentable d'aider à la formation d'une main d'oeuvre qualifiée en la matière afin de vulgariser les nouvelles technologies. La beauté des formes en dôme (coupôle) qui est utilisé dans les constructions en géobéton, l'aspect touristique que cela induit témoigne de l'intérêt esthétique, pour les gens qui, cependant restent sceptiques sur les performances et mécaniques de géobéton.

Toutefois, il existe des constructions qui n'ont pas besoin de toutes les capacités que nous leur donnons entraînant ainsi une non optimisation économique. Un exemple palpable est illustré par une cité au Burkina qui depuis sa construction présente un côté si esthétique que le tourisme a connu un essor incroyable dans la ville qui demeure jusqu'à présent.

1-2 BUT DU PROJET

Devant la difficulté en Afrique de se procurer des matériaux dits modernes de construction, ne faudrait-il pas adapter les matériaux disponibles aux utilisations courantes ?

Ce document a pour but essentiel de trouver des utilisations possibles pour les géobétons en mettant en évidence l'avantage par rapport aux autres matériaux .Ce projet pourra ainsi constituer une fer de lance (nous l'espérons) pour une vague d'études afin de promouvoir ce matériau que nous avons à portée . Jusqu'ici, les projets ont surtout visé la construction des habitations qui constituent la préoccupation essentielle des peuples africains. Nous croyons qu'il est aussi essentiel de regarder autour de nous afin de concevoir divers ouvrages en géobéton. Une partie de notre étude a été orientée sur le dimensionnement d'un support de réservoir d'eau, réservoirs réalisés par la SENAC ETERNIT afin de pallier au problèmes de coupures d'eau fréquentes et de baisse de pression dans la ville de DAKAR .

Nous ferons aussi la conception d'une route pavée avec des briques de géobéton, nous apporterons notre contribution à la construction d'habitations et envisagerons d'autres perspectives d'utilisations dans les études futures.

1-3) LIMITES DU PROJET

Ce projet bien que prétendant trouver des utilisations pour le géobéton, connaît tout de même des limites , étant données les caractéristiques du matériau. En effet la latérite ne pourrait remplacer entièrement des matériaux modernes étant donné que ceux-ci ont été conçus pour avoir de bonnes caractéristiques . Aussi, spécifierons-nous les conditions d'utilisation, les performances à atteindre ainsi que les conditions de réalisation des ouvrages que nous avons à dimensionner. Il nous serait donc difficile par exemple d'envisager de construire une piste d'avion ou un immeuble à 5 étages avec uniquement du géobéton .

PARTIE A

CONNAISSANCE DU MATERIAU :

CONSTRUCTION D'HABITATION

Chapitre 2 RECAPITULATION DES ETUDES DEJA REALISEES
A L'EPT SUR LE GEOBETON

2-1. INTRODUCTION

2-1-1 La latérite

Le matériau est disponible en Afrique et constitue un matériau assez complexe dû au nombreux paramètres intervenant dans la fabrication et l'utilisation des briques, et à ses propriétés. Ainsi, il existe plusieurs sortes de latérites ayant des propriétés diverses.

Localisé entre la latitude 35° Nord et 35° sud, la latérite est un produit de l'altération des roches. Cette altération est causée par les agents suivants:

- La température
- Les précipitations
- La végétation
- La nature de la roche mère
- La topographie
- Le drainage

Diverses études permettent d'avoir une meilleure connaissance du matériau et de pouvoir le maîtriser. Dans cette optique, il apparaît nécessaire de pouvoir le stabiliser avant d'attendre de lui une résistance acceptable.

On appelle stabilisation des sols l'ensemble des procédés permettant d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques.

Les méthodes de stabilisation en vue de pallier aux divers

problèmes climatiques et de résistance sont:

- La consolidation
- L'imperméabilisation
- Le traitement chimique
- L'addition d'agglomérés

Pour les briques fabriquées à la SENAC, la stabilisation a été réalisée par compactage statique et addition de lients (ciment Portland. CPA 325) ce qui nous a donné une brique dont :

- Les caractéristiques mécaniques sont améliorées.
- La sensibilité à l'action de l'eau est réduite (gonflement, retrait , diminution de qualité de cohésion et de rigidité, érodibilité etc...)

2-1-2 Le projet de l'E.P.T

Comme nous l'avions souligné, l'EPT a entrepris depuis 1980 une étude sur le géobéton qui est subdivisée en divers projets de fin d'étude réalisés par les élèves-ingénieurs sortants. Des observations ont été faites après avoir réalisé les expériences aussi bien au laboratoire qu'en grandeur nature. Ces études ont permis d'atteindre une certaine maîtrise du matériau en ce qui concerne ses caractéristiques mécaniques, chimiques, et d'obtenir les divers optima après divers dosages . Ainsi, les objectifs fixés au départ ont été approchés le plus possible .

2-2. LES OBJECTIFS

Divers objectifs ont été poursuivis par les projets et nous les récapitulons en ces lignes.

- Déterminer les caractéristiques géotechniques, mécaniques et physiques des deux latérites en provenance de la carrière de Thiès: classifier la latérite rouge.

- Déterminer l'influence du rajout de paille (système traditionnel) et du mûrissement.

- Déterminer les effets de la stabilisation à la chaux

- Déterminer les effets de la stabilisation au ciment

- Déterminer la composante optimale des pourcentages pondéraux d'eau et de ciment et le mode compactage.

- Déterminer le comportement du géobéton à la tension et à l'érosion

- Analyse structurale d'une toiture en coupole

- Identifier les paramètres qui influencent la résistance en compression et le comportement des latérites, les contrôler et de proposer des améliorations

- Faire une analyse statistique des résultats.

Tous ces objectifs une fois atteints devront permettre de mieux connaître le matériau et de pouvoir corriger ses faiblesses et de renforcer ses forces.

2-3. RESULTATS :

2-3-1 Les Caractéristiques obtenues.

- Tableaux des résultats

Tableau 2.1

	Limites de liquidité w_L %	w_p	I_p	C_u	C_c	Densité maximale (ρ_{max})	ρ_{opt} KN/m^3	w % opt	D60 mm	D10 mm
Latérite rouge	33	21.3	11.7	107.1	4.2	1870	2.05	13.8	5.5	0.37
Latérite brune	44	24.46	19.54	4.98	0.044	1785	1.88	15.2	4.8	1.2

Tableau 2.2

	Densité en vrac (ρ/cm^3)	Densité pilonnée (ρ/cm^3)	Dureté % perte	Indice d'agrégation	$I.A = 1.25$
Latérite rouge	1.55	1.8	53.06	Sensibilité au remaniement	Sensible
Latérite brune	1.41	1.72	57.46	Gonflement	< à 10% de la hauteur initiale

ρ_{opt} = densité sèche à l'optimum Proctor modifié
 w_{opt} = teneur en eau à l'optimum Proctor modifié
 C_u = coefficient d'uniformité
 C_c = coefficient de courbure
 w_L = limite de liquidité
 w_p = limite de plasticité
 I_p = Indice de plasticité
 $I.A$ = Indice d'agrégation

2.3.2. Interprétation des résultats

Après ces différents résultats, il serait intéressant de voir l'analyse qui en découle afin de comprendre le comportement de la latérite.

Ainsi on a :

- Classification selon Atterberg :

. $7 < I_p < 17 \Rightarrow$ Plasticité moyenne pour la latérite rouge

. $17 < I_p \Rightarrow$ Plasticité moyenne pour la latérite rouge

- Avec l'abaque de Casagrande, nous pouvons dire que la latérite rouge est une grave argileuse .

- La maniabilité augmente en fonction du rapport E/C alors que la qualité du géobéton durci varie à l'inverse car la plasticité augmente et le module de YOUNG diminue. La résistance augmente avec la densité sèche, qui est fonction du taux de compactage et de la granulométrie, et de la teneur en ciment et en eau du mélange

- A 16% d'eau, le géobéton est peu maniable avec un affaissement nul au cône d'Abrahams, ce qui représente la teneur en eau minimale. Mais étant donné que l'optimum Proctor modifié est à 13,8% et qu'un écart de plus de 4% peut réduire sensiblement la résistance, on pourrait trouver un compromis pour la résistance, l'ouvrabilité, l'économie en jouant sur le rapport E/C ,

- Les conditions de mûrissement influencent les propriétés du géobéton. L'immersion permet un gain de résistance par rapport à un

mûrissement continu à l'air.

Ceci paraît paradoxal mais la terre stabilisée résiste bien à l'immersion et augmente même sa résistance lors du mûrissement.

- l'augmentation de paille augmente la plage plastique mais diminue considérablement la résistance.

- La résistance en compression augmente avec la teneur en ciment de 4% à 14%. mais au delà, la résistance ne croît plus substantiellement étant donné la rupture au niveau des grains.

- Les latérites peuvent être améliorées au moyen d'apports ou de coupures granulaires. La courbe (fig (2.1)) donne le pourcentage de sable optimale. Les figures 2.2 et 2.3 (annexe) montrent les courbes granulométriques des latérites améliorées.

- L'étude statistique donne les probabilités auxquelles on peut s'attendre pour un dosage fixé et une résistance fixée.

- Enfin une coupole a été construite en géobéton dans l'enceinte de l'EPT dans le cadre d'un projet de fin d'étude . Les briques utilisées ont été comprimées à 30 bars par une presse manuelle. De meilleures stabilisations peuvent être obtenues en comprimant à la presse mécanique, ou hydraulique.

Chapitre 3 L'HABITAT EN GEOBETON

3-1 ETUDES EXPERIMENTALES SUR LES BRIQUES DE LA SENAC ETERNIT**3-1-1 Détermination des caractéristiques du Géobéton**

Plusieurs projets réalisés à l'EPT ont eu à déterminer les principales caractéristiques aussi bien physiques , chimiques que morphologiques des parpaings de Géobéton . Ces briques étant compactées à une pression plus faible qu'à la SENAC ETERNIT , il importe de reprendre la détermination des caractéristiques qui intéressent . C'est ce qui a motivé à réaliser des essais de compression sur les briques de la SENAC ETERNIT . Dans le cadre du projet, un certain nombre de lots de briques a été offert par cette société .

Premier lot

Le premier lot qui a été brisé est réparti de la manière suivante :

- Moitié sur le plat
- Moitié sur le chant

Les résultats obtenus à l'essai de compression sont:

Tableau 3.1

N°	Dimensions mm	Mode	Résistance (KN)	Résistance (MPa)
1	29 * 14 * 8.2	plat	457	11.26
2	29 * 14 * 9.1	chant	210	7.95
3	29 * 14 * 9.1	chant	184	6.97
4	29 * 14 * 8.9	chant	118	6.90
5	29 * 14 * 9.8	plat	268	6.60
6	29 * 14 * 9.2	chant	158	5.92
7	29 * 14 * 9.5	plat	472	11.62
8	29 * 14 * 9.5	plat	404	9.95
9	Rejeté	-	-	-
10	29 * 14 * 9.1	chant	140	5.30

_ moyenne sur le plat -----> 9.85 MPa

_ moyenne sur le chant -----> 6.6 MPa

Deuxième lot

Ce lot nous a été soumis à l'essai car il a été fabriqué avec de la latérite ayant beaucoup de fines les résultats obtenus sont relativement faibles à cause de la texture très douce entraînée par l'excès de poussière

Tableau 3.2

N°	Dimensions mm	Rupture Mode	Résistance KN	Résistance MPa
21	10.9 * 14 * 29	chant	86	2.72
23	10.4 * 14 * 29	chant	77	2.55
24	10.8 * 14 * 29	chant	78	2.49
29	10.4 * 14 * 29	chant	84	2.78
22	9.7 * 14 * 29	plat	218	5.37
25	9.9 * 14 * 29	plat	218	5.37
26	9.9 * 14 * 29	plat	216	5.32
28	9.6 * 14 * 29	plat	252	6.21

Pour compléter l'étude en analysant l'effet de la dimension des briques sur l'essai, nous avons décidé de scier les briques et de les soumettre à l'essai

on obtient de ce fait les résultats suivants :

Tableau 3.3

N°	Dimensions mm	Rupture Mode	Résistance KN	Résistance MPa
30-1	14.5 * 11.5 * 7	chant	85	5.10
30-2	14.5 * 11.4 * 7	chant	78	4.72
30-3	14.5 * 11.4 * 7	chant	82	4.96
30-4	14.5 * 11.4 * 7	chant	76	4.60
27-1	14.5 * 11.5 * 6.9	chant	54	3.24
27-2	14.5 * 11.5 * 7	chant	61	3.66

On obtient les résultats

N° 21 à 29 sur le chant $R \approx 3.1$ MPa

PFE : Conception de quelques utilisations de structures en géobéton

 N° 21 à 29 sur le plat $R \cong 5.7 \text{ MPa}$
Troisième lot

Tableau 3.4

N°	Dimensions mm	Rupture Mode	Résistance KN	Résistance MPa
14-4	7 * 10.5 * 14.4	plat	68	4.50
14-1	7 * 10.4 * 14.4	plat	65	4.34
14-2	6.8 * 10.4*14.4	plat	80	5.34
14-3	6.9*10.5*14.69	plat	71	4.63
15	10.2* 14 * 29	chant	138	4.71
13	10.2* 14 * 29	chant	140	4.73
16	10.3* 14 * 29	chant	150	5.02
17	9.0 * 14 * 29	plat	484	11.9
19	9.7 * 14 * 29	plat	603	14.8
11	9.8 * 14 * 29	plat	420	non centré
12	10 * 14 * 29	plat	494	12.17
18-1	14.4 *6.9 *10.5	plat	125	8.21
18-2	14.4 *6.9 *10.5	plat	84	5.52
18-3	14.4 *6.9 *10.5	plat	110	7.22
18-4	14.4 *6.9 *10.6	plat	135	8.87
20	-	-	-	mal chargé

REMARQUE : la brique 14-4 a des coins cassés avant l'essai

 PFE : Conception de quelques utilisations de structures en géobéton

Quatrième lot

Tableau 3.5

N°	Dimensions mm	Rupture Mode	coiffée?	Résistance KN	Résistance MPa
6-1	140 * 145	chant	oui	180	9.00
6-2	145 * 140	chant	non	174	8.86
2-2	105 * 144	chant	oui	107	7.07
2-3	144 * 105	chant	non	126	8.33
2-4	143 * 103	chant	non	134	9.1
3-1	145 * 106	chant	non	155	10.1
3-2	145 * 109	chant	non	176	11.1
3-3	108 * 143	chant	oui	118 *	7
3-4	105 * 144	chant	oui	107	7.07
4-1	142 * 140	chant	non	165	
4-2	143 * 140	chant	oui	174	
5-1	143 * 140	plat	non	228	11.4
5-2	142 * 140	plat	oui	165	8.3

REMARQUE : Centrage des briques difficile

-Les briques coiffées sont les plus mal en point

Cinquième lot Lot entrée de garage

Tableau 3.6

	Rupture mode	Dimensions	Résistance KN	Résistance MPa
Non coiffées	plat	29 * 14 * 9.0	410	11.1
	plat	29 * 14 * 9.2	472	11.6
	plat	29 * 14 * 9.2	430	11.6
Coiffées	plat	29 * 14 * 9.2	334	10.2 *
	plat	29 * 14 * 9.0	244	*
	plat	29 * 14 * 9.2	462	
Coiffées	plat	29 * 14 * 9.0	466	11
	plat	29 * 14 * 9.0	344	9.8

REMARQUE : * huile non enlevée

3-1-2 Analyse et étude statistique

De toutes les expériences sur la détermination de la résistance des briques, nous remarquons avec ce dernier essai que l'influence de la coiffe est négligeable et que donc nos premiers résultats sont à considérer. Il a été aussi constaté que l'huile qui est présente sur la surface de la coiffe de souffre et donc au contact avec les plaques, fait glisser ces dernières par rapport aux parpaings. Il s'en suit un effet direct sur le confinement qui diminue considérablement la résistance des briques. C'est

PFE : Conception de quelques utilisations de structures en géobéton

l'explication qui pourrait découler du tableau 3-5 où les briques coiffées offrent moins de résistance en général que celle non coiffées ce qui semble paradoxale .

Cet échantillon (tableau 3.6) représente alors une base de données pouvant nous permettre de faire une étude statistique .

Il est à remarquer que les briques disposées à plat offrent plus de résistance que celles disposées sur le chant . Ceci s'explique assez bien car le facteur de confinement joue un rôle important dans la résistance .

L'effet de confinement

Les résultats des essais montrent que généralement les briques de moindre hauteur offrent plus de résistance par rapport aux autres . Ce phénomène est dû aux effets de confinement aux bords des plaques d'appui qui offre une certaine inertie au déplacement latéral des surfaces d'appui des briques .

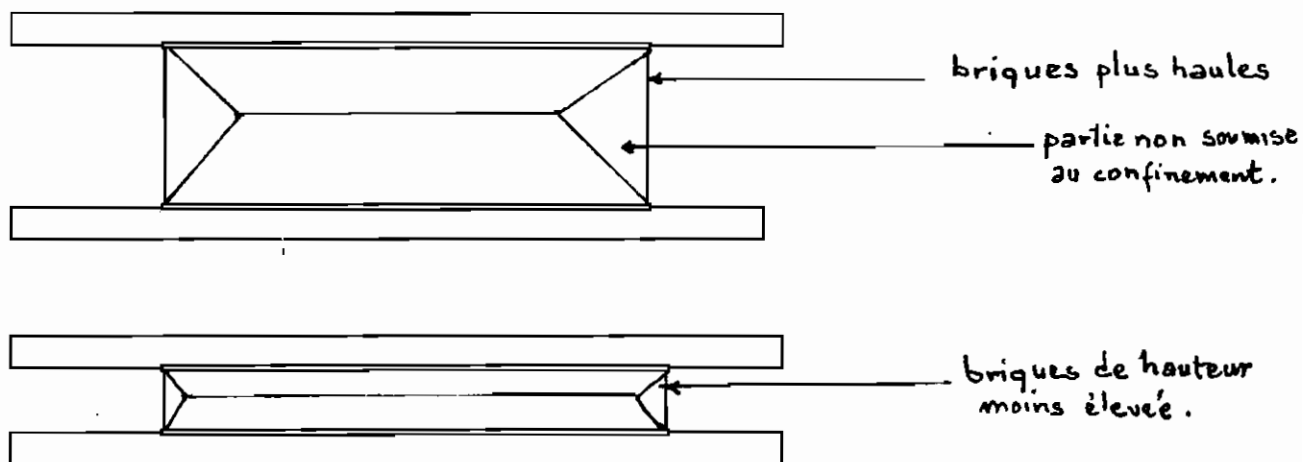


Figure 3.1 : Action du confinement

En prenant par exemple les deux briques ci-dessus, nous remarquons que le déplacement latéral est plus facile pour la première que pour la deuxième. Or cette liberté supprimée augmente la résistance à la compression de tout corps.

Etude statistique

Nous écartons les deux valeurs avec huile non enlevée pour les raisons évoquées ci-dessus :

Les valeurs sont en MPa

on a :

$$X_1 = 10.1 \quad X_2 = 11.6 \quad X_3 = 10.6 \quad X_4 = 11.4 \quad X_5 = 11.5 \quad X_6 = 8.6$$

Moyenne arithmétique

$$m = (1/6) * (10.1 + 11.6 + 10.6 + 11.4 + 11.5 + 8.6) = 10.63 \text{ MPa}$$

Expérance mathématique

$$E(X) = \sum X_n P_n$$

Dans l'hypothèse d'équiprobabilité (Toutes les valeurs ayant les mêmes chances) du à l'unicité de chaque valeur , l'expérance mathématique se réduit à la moyenne arithmétique

$$E(X) = 10.63 \text{ MPa}$$

Cette valeur représente celle à laquelle nous devons nous attendre après la réalisation d'un essai . Toute fois , nous verrons les écarts probables qui sont reliés à cette valeur .

Variance

La variance est le moment d'ordre 2 de la variable aléatoire Y

telle que $Y = X - m$

elle est aussi définie par

$$V (X) = E (X^2) - (E (X))^2$$

En appliquant cette dernière définition , on a :

$$E (X) = (16.84 + 22.43 + 18.73 + 21.66 + 22.04 + 12.33) = 114.025$$

$$V (X) = 114.025 - 10.63^2 = 1.03$$

Ecart type

Il représente la racine carrée de la variance

$$e = V (X)^{1/2} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a : } e/m = 0.095 = 9.5 \%$$

3-1-3 Mode de rupture

Il a été aussi constaté que les briques se brisent suivant un mode différent de celui observé généralement avec le béton et qui est cône. Ce mode consiste en des plans plus ou moins parallèles faisant des stries . L'analyse de ces plans fait penser au mode de compactage par couche des briques .

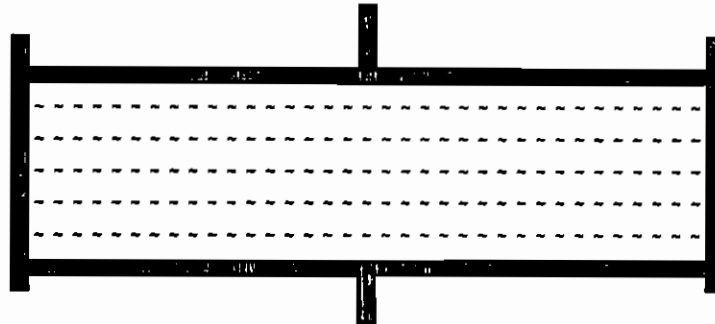
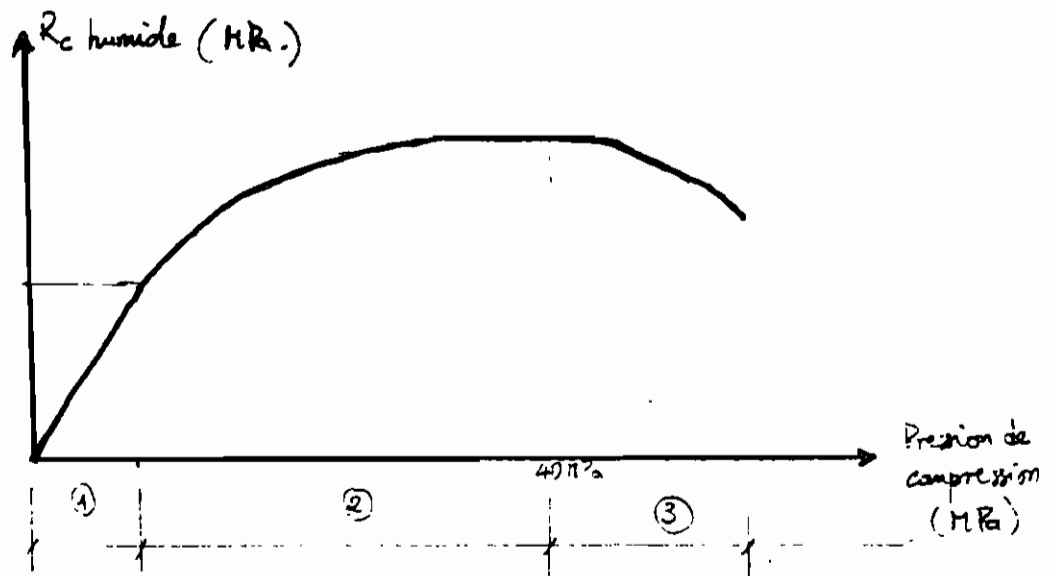


Figure 3.2 : Compression par couche des briques

3-1-4 Les paramètres de la compression

Il s'agit de développer les paramètres déterminants pour apprécier la compression .

On définit d'abord la pression de compression théorique qui peut être très basse (1 à 2 Mpa) , basse (2 à 4 Mpa) , moyenne (4 à 6 Mpa), haute (6 à 10 Mpa) , très haute (10 à 20 Mpa) et méga (au delà de 20 Mpa). Mais il faut déduire les pertes par frottement , etc... qui peuvent , suivant les presses , atteindre 50 % de la force déclarée par le constructeur et on a la force utile .Il faut signaler que théoriquement la résistance humide augmente avec la pression de compression mais ceci est plutôt valable pour les grains de densité spécifique proche de 7 (minéraux lourds) . Pour les sols normaux ($\gamma_s=2.65$), au delà de 40Mpa , il y a un phénomène d'attrition qui fait que la résistance diminue . on obtient la figure 3.3 :



- ① → Augmentation rapide de la résistance
- ② → Augmentation ralentie.
- ③ → diminution

Figure 3.3 : Courbe de pression de compression

En fait , les paramètres de compression sont nombreux et assez complexes comme nous avons essayé de les décrire tout au long de ce document .

3-2 APPORT A LA CONSTRUCTION D'HABITATION (réf. 2)

3-2-1 Introduction

L'évolution de l'artisanal à l'industriel dans la production de géobéton est possible et réelle , mais il est évident que cette tendance doit être justifiée au regard de paramètres de situation particuliers.

La production du géobéton propose une synthèse des connaissances actuelles sur l'offre internationale des équipements et permet de choisir le matériel afin d'optimiser l'adéquation de l'appareil de production au contexte donné. Néanmoins , la finalité de l'installation d'une briqueterie n'est pas seulement de produire des composants ,mais en aval,de permettre la construction d'un habitat approprié .

La technologie du géobéton nécessite une réflexion spécifique sur la conception architecturale au sens le plus large. A ce niveau, l'information et la formation sont aussi indispensables qu'incontournables.

3-2-2 Conception architecturale

3-2-2-1 Typologie et caractéristiques des blocs

Les dimensions de blocs recommandées sont en longueur, largeur et hauteur:

29,5 * 14 * 9 cm ou 29.5 * 14 * 10 cm.

Les types de travaux réalisables sont variables allant des murs porteurs, la maçonnerie de remplissage à la maçonnerie armée. (voir figure 3.4)

Signalons que les dimensions des blocs imposent un format de travail c'est-à-dire une épaisseur de joint dans certains types d'appareillages . On obtient donc le dimensionnement comme suit :

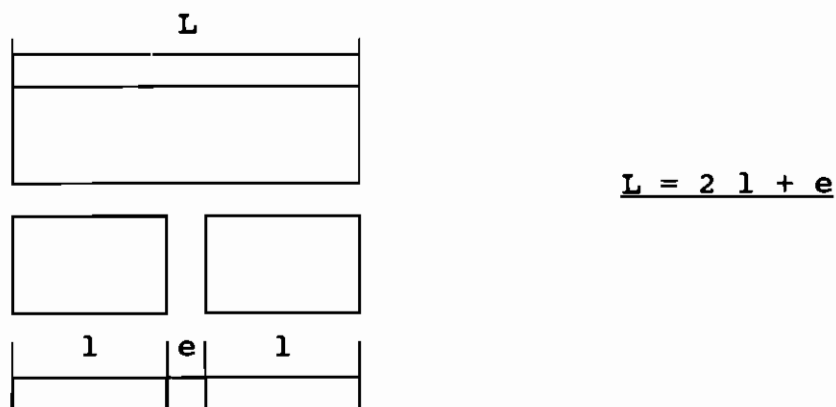


Figure 3.5

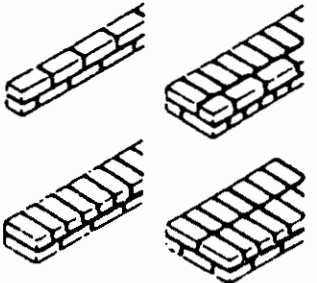
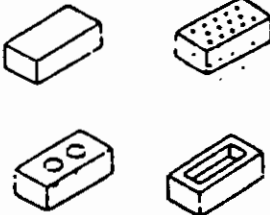
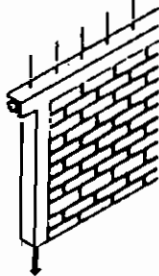
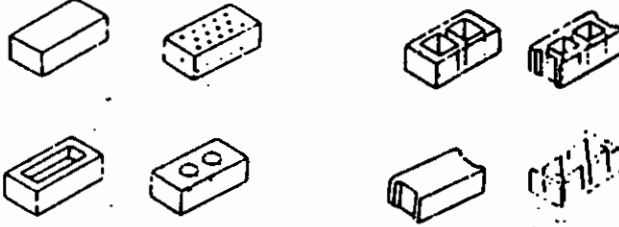
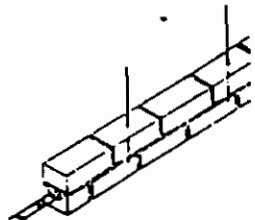
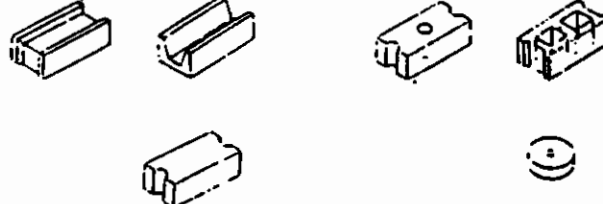
TYPE DE TRAVAUX	TYPE DE BLOCS	
<p>MAÇONNERIE PORTEUSE TRAVAUX COURANTS</p>		
<p>MAÇONNERIE DE REPLISSAGE</p>		
<p>MAÇONNERIE ARMÉE</p>		

Figure 3.4 : Différentes possibilités d'utilisation des briques

PFE : Conception de quelques utilisations de structures en géobéton

3-2-2-2 Typologie des systèmes de construction en maçonnerie

Les types de murs possibles sont :

- des murs massifs (rigides),
- des murs à contrefort ,
- des murs minces : dans ce cas le chaînage obligatoire liera les murs
- des murs à ossature et de remplissage : il n'y a pas de contrainte sur les dimensions.

Des types d'architecture différents peuvent être adoptés:

-cellule fermée (voir figure 3.6)

-une suite d'éléments autostables : ces éléments doivent être épais ou minces avec contrefort ou chaînage . Les éléments étant stables on n'est plus limité par le mode de blocs et on peut laisser les ouvertures que l'on voudra . Une bonne architecture devra permettre de ne pas sentir la séparation des éléments.

-une ossature et un remplissage : l'ossature peut être en béton armé ou en bois (type d'architecture le plus fréquent)

-un système mixte : des blocs de terre stabilisée en haut et en bas du mur et des blocs d'adobe(terre sans ciment)entre les deux . On pourra adopter un système d'arcs qui fonctionne comme des chaînages puisqu'ils reprennent les charges verticales.

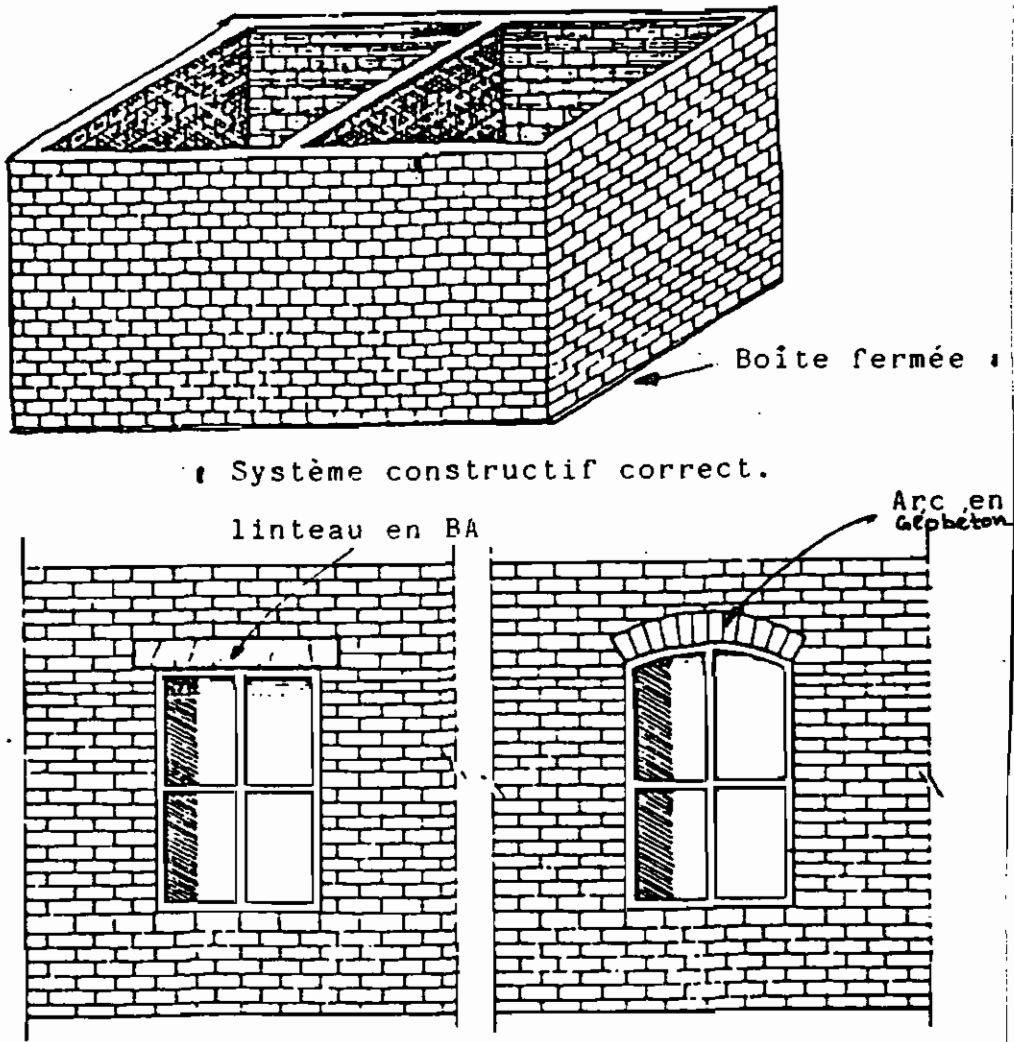


Figure 3.6 Cellule fermée

3-2-3 Technique de maçonnerie : arcs , voutes , coupôles

Les arcs , voûtes et coupôles sont des systèmes constructifs qui permettent le franchissement coplanaire pour les voûtes , spatial pour les coupôles et linéaire pour les arcs. Ils sont capables de travailler principalement en compression , ce qui influe fortement sur leur forme . Il y a principalement trois types d'arcs : arc plein-cintre, arc surbassé et arc surhaussé, suivant que l'arc est un demi-cercle complet, moins d'un demi-cercle ou plus d'un demi-cercle . Le critère de choix d'un type d'arc est fonction de la menuiserie (porte , etc...) et de la portée. Un exemple de dimensionnement se trouve dans la référence³.

3-2-4 Le système fondation, soubassement et pavement ou plancher

Différents cas de figure sont présentés à la figure 3.7. Il est important de savoir que l'objectif principal du chaînage dans les fondations est de stabiliser les parois contre les mouvements potentiels des fondations . Ces mouvements étant essentiellement verticaux, le chaînage sera conçu comme une poutre avec moment de flexion dans le sens vertical . Dans le cas de sols gonflants de fondation, il faudra éviter de supposer que l'on peut supprimer le tassement ou le gonflement en appliquant insuffisamment de pression car ceci n'agit pas en profondeur.

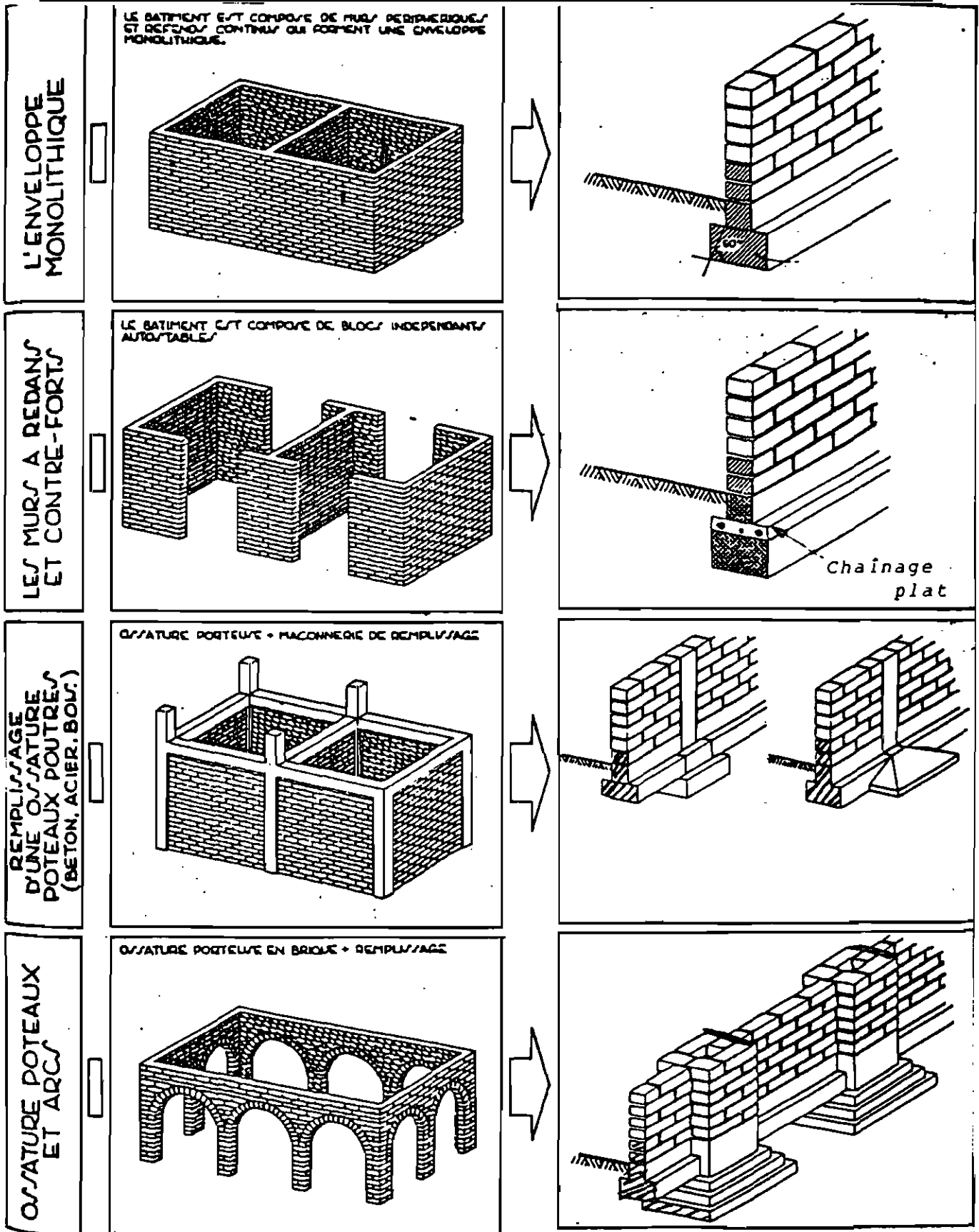


Figure 37: le système de fondation : problème de structure.

JOINTS DE DILATATION, DANS LA MAÇONNERIE : /
 JOINTS DE RUPTURE DANS LES FONDATIONS : > 20 m .

3-2-5 Le système de mur

3-2-5-1 Les problèmes de structure

Les symptômes sont les fissures et la défaillance des protections de surface. Les causes sont le flambement , l'écrasement, le cisaillement et la traction. Les origines sont des charges excentriques, horizontales, etc ...

Les règles de conception avec les spécifications techniques permettent de pallier quelque peu à ces problèmes.

3-2-5-2 Les problèmes d'humidité

Il doit y avoir une homogénéité entre les blocs et le mortier et on doit prévoir éventuellement des blocs spéciaux pour les angles et aussi une protection de surface ; cependant on doit vérifier les risques de condensation qu'on court lorsque l'enduit est imperméable alors que le bloc est perméable .

3-2-6 Le système mur et ouverture

Les problèmes de structure et d'humidité se manifeste par des traces d'humidité, de l'érosion, des fissures, etc...et les causes

sont le ruissellement, l'impact aérodynamique, la condensation, la traction, l'écrasement.

La conception impose que le placement d'ouvertures dans un mur permette l'entretien, les réparations et le remplacement sans endommager la structure avoisinante ; en effet , la durée de vie des maçonneries est supérieure à celle de la menuiserie . Toute concentration d'ouverture est proscrite car la charge à supporter réagirait comme s'il s'agissait d'une seule ouverture . Les portées classiques se limitent à 1,2 m et la distance minimale entre une ouverture et l'angle d'un mur sera de 1 m , sinon il faut prévoir des renforcements ou adopter une structure spécifique.

La longueur totale des ouvertures dans un mur ne doit pas dépasser 35% de la longueur totale du mur si les linteaux ne sont pas encastrés de 20 cm au minimum.

Pour éviter les fissures au niveau de l'arc, il faut le surélever ou augmenter le nombre d'assises entre le chaînage et l'ouverture au delà de 2 rangées pour que les contraintes induites aient le temps de dissiper. Dans le cas où le linteau haut est chargé au point qu'on risque d'avoir des fissures d'angle en bas de l'ouverture, on mettra un linteau sous l'ouverture avec armature dans la partie supérieure du linteau puisqu'il fléchit vers le haut.

3-2-7 Le système mur-plancher-toiture

Le plancher est soumis à des vibrations, des rotations, des dilatations et en cas de dalle portante sur les 4 cotés, à un soulèvement des angles .

A cet effet, des tolérances ont été prévues tout en évitant tout encastrement partiel dans la paroi . Ces tolérances concernent les toitures plates , les toitures inclinées, et les toitures courbes.

PARTIE B

SUPPORT DE RESERVOIR EN GEOBETON

Chapitre 4 INTRODUCTION ET CHOIX DE LA STRUCTURE

Pour mieux réussir cette partie , il est impératif de connaître toutes les caractéristiques du Géobéton , les dimensions du réservoir , et d'autres informations utiles à la conception telles que la pression d'eau nécessaire à un robinet (douche ,chasse etc ...) , la hauteur générale d'un rez-de-chaussé et d'un niveau etc ...

Tout ceci aidera à déterminer la forme et l'élançement du support et éviter tout problème dû aux charges de vents . Les dimensions des réservoirs disponibles sont les suivantes:

Tableau 4.1: Réservoirs de Fibrociment de la SENAC ETERNIT

MODELE	DIMENSIONS			épaisseur (mm)	capacité (litres)	poids à vide (Kg)
	A	B	HAUT			
CARRE	95	95	75	12	566	100
	108	108	90	14	925	150
CYLINDRE	92	-	108	12	600	110
	105	-	115	14	900	130
	76	-	75	10	300	80

4-1 Détermination de la hauteur du support

Etant donné que le but de ce support est de maintenir le réservoir à une hauteur pouvant lui permettre de satisfaire toute une maison , il faudra distinguer la hauteur suivant l'habitation.

Estimant que les propriétés à Dakar constituent souvent un rez de chaussé et un étage , nous distinguerons deux cas:

- un rez de chaussé simple
- un rez de chaussé et un étage

4-2 Population à desservir

Les recherches dans la référence 4 nous montrent que pour une ville d'un pays en développement la consommation recommandée par l'OMS est d'environ 40 l/hab/j ce qui inclut toutes les pertes . Vu que les pertes sont toujours minimisées en période de coupure , on peut considérer que cette limite est largement suffisante . Un petit calcul permet de voir que le réservoir de 900 l servira une maison de 22 habitants pour une journée de coupure d'eau , ce qui est du côté de la sécurité car les coupures ne durent que des heures . Une famille de 7 personnes pourrait être servie pendant plus de 3 jours.

4-3 Détermination de la pression minimale à un robinet (douche , chasse etc...)

Cette pression représente celle requise pour satisfaire pleinement les besoins d'utilisation au robinet le plus exigeant. Le code français prescrit (référence 5) d'avoir une pression résiduelle de 2m ou de 5m au dessus du dernier robinet ,suivant que celui-ci sera un puisage ordinaire ou une valve de chasse . Il serait judicieux de prendre le maximum de 5m qui aidera à combattre d'éventuelles pertes de charges .

4-4 Hauteur de support

Etant donné qu'il faut 5m d'eau à partir du dernier robinet , on a :

$$H \text{ rés} = H1+5m$$

H1 = hauteur au dernier robinet

- rez de chaussé simple

$$H \text{ rés} = 2m+5m = 7m$$

- rez de chaussé et un étage

$$H \text{ rés} = (3m+2m) + 5m = 10m$$

4-5 Choix de la structure

Plusieurs cas de structures ont été examinés et considérant les critères comme la résistance , la stabilité ,

l'économie etc... un choix judicieux sera fait . les différents cas sont présentés à la figure ci-après .

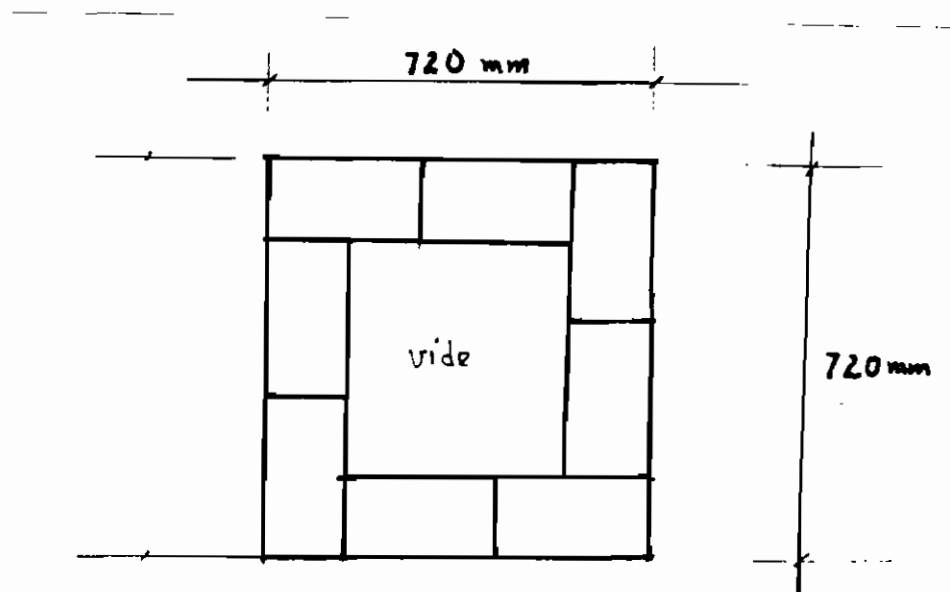


Figure 4.1 : Structure n°1

C'est la première structure qui a été envisagée . Elle est composée uniquement de géobéton et offre l'avantage de pouvoir faire passer les conduites par le vide qui est au milieu . Aussi

avons-nous fait les calculs suivants , qui amène à la conclusion de rejet de la structure .

4-5-1 Stabilité de la structure n° 1

Le poteau étant libre en haut (rotulé) et encastré en bas , on a $k = 2$

l'exemple de calcul pris est le cas $H = 10\text{m}$ qui est le plus défavorable .

on a $r = 0.31 * h$ avec h la hauteur hors tout de la section de Géobéton choisis.

$$\text{donc } r = 0.31 * 720 = 223.2 \text{ mm}$$

considérant l'épaisseur des joints , on peut arrondir à :

$$r = 235 \text{ mm}$$

$$kl/r = (2*10000)/235 = 85.11$$

Cette valeur est bien inférieure à 100 comme l'a suggéré le code CANADIEN et donc nous ferons le dimensionnement pour ce poteau considéré comme non contreventé.

La surcharge du vent :

$$P_v = 50 * 10^{-6} * v^2$$

$$v = \text{Vitesse du vent en km/h}$$

Au SENEGAL , la vitesse maximale du vent est d'environ 140 km/h

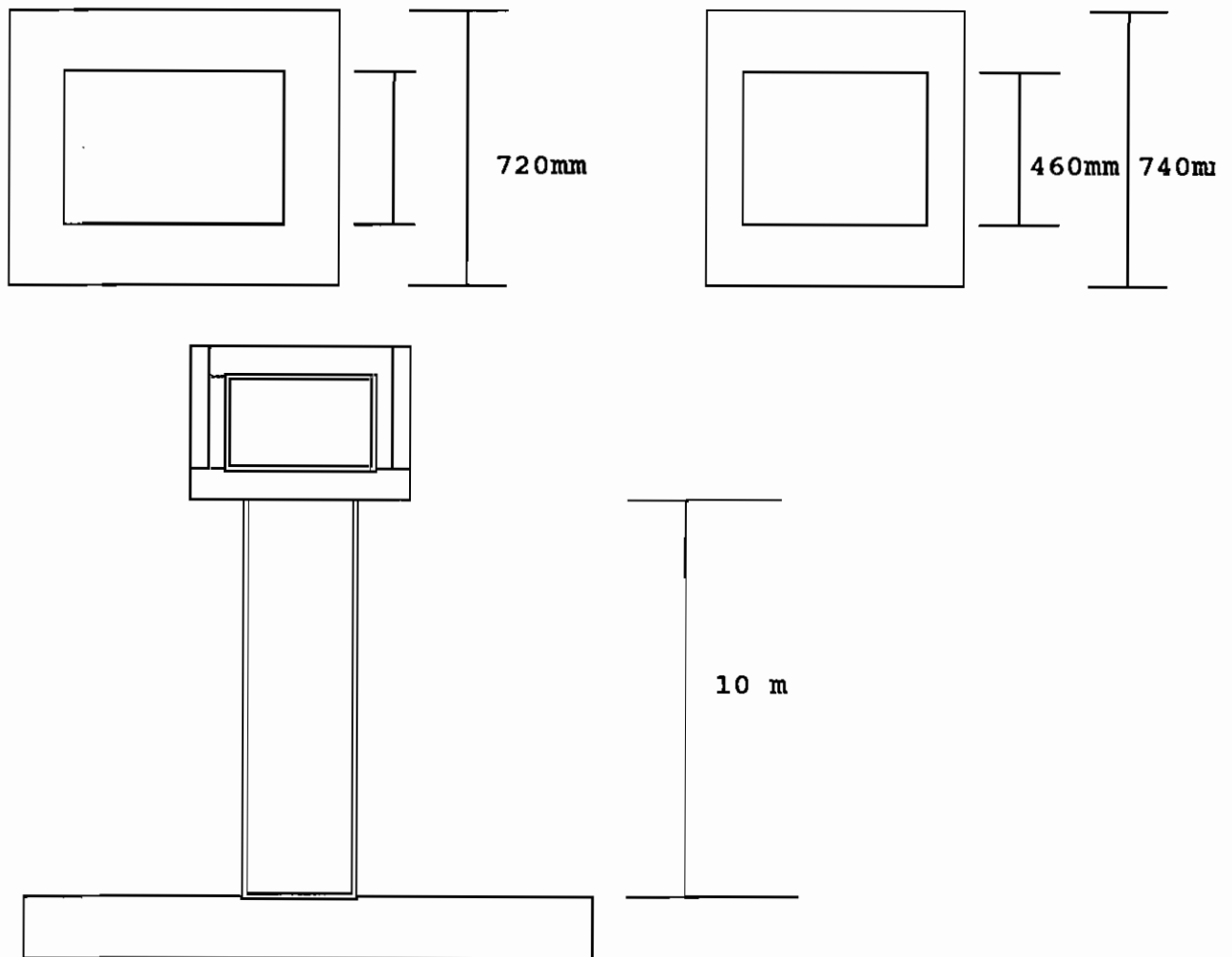


Figure 4.2 le support

$$P_v = 50 \cdot 10^{-6} \cdot 140^2 = 0.98 \text{ KPa}$$

$$P_v = 1 \text{ KPa}$$

Calcul de la contrainte imposée par le moment renversant

le module

$$s = \frac{(740^4)/12 - (460^4)/12}{370} = 57453000$$

$$M_t = 10 \cdot 0.74 \cdot 5 \cdot 1 + 1.5 \cdot 1.6 \cdot 1 \cdot 10.7 = 62.68 \text{ KNm}$$

$$\text{d'ou } (M_t/s) = (62.68 \text{ E6})/57453000 = 1.1 \text{ MPa}$$

C'est la contrainte à vaincre pour ne pas avoir de traction .

Le moment stabilisant est :

la masse volumique du Géobéton

$$= (8.5)/(0.29*0.14*10) = 2094 \text{ Kg/m}^3$$

nous prenons une masse volumique de 2200 Kg/m³

$$\begin{aligned} \text{Poids(couvre réservoir)} &= 1.46*1.5*0.14*4 \text{ 2200} = 1.22 * 2200 \\ &= 2700 \text{ Kg} \text{----->27 KN} \end{aligned}$$

$$\text{Poids(eau + poids vide)} = 900 + 130 = 1030 \text{ KG} \text{ ----->10 KN}$$

$$\text{Poids(colonne)} = 0.6* 10*0.14*4 = 7392 \text{ Kg} \text{----> 74 KN}$$

$$\underline{\text{Le total}} = 27+10+74 = 111 \text{ KN}$$

on a donc

$$\text{la contrainte} = 111/336000 = 0.33 \text{ MPa}$$

le rapport des moments donne

$$0.33/1.1 = 0.3$$

Ce qui représente un coefficient de sécurité très faible. Même le poids de la dalle dont il n'a pas été tenu compte ne pourrait résoudre le problème.

Vu ce résultat , il serait impératif d'imposer une précontrainte en mettant par exemple une barre boulonnée dans chacun des quatres coins de la section de la colonne.

Comme le géobéton ne résiste pas en traction ,il serait mieux de rejeter cette solution pour raison de sécurité, de commodité et d'esthétique.

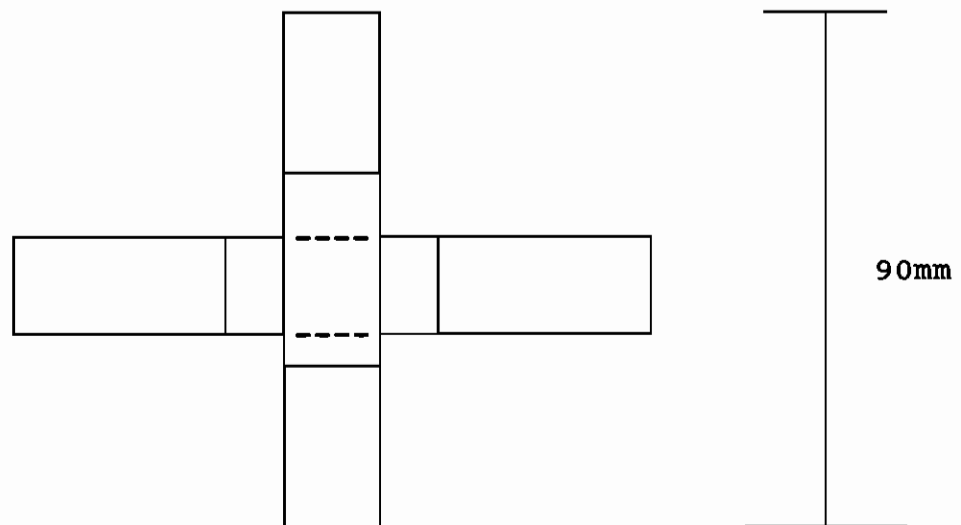


Figure 4.3 - Structure n°2

Cette structure crée les mêmes sinon plus de problèmes que celle du cas précédent du point de vue de la stabilité car n'augmente pas le poids, mais la surface exposée au vent . Nous devons donc la rejeter.

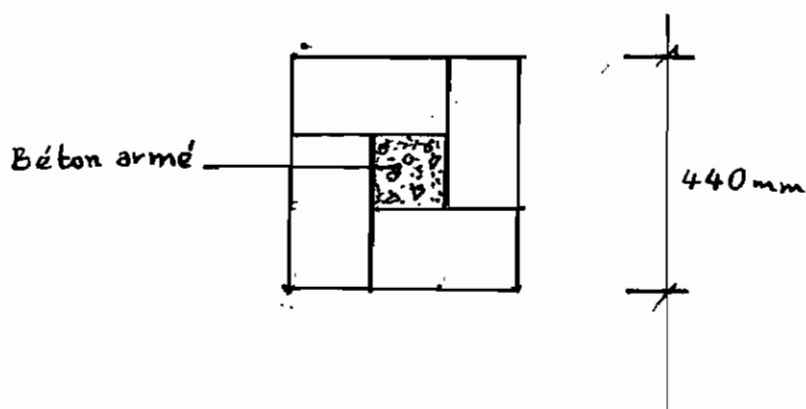


Figure 4.4 - Structure n° 3

Ce cas offre un poteau assez petit ayant une bonne forme architecturale. Le noyau sera remplie de béton armé avec des armatures dans les quatres coins. Il apparaît qu'il est imprudent de couler du béton dans un coffrage de 160 mm ce qui risquera de

donner des nids d'abeilles . Cette solution sera donc à proscrire à cause de la difficulté d'exécution . La longueur du poteau ne facilitera pas l'utilisation d'une aiguille vibrante .

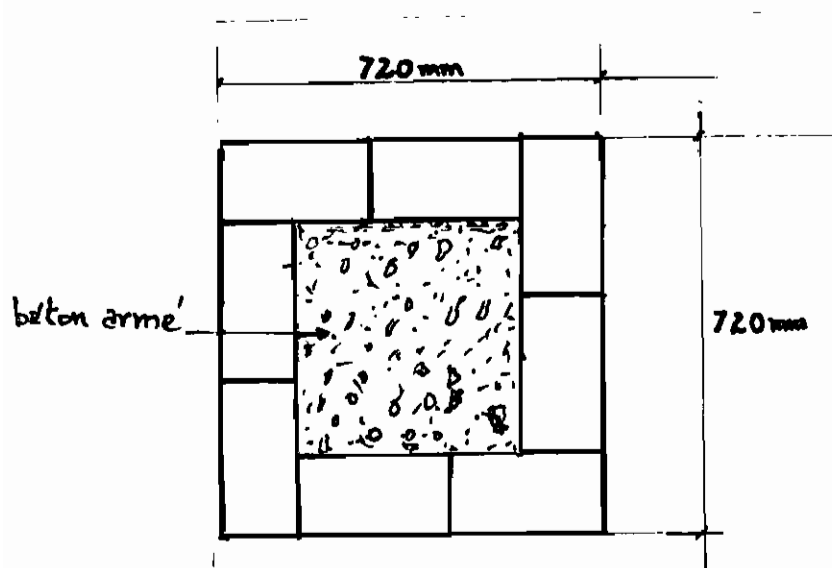


Figure 4.5 - Structure n°4

Nous reprenons la structure n°1 en mettant du Béton armé à l'intérieur . Seulement , la quantité de béton que nous utiliserons ne justifiera pas l'objectif de notre projet qui est d'utiliser le

géobéton au maximum . Nous chercherons donc une autre structure répondant à ces divers problèmes .

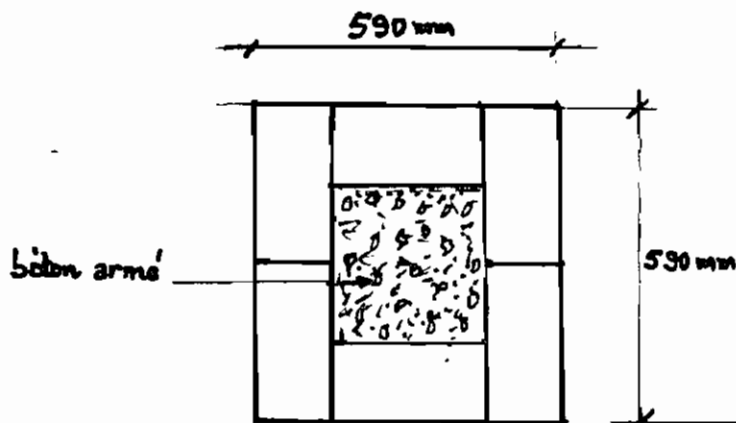


Figure 4.6 - Structure n°5

Cette structure présente l'avantage d'avoir une dimension moyenne, un poids qui est augmenté par le béton armé , des armatures pouvant reprendre les efforts de traction .

4-5-2 Le Choix

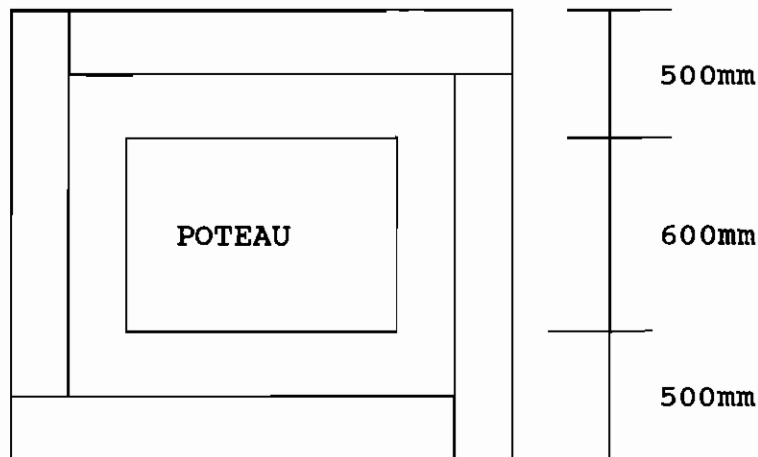
Nous portons donc notre choix sur la structure n°5 en prenant soin de réaliser 2 anneaux (des manchons) à l'intérieur du noyau afin de faire passer les conduites d'admission et celles de rejet .

Pour l'entretien des conduites, le coude qui sera à côté de la fondation impose d'ouvrir une petite porte en bas. La porte sera assez petite pour ne pas avoir une influence sur la tenue du poteau. Elle sera fermée par un élément en béton armé .

Chapitre 5 DIMENSIONNEMENT DU SUPPORT

5-1 DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE**5-1-1 Les dimensions de la dalle**

On sait que le plus grand réservoir a une plus grande dimension de 108 cm. En prévoyant pour l'entretien 15 cm de chaque côté, on obtient $l = 138$ cm puisqu'on aura une cage d'épaisseur 10 cm (une brique sur le haut) on aura $L = (138 + 20)$ cm $\implies L = 1,6$ m

Figure 5.1 La dalle

nombre de brique sur chaque côté on a $160/29 = 5,5$

on prend 5 briques $\implies 5 \times 29 = 145$ cm.

il restera $160 - 145 = 15$ cm.

Ce qui correspond à 1 côté d'une brique (10 cm) et 5 cm pour les enduits.

5-1-2 Technique de dimensionnement

Nous prenons la dalle comme étant en porte à faux de la manière suivante

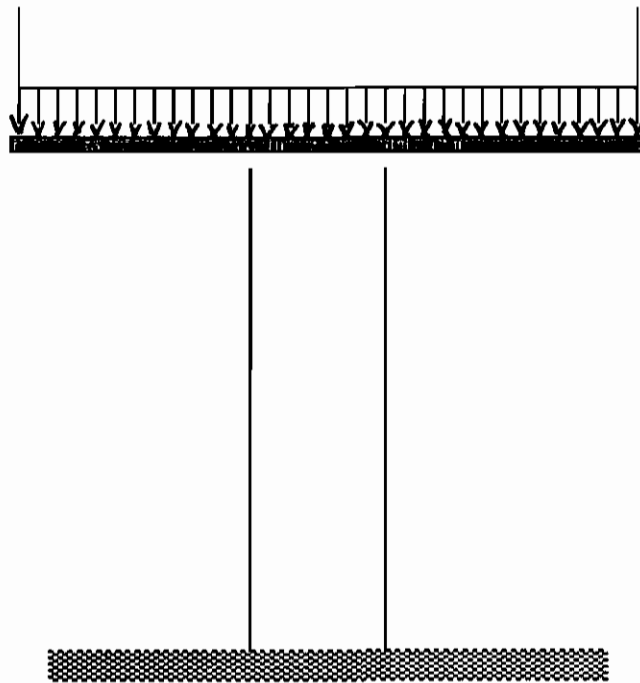


Figure 5.2 : Les charges sur la dalle

Il nous faudra dimensionner une partie de la dalle comme en porte à faux

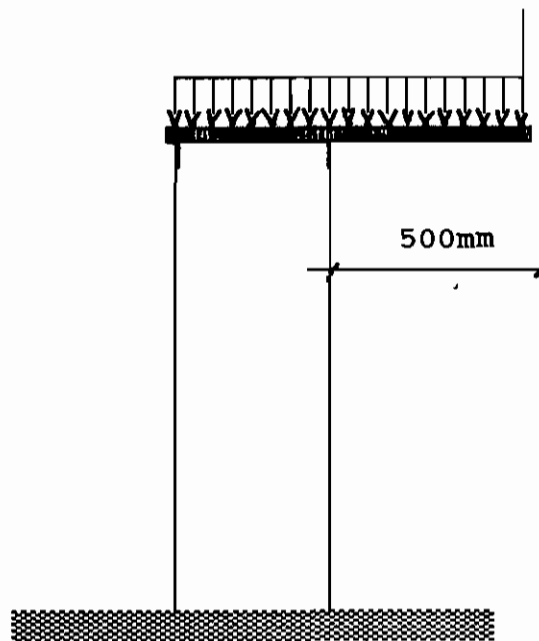


Figure 5.3 : Structure considérée pour le dimensionnement

et on dimensionne cette partie comme une dalle dans une direction.

5-1-3 Epaisseur minimale

la dalle est en porte à faux et la référence 6 Art. 7.6.1

on aura :

$$h_{\min} = \frac{1}{10} \frac{500}{10} = 50 \text{ mm} = 5 \text{ cm.}$$

Avec un enrobage de 40mm en haut et en bas , et deux rangées de barres , on prends $h = 100\text{mm}$

5-1-4 Calcul des charges

Charges permanentes :

$$pp \text{ de la dalle} = 0,1 \times 2400 \times 9,81 = 2,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge concentrée } 8,5\text{kg} \times 5,5 \times (\text{haut}=12 \text{ briques} = \frac{118}{14} = 420\text{kg}) = 4,2 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation :

$$\begin{array}{l} \text{eau} \text{ ----> } 925 \text{ l} = 925 \text{ kg} \\ \text{Poids à vide} \quad 150 \text{ l} = 150 \text{ kg} \end{array} \quad \text{====>} \quad \frac{1075}{1,6^2} \text{ Kg/m}^2 = 4,12 \text{ KN/m}^2$$

5-1-5 Calcul des charges pondérées

$$\text{Charge permanente } W_f = (1,25 \times 2,36 + 1,5 \times 4,12) \text{ KN/m}^2 = 9,13 \text{ KN/m}^2$$

$$P_f = 1,25 \times 5,5 \text{ KN} = 5,25 \text{ KN.}$$

5-1-6 Clacul des sollicitations et de l'armature

	Appui	Milieu	Extrémité libre
Coef C pour Mf	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$	0
ln en mm	500	500	500
Mf1 = Cwf ln ² KN.m	0,14	0,28	0
Mf2 = Pf x ln KN.m	2,62	1,31	0
Mf en KN.m	3.76	1,70	0
Mf1 Coef C pour Vf	$\frac{1,15}{2}$		1/2
Vf	2,20 + 5,25 = 7,45		1,915 + 6,88 = 8,8
As = $\frac{Mf \cdot 10^6}{\sigma_s \cdot f_y \cdot 0,9 \cdot d}$ (mm ²)	219	100	
Smax = 3 h (mm)		3 x 100 = 300	
Asmin = $\frac{0,002 \cdot A_g \cdot h \cdot b}{mm^2}$		100	
Armature espacé à	6 barres n°8 espacé à 300 mm As = 300 mm ²		

si on prend un enrobage de 15 mm des barres de 8mm on a :

$$d = 100 - 40 - 4 = 56 \text{ mm}$$

$$b = 1000$$

5-1-7 Vérification effort Tranchant

V_f à une distance d du nu de l'appui

$$V_f = 9,08 - 0,056 \times 9,13 = 8,57 \text{ KN}$$

$$V_c = 0,2 \times 0,6 \times 5 \times 1000 \times 56 \cdot 10^{-3} = 33,6 \text{ KN}$$

on a bien $V_f < V_c$ On n'a pas besoin d'étrier

Comme on le voit, nous avons facilité les calculs pour la détermination de l'aire de l'armature requise par la formule approchée. Les valeurs trouvées sont des valeurs prudentes et même trop sécuritaire étant donné la faiblesse des charges à supporter.

En calculant ρ on a :

$$0,002 < \rho = 0,005 < 0,45$$

Il faudra alors généraliser cette disposition sur les 4 côtés de la dalle pour avoir le dimensionnement de la dalle . Cette disposition renforce la tenue de la dalle et nous place du côté très sécuritaire.

5-2 DIMENSIONNEMENT DU POTEAU

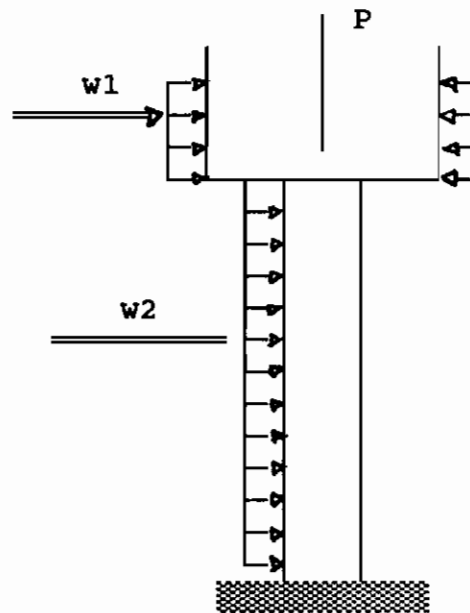


Figure 5.4 Chargement du poteau

5-2-1 Détermination des charges

Calcul de P.

Charges permanentes

Poids propre de la dalle ---> $2,36 \times 1,6^2 = 3,8 \text{ KN}$ Charge concentrée -----> $4,2 \text{ KN} \times 4 = \frac{16,8 \text{ KN}}{21 \text{ KN}}$ eau + poids à vide ---> $4,12 \times 1,6^2 = 10,55 \text{ KN}$

Calcul des surcharges pondérées :

Charge permanente pondérée ---> $1,25 \times 20 \text{ KN} = 25 \text{ KN}$

Surcharge pondérée ----> $10,55 \times 1,5 = 15,83 \text{ KN}$

d'où $P_f = 25 \text{ KN} + 15,83 \text{ KN} = 40 \text{ KN}$

Calcul de W

Considérons que W agit sur une face du cube de géobéton couvrant le réservoir on a :

$$W_1 = 1 \text{ KN/m}^2 \times 1,6\text{m} \times 1,18 \text{ m} = 1,9 \text{ KN}$$

$$W_{1 \text{ pondéré}} = 1,9 \times 1,5 \text{ KN} = 2,85 \text{ KN}$$

W est placé à $\frac{118}{2} = 59 \text{ cm}$ du haut du couvre réservoir

$$W_2 = 1 \text{ KN/m}^2 \times 0,59\text{m} \times 10\text{m} = 5,9 \text{ KN}$$

$$W_{2 \text{ pondéré}} = 5,9 \times 1,5 = 8,85 \text{ KN}$$

Calcul des moments

Moment du premier ordre par

rapport à A

On a P qui n'a pas de moment

$$\begin{aligned} W_1 \implies M_1 &= W \times 10,59 \text{ m} = 2,85 \times 10,59 \\ &= 30,18 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 \implies M_2 &= 1 \text{ KN/m}^2 \times 0,59 \times \frac{10^2}{2} \times 1,5 + 30,18 = 44,25 \text{ KN.m} \\ &= 30,18 + 44,25 \\ &= 75 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Moment du second ordre

Calcul de l'excentricité e : nous pouvons assimiler le système à :

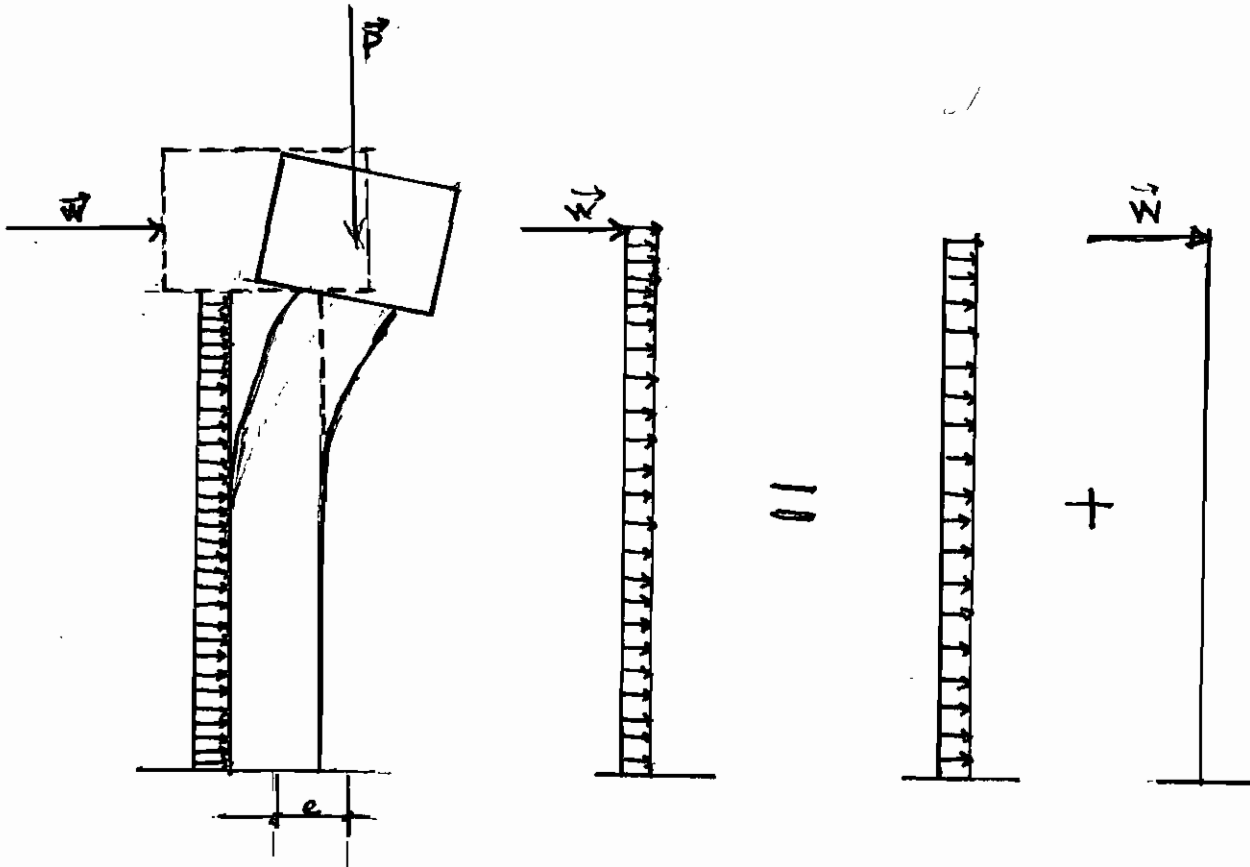


Figure 5.5 Effet du second ordre

le principe de superposition donne :

$$e = e_1 + e_2 = \frac{WL^3}{3EI} + \frac{WL^4}{8EI}$$

Calcul de E et I :

$$I = \frac{519^4}{12} = 1,00978 \cdot 10^{10} = 1,01 \cdot 10^{10}$$

on prends $I_{\text{fissuré}} = 66\% \times I = 0,67 \cdot 10^{10}$

Calcul de E

Nous avons un matériau composite qui comporte du béton et du géobéton.

$$E_{\text{béton}} = 5000 (f'_c)^{1/2} = 5000 * 5 = 25000 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{géobéton}} = 5000 (f'_c)^{1/2} = 5000 * (10)^{1/2} = 15811,4 = 16000 \text{ Mpa}$$

pondérons par la surface pour avoir E.

$$\begin{aligned} \text{Surface}_{\text{béton}} &= (59 - 2 \times 14)^2 = 961 \text{ cm}^2 \\ &= 0,0961 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Surface}_{\text{géobéton}} = 59^2 - 961 = 0,252 \text{ m}^2$$

$$E = \frac{25000 \times 0,0961 + 16000 \times 0,252}{0,59^2} = 18484,6$$

on prend $E = 18500$ pour raison de sécurité, on prend $E = 16000$

$$\text{et on trouve } e = \frac{2,85 \times 10^3 \times 10000^3}{3 \times 16000 \times 1,01 \cdot 10^{10}} + \frac{(0,59) \times 10000^4}{8 \times 16000 \times 1,01 \cdot 10^{10}}$$

$$= 9 + 7 = 16 \text{ mm.}$$

On considère une excentricité maximum de à 0,011 m.

le moment du second ordre donne :

$$M_2 = M_1 + P D = 75 + 40 \times 0,016 = 75,64 \text{ KN.m}$$

la variation est de 0.8 % ce qui est assez faible pour qu'on arrête au second ordre on a donc :

Moment en bas :

$$D \text{ ---> } 1,25 D = 25 \text{ KN} \quad \text{====> } M = 31,25 \times 0,016 = 0,5 \text{ KN.m}$$

$$L \text{ ---> } 1,5 \times L = 15,83 \text{ KN} \quad \text{====> } M = 15,83 \times 0,016 = 0,25$$

$$= 0,25 \text{ KN.m}$$

$$W \text{ ---> } 1,5 W = 2,85 + 8,85 = 11,7 \text{ KN} \quad \text{==> } M = 30,18 + 44,5 = 75 \text{ KN.m}$$

on obtient le tableau

Tableau 5.2 les efforts sur le poteau

	1,25D	1,5 L	1,5 W
Moment haut (KN.m)	0	0	0
Moment bas (KN.m)	0,5	0,25	75
P_f (KN)	25	15,83	11,7

5-2-2 Le dimensionnement proprement dit

Choix de f'_c

Nous prenons $f'_{\text{cbéton}} = 25 \text{ MPa}$

$f'_{\text{cgéobéton}} = 10 \text{ MPa}$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Le choix f'_c impose les conditions suivantes :

$$f'_c = \min \left[\frac{f'_{cb} \times S_b + f'_{cGB} \times S_{GB}}{S} \right]$$

- f'_{cgb}
- $f'_{\text{cbéton}}$

Nous avons imposé que f' soit au plus égale à la plus faible de ces valeurs pour éviter de désagréables surprises.

On a donc :

$$f'_{\text{moy}} = \frac{10 \times 0,252 + 25 \times 0,0961}{(0,59)^2} = 14,14 > f'_{\text{cGb}}$$

on prend donc

$$f'_c = f'_{\text{cGb}} = 10 \text{ MPa.}$$

Vérification :

$$P_f = 40 \text{ KN} < 10 \times 0,252 + 25 \times 0,0961 = 49,92 \text{ KN}$$

$$P_f < f'_{\text{cGb}} \times S_{\text{GB}} = 2520 \text{ KN}$$

$$P_f < f'_{\text{cb}} \times S_b = 1922 \text{ KN}$$

Donc on prend $f'_c = 10 \text{ MPa}$ qui représente une valeur très sécuritaire étant

donné la différence entre P_f et la résistance.

Le poteau se présente comme suit :

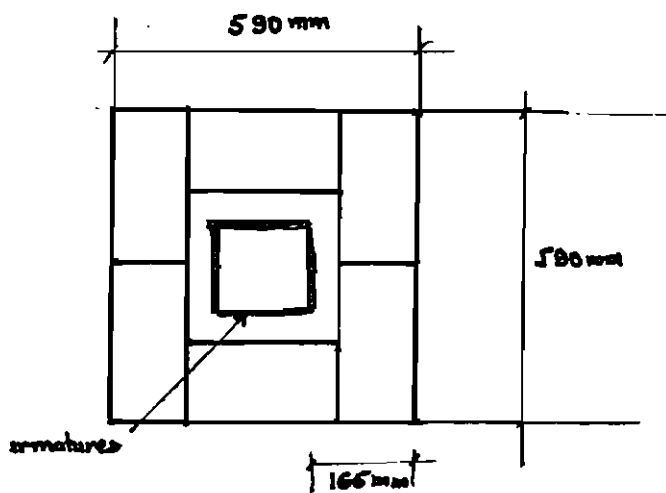


Figure 5.6 Section du poteau

Ch. permanente --> 20 KN

Surcharges --> 10,55 Kn

Charge vent : 1 KN/m²

$f'_c = 10$ MPa

$F_y = 400$ MPa

enrobage = 140 + 25 = 165 mm

- calcul de P_f , M_s et M_{ns}

$P_f = 1,25 D = 25$ KN

pour 1,25 D

$P_f = 1,25 D + 1,5 L = 40$ KN

pour 1,25 D + 1,5 L

$P_f = 1,25 D + 0,7 (1,5 L) = 36,08$ KN

pour 1,25 D + 0,7 (1,5 L)

Tableau 5.3 Calculs pour le poteau

		1,25 D + 1,5 W a		1,25 D + 0,7 x 1,5 L + 0,7 x 1,5 W b		1,25 D + 1,5 L c	
		Mns	Ms	Mns	Ms	Mns	Ms
Poteau	Moment haut	0	0	0	0	0	
	Moment bas	0,5	75	0,36	51,8	0,4	
	Pf	36,7		44,27		40	

- Coefficient de flambement

Ce coefficient est pris égal à $k = 2$ étant donné que le poteau est encastré

bas et libre en haut.

5-2-5 Calcul des facteurs d'accroissement δ_s

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \phi_m \frac{\Sigma P_f}{\Sigma P_c}} \quad \text{avec } \phi_m = 0,65$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} \quad k = 2 \quad L_u = 10000$$

avec des barres n° 30, des étriers n° 10 et un enrobage de 165 (comme calculé)

on obtient :

$$h = 590 - (2 \times 165 + 2 \times 11,3 + 29,9) = 207,5$$

$$\frac{\tau h}{h} = \frac{207,5}{590} = 0,352 \quad \text{====>} \quad \tau = 0,352$$

pour tous les cas on a :

$$EI = 18500 \times 1,01 \times 10^{10} = 1,87 \times 10^{14}$$

$$P_c = \frac{3,14^2 \times 1,87 \times 10^{14}}{(2 \times 10000)^2} = 4,605 \times 10^3 \text{ KN}$$

Cas de charge a°)

$$P_f = 36,7 \text{ KN} = (25 + 11,7) \text{ KN}$$

Cas de charge b°)

$$P_f = 36 + 8,19 = 44,27 \text{ KN}$$

Cas de charge c°)

$$P_f = 40 \text{ KN}$$

$$\phi_m P_c = 0,65 \times 4,605 \times 10^3 = 2,993 \times 10^3 \text{ KN}$$

Calcul de δ_s

Cas a°)

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_f}{\phi_m \Sigma P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{37}{2,993 \times 10^3}} = 1,012$$

Cas b°)

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_f}{\phi_m \Sigma P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{44,27}{2993 \times 10^3}} = 1,015$$

Cas c°)

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{40}{2,993 \times 10^3}} = 1,014$$

Tableau 5.4 $M_{ns} + \delta_s M_s$

Poteau	1,25D + 1,5W ($M_{ns} + 1,012M_s$) a°)	1,25D+0,7(1,5L+1,5w) $M_{ns} + 1,025 M_s$ b°)	1,25D + 1,5L M_{ns} c°)
Moment haut (KN.m)	0	0	0
Moment bas (KN.m)	76,15	52,92	0,40
P_f (KN)	37	44,27	40

4°) Vérification de l'effet de l'élanement : calcul de δ_b

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_f}{\phi_m P_c}}$$

avec $C_m = 0,6 + 0,4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0,6$
 $\phi_m = 0,65$

Cas a°), b°) et c°)

$$P_c = \frac{2 EI}{(KL_u)^2} = 4,605 \cdot 10^3 \text{ KN}$$

Cas a°) $\delta_b = \frac{0,6}{1 - \frac{37}{4,605 \times 10^3}} = 0,605$

Cas b°) $\delta_b = \frac{0,6}{1 - \frac{44,27}{4,605 \times 10^3}} = 0,606$

$$\text{Cas c}^\circ) \quad \delta_b = \frac{0,6}{1 - \frac{40}{4,605 \times 10^3}} = 0,605$$

On constate donc que $\delta_b < 1,0$ dans tous les cas. Par conséquent, les moments

à considérer sont les moments d'extrémité numériquement les plus grandes :

$$M_c = M_{ns} + \delta_s M_s.$$

Les valeurs obtenues pour les caractéristiques ne nous permettent pas d'utiliser les diagrammes d'interaction du béton armé. Nous devons donc reprendre le procédé et obtenir notre propre diagramme. Ainsi on pose le problème en 4 phases.

1er phase

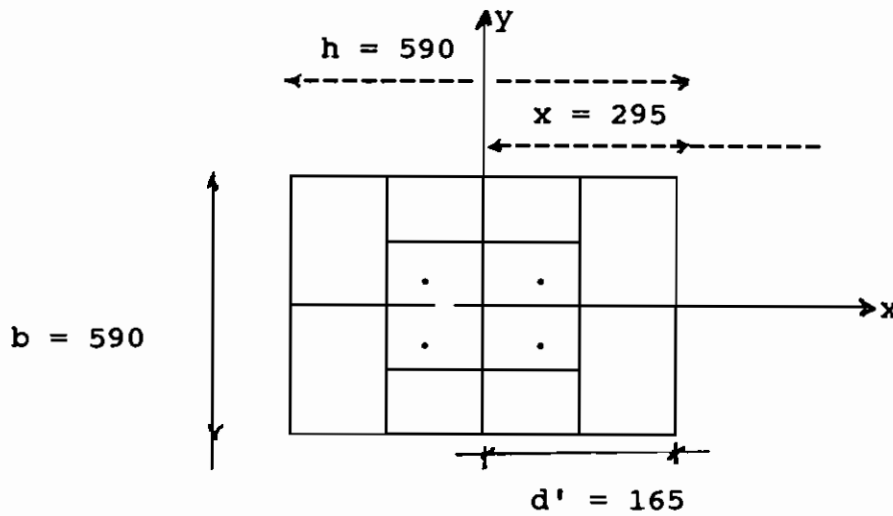
Déterminons les caractéristiques balancées à l'état d'équilibre des déformations unitaires : il s'agit de la compression pondérée P_b , du moment pondéré M_b et de l'excentricité e_b .

$$A_{st} = f_g A_g = f_g \times 360000$$

$$f'_c = 10 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$



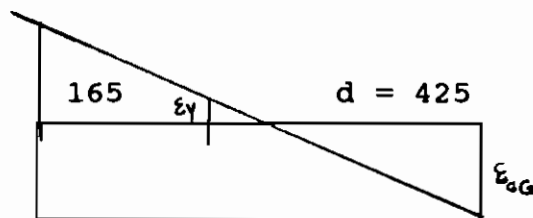
si on prend

$$\sigma_g = 0,005 \implies A_{st} = 1800$$

$$\sigma_g = 0,01 \implies A_{st} = 3600$$

$$\sigma_g = 0,02 \implies A_{st} = 7200$$

$$\sigma_g = 0,03 \implies A_{st} = 10800$$



Détermination de ϵ_{CG}

la détermination devant se produire d'abord dans le géobéton, il nous faut connaître la déformation unitaire à la rupture du géobéton. Cette déformation devrait dépasser celle du béton étant donné la résistance relativement faible du géobéton .

Nous prenons donc la déformation du béton qui nous place en situation de sécurité. On obtient : $\epsilon_c = 0,003$

$$\implies (1) \quad C_b = \frac{600}{f_y + 600} \quad d = \frac{600 \times 425}{400 + 600} = 255 \text{ mm}$$

$$(2) \quad a_b = \quad , \quad C_b = 0,85 \times 255 = 216,75 \quad 217 \text{ mm}$$

$$(3) \quad \epsilon'_s = \frac{0,003 (255 - 165)}{255} = \frac{0,003 (C_b - d')}{C_b} = 0,0011$$

$$\epsilon'_s < \epsilon_y$$

donc $f'_s = E_s \epsilon'_s = 200\,000 \times 0,0011 = 220 \text{ MPa}$

et on a : l'équation

$$(4) \quad C_c = 0,85 \phi_c f'_c b a_b = 0,85 \times 0,6 \times 10 \times 590 \times 217 = 553 \text{ KN.}$$

$$(5) \quad C_s = A'_s (\phi f'_s - 0,85 \times \phi_c f'_c) = A'_s (0,85 \times 220 - 0,85 \times 0,6 \times 10) \\ = 181,9 A'_s \cdot 10^{-3} \text{ KN}$$

$$(6) \quad T = \phi_s A_s f_y = 0,85 \times A_s \times 400 \cdot 10^{-3} = (340 A_s \text{ KN}) \times 10^{-3}$$

on a :

$$P_b = C_c + C_s - T = 553 \text{ KN} + 181,9 A'_s \cdot 10^{-3} \text{ KN} - 340 A_s \cdot 10^{-3} \text{ KN}$$

le moment balancé donne :

$$M_b = P_b e_b = [C_c (x - \frac{a_b}{2}) + C_s (x - d') + T (d - x)]$$

$$= 10^{-3} [553 (295 - \frac{217}{2}) + (181,9 \cdot 10^{-3} (295 - 165) + 340 \cdot 10^{-3} (425 - 295))] A_s$$

$$\text{car } A_s = A'_s$$

$$\text{on obtient } M_b = [103134,5 + (67847) \cdot 10^{-3} A_s] \cdot 10^{-3} \times P_b$$

$$\text{avec } e_b = \frac{M_b}{P_b}$$

et

$$P_b [553 - (158,1) 10^{-3} A_s]$$

$$M_b = [103134,5 + -67847) 10^{-3} A_s] 10^{-3}$$

on a :

$$e_b = \frac{M_b}{P_b}$$

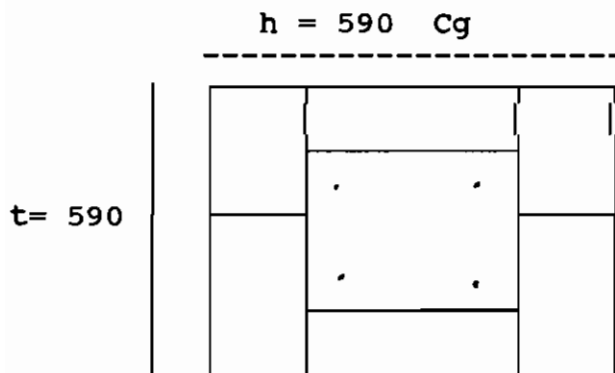
Suivant σ_g , déterminons $A_s = A'_s$ M_b , P_b et e_b

Tableau 5.5 Résultats première phase

σ_g	Ast	As	Pb KN	Mb KN.m	eb mm
0,005	18000	900	410,7	164,1968	400
0,01	3600	1800	268,4	225,26	840
0,015	5400	2700	126,1	286,32	2270

$$f_s = \epsilon_s E_s = 200000 \left[0,003 \left(\frac{425 - C}{C} \right) \right] = 600 \left(\frac{425 - C}{C} \right)$$

2e phase : Clacul des caractéristiques pour $e < e_b$.



Supposons une exentricité de $e = 240$

On suppose $\epsilon'_s > \epsilon_y \implies f'_s = f_y$

on prend $e = 240 \text{ mm}$

$$C_c = 0,85 \phi_c f'_c b \beta_1$$

$$\begin{aligned} \left\langle \text{-----} \right\rangle &= 0,85 \times 0,6 \times 10 \times 590 \times 0,85c \\ &= 2,56 C \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left\langle \text{-----} \right\rangle &= 0,85 \times A'_s (0,85 f'_s - 0,85 \phi_c f'_c) \\ &= 334,9 A'_s \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$T = \phi_s A_s f_y = \phi_s A_s E_s \left(0,003 \left(\frac{d-C}{C} \right) \right)$$

Figure 5.8

$$\begin{aligned} T &= 0,85 \times A_s \left[\frac{600 \times (425 - C)}{C} \right] \times 10^{-3} \\ T &= 0,51 A_s \left(\frac{425 - C}{C} \right) \end{aligned}$$

En prenant les moments de ces forces par rapport à l'axe passant par Pr,

on a :

$$C_s (x - e - d') - C_c (e - x + \frac{B_1 C}{2}) + T (e - x + d) = 0$$

$$10^{-3} \times 334,9 A'_s (295 - 240 - 165) - 2,56 C (240 - 295 + \frac{0,85 C}{2})$$

$$+ 0,51 A_s (\frac{425 - C}{C}) (240 - 295 + 425) = 0$$

$$\Rightarrow 10^{-3} \times 334,9 A_s (-110) - 1,088 C^2 + 140,8 C + 188,7 (\frac{425 - C}{C}) A_s = 0$$

$$-36,879 A_s - 1,088 C^2 + 140,8 C + \frac{80197,5 A_s}{C} - \frac{188,7 C}{C} A_s = 0$$

$$-36,839 A_s C - 1,088 C^3 + 140,8 C^2 + 80197,5 A_s - 188,7 C A_s = 0$$

$$\Leftrightarrow -1,088 C^3 + 140,8 C^2 - (36,839 A_s + 188,7 A_s) C + 80197,5 A_s = 0$$

$$1,88 C^3 - 140,8 C^2 + 225,5 A_s C - 80197,5 A_s = 0$$

pour $A_s = 900$ on a :

$$A_s = 900 \Rightarrow 1,88 C^3 - 140,8 C^2 + 203,1 10^3 C - 72,18 10^6 = 0$$

$$A_s = 1800 \Rightarrow 1,88 C^3 - 140,8 C^2 + 406,1 10^3 C - 144,35 10^6 = 0$$

$$A_s = 2700 \Rightarrow 1,88 C^3 - 140,8 C^2 + 609,8 10^3 C - 216,54 10^6 = 0$$

on détermine C et on vérifie $\xi_c < \xi_y$.

pour $A_s = 900$ on a :

$$C = 286,4787 = 286,5$$

- Vérification de $\epsilon_c \geq \epsilon_y \implies$

$$\xi_c = \frac{0,003 (286,5 - 165)}{286,5} = 0,00127 < 0,002 = \epsilon_y$$

On reprend le calcul car $\epsilon_c < \epsilon_y$

$$(1) \implies (-110) - 1,088 C^2 + 140,8 C + 188,7 \left(\frac{425 - C}{C} \right) A_s = 0$$

$$(2) \quad \left(\frac{-84150}{C} A_s + 510A_s - 5,1A_s \right) (-110)10^{-3} - 1,088C^2 + 140,8C + 188,7 \left(\frac{425 - C}{C} \right) A_s = 0$$

$$(3) \quad (-504,9 \times 110A_s + \frac{84150 A_s}{C} \times 110)10^{-3} - 1,088C^2 + 140,8C$$

$$+ \frac{80197,5 A_s}{C} - 188,7 A_s = 0$$

$$-55,539A_s C + \frac{9256,500}{4} \times A_s - 1,088C^3 + 140,8C^2 + 80197,5A_s - 188,7A_s = 0$$

$$1,088C^3 - 140,8C^2 + (55,539 + 188,7)A_s + (-9256,500A_s - 80199,5)A_s = 0$$

$$\text{donc} \quad 1,088 C^3 - 140,8 C^2 + 244,24 A_s C - 89456 A_s = 0$$

pour

$$A_s = 900 \implies 1,088 C^3 - 140,8 C^2 + 219,8 10^3 C - 805,1 \times 10^5 = 0$$

$$A_s = 1800 \implies 1,088 C^3 - 140,8 C^2 + 439,6 10^3 C - 1610,2 10^5 = 0$$

$$A_s = 2700 \implies 1,088 C^3 - 140,8 C^2 + 659,4 10^3 C - 2415,3 10^5 = 0$$

Nous obtenons après résolution

$$\text{pour } A_s = 900 \implies C = 294,9776 = 295 \text{ mm}$$

$$\text{et } C_c = 0,85 \times 0,6 \times 10 \times 590 \times 0,85 \times 295 \times 10^{-3} = 754,5 \text{ KN}$$

$$C_s = 900 \left(0,85 \times 600 \left(\frac{295 - 165}{295} \right) - 0,85 \times 0,6 \times 10 \right) 10^{-3} = 197,68 \text{ KN}$$

$$T = 0,51 \times 900 \left(\frac{425 - 295}{295} \right) = 202,3 \text{ KN}$$

$$\text{d'où } P_r = C_c + C_s - T = 749,88 \text{ KN}$$

$$M_r = P_r \times e = 749,88 \times 0,240 = 179,95 = 180 \text{ KN.m}$$

$$\text{pour } A_s = 1800 \text{ on a } C = 318 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \times 0,6 \times 10 \times 590 \times 0,85 \times 318 \times 10^{-3} = 813,3 \text{ KN}$$

$$C_s = 1800 \left[0,85 \times 600 \times \left(\frac{318 - 165}{318} \right) - 0,85 \times 0,6 \times 10 \right] 10^{-3} = 432,5 \text{ KN}$$

$$T = 0,51 \times 1800 \left(\frac{425 - 318}{318} \right) = 308,9 \text{ KN}$$

$$P_r = C_c + C_s - T = + 936,9 \text{ KN}$$

$$M_r = P_r \times e = - 936,9 \times 0,24 = 224,86 \text{ KN.m}$$

$$\text{pour } A_s = 2700 \quad C = 330,1754 = 330$$

$$C_c = 0,85 \times 0,6 \times 10 \times 590 \times 0,85 \times 330 = 844 \text{ KN}$$

$$C_s = 2700 \left(0,85 \times 600 \times \left(\frac{330 - 165}{330} \right) - 0,85 \times 0,6 \times 10 \right) 10^{-3} = 675 \text{ KN}$$

$$T = 0,51 \times 2700 \left(\frac{425 - 330}{330} \right) = 396,4 \text{ KN}$$

PFE : Conception de quelques utilisations de structures en géobéton

$$P_r = 1122,6 \text{ KN}$$

$$M_r = P_r \times e = 269,4 \text{ KN.m}$$

3e phase : Calcul pour $e > e_b$

Prenons une excentricité $e_b = 900$ ce qui ne concerne pas $\sigma_g = 0,015$

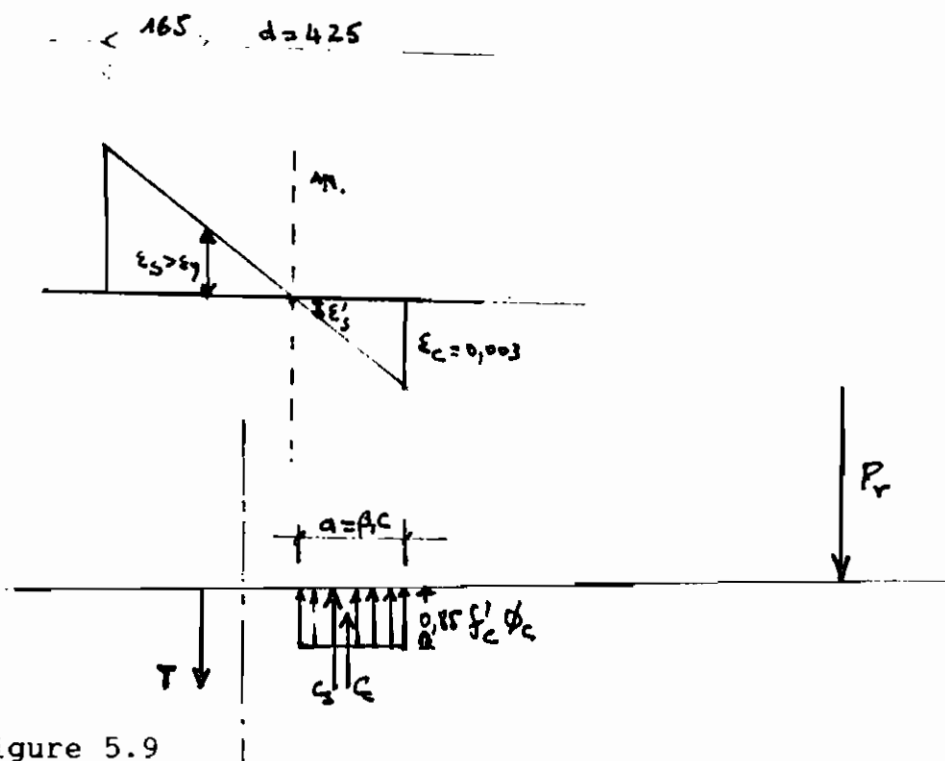
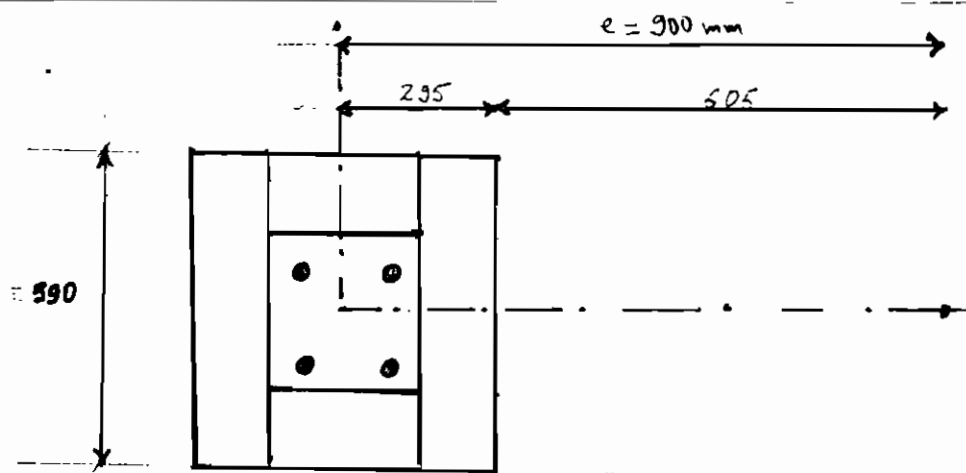


Figure 5.9

$$\epsilon_s > \epsilon_y \implies f_s = f_y$$

$$C_c = 0,85 \times 0,6 \times 10 \times 590 \times 0,85 C 10^{-3} = 2,56 C$$

$$C_s = A'_s (\phi_s f'_s - 0,85 \phi_c f'_c)$$

$$= A'_s (0,85 \times 600 \frac{C - 165}{C} - 0,85 \times 0,6 \times 10) \times 10^{-3}$$

$$= A'_s \left(\frac{-84150}{C} + 510 - 9,1 \right) 10^{-3}$$

$$= \frac{-84150 A_s}{C} \times 10^{-3} + 500,9 \times 10^{-3} A_s$$

$$= \frac{-84,150}{C} A_s + 0,5 A_s$$

$$T = \phi_s A_s f_s = 0,85 \times A_s \times 400 \times 10^{-3} = 0,34 A_s$$

On obtient en prenant le moment par rapport à l'axe passant par P_r

$$C_s(295 - 900 - 165) - C_c(900 - 295 + \frac{0,85 C}{2}) + T(900 - 295 + 425) = 0$$

$$\left(\frac{-84,15}{C} A_s + 0,5 A_s \right) (-770) - 2,56 C (605 - 0,425 C) + 0,34 A_s (1030) = 0$$

$$\implies \left(\frac{64795,5}{C} A_s - 385 A_s - 1548,8 C + 1,088 C^2 + 350,2 A_s \right) = 0$$

$$1,088 C^3 - 1548,8 C^2 + (350,2 - 385) A_s C + 64795,5 A_s = 0$$

$$\iff 1,088 C^3 - 1548,8 C^2 - 34,8 A_s C + 64795,5 A_s = 0$$

$$A_s = 900 \implies 1,088 C^3 - 1548,8 C^2 - 31,3 \times 10^3 C + 58,32 \times 10^6 = 0$$

$$A_s = 1800 \implies 1,088 C^3 - 1548,8 C^2 - 62,6 \times 10^3 C + 116,3 \times 10^6 = 0$$

$$A_s = 2700 \implies 1,088 C^3 - 1548,8 C^2 - 93,9 \times 10^3 C + 175 \times 10^6 = 0$$

PFE : Conception de quelques utilisations de structures en géobéton

La résolution de l'équation donne :

$$\text{pour } A_s = 900 \implies C = 197,7074 = 198$$

$$C_c = 0,85 \times 0,6 \times 10 \times 590 \times 0,85 \times 198 \times 10^{-3} = 506,4 \text{ KN}$$

$$C_s = 900 \left(0,85 \times 600 \left(\frac{198 - 165}{198} \right) - 0,85 \times 0,6 \times 10 \right) 10^{-3} = 71,91 \text{ KN}$$

$$T = 0,85 \times 900 \times 590 \times 10^{-3} = 451,4 \text{ KN}$$

$$P_r = C_c + C_s - T = 126,9 \text{ KN}$$

$$M_r = P_r \times e = 114,2 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } A_s = 1800 \implies C = 282,3092 = 282$$

$$C_c = 0,85 \times 0,6 \times 10 \times 590 \times 0,85 \times 282 \times 10^{-3} = 721,24 \text{ KN}$$

$$C_s = 1800 \left(0,85 \times 600 \left(\frac{282 - 165}{282} \right) - 0,85 \times 0,6 \times 10 \right) \times 10^{-3} = 372 \text{ KN}$$

$$T = 0,85 \times 1800 \times 590 \times 10^{-3} = 902,7 \text{ KN}$$

$$P_r = C_c + C_s - T = 190,54 \text{ KN}$$

$$M_r = P_r \times e = 190,54 \times 0,9 = 171,5 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } A = 2700 \implies C = 348,7849 = 349$$

$$C_c = 0,85 \times 0,6 \times 10 \times 590 \times 0,85 \times 349 \times 10^{-3} = 892,6 \text{ Kn}$$

$$C_s = 2700 \left(0,85 \times 600 \left(\frac{349 - 165}{349} \right) - 0,85 \times 0,6 \times 10 \right) 10^{-3} = 721,2 \text{ KN}$$

$$T = 0,85 \times 2700 \times 590 \times 10^{-3} = 1354 \text{ KN}$$

$$P_r = C_c + C_s - T = 250,8$$

$$M_r = P_r \times e = 250,8 \times 0,9 = 225,7 \text{ KN}$$

4e phase : calcul de P_o , P_{rmax} et M_o

$$\begin{aligned} P_o &= 0,85 \phi_c f'_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st} \\ &= 0,85 \times 0,6 \times 10 (360000 - A_{st}) + 0,85 \times 400 \times A_{st} \\ &= 1836000 - 5,1 A_{st} + 340 A_{st} \\ &= (334,9 A_{st} + 1836000) 10^{-3} \end{aligned}$$

$$A_s = 900$$

$$\text{Si } \phi_g = 0,005 \quad A_{st} = 1800 \implies P_o = 602,8 + 1836 = 2438,8 \text{ KN}$$

$$\text{Si } \phi_g = 0,01 \quad A_{st} = 3600 \implies P_o = 1205,6 + 1836 = 3041,6 \text{ KN}$$

$$\text{Si } \phi_g = 0,015 \quad A_{st} = 5400 \implies P_o = 1808,4 + 1836 = 3644,4 \text{ KN}$$

$$P_{rmax} = 0,8 P_o$$

$$\text{Si } \phi_g = 0,005 \quad A_{st} = 1800 \quad P_{rmax} = 2438,8 \times 0,8 \text{ KN} = 1951 \text{ KN}$$

$$\text{Si } \phi_g = 0,01 \quad A_{st} = 3600 \quad P_{rmax} = 3042,6 \times 0,8 \text{ KN} = 2433 \text{ KN}$$

$$\text{Si } \phi_g = 0,015 \quad A_{st} = 5400 \quad P_{rmax} = 3644,4 \times 0,8 \text{ KN} = 2915 \text{ KN.}$$

Calculons le moment M_o que le poteau peut supporter à l'état limite ultime,

on doit avoir :

$$T = C_c + C_s$$

$$T = \phi_s A_s f_y = 0,85 \times A_s \times 400 \times 10^{-3} = 0,34 A_s$$

$$C_s = A'_s (\phi_s f'_c - 0,85 \phi_c f'_c)$$

$$= A'_s \left(0,85 \times \frac{600 (C - 165)}{C} - 0,85 \times 0,6 \times 10 \right) 10^{-3}$$

PFE : Conception de quelques utilisations de structures en géobéton

$$= A'_s \left(\frac{-84,150}{C} + 0,51 - 5,1 \cdot 10^{-3} \right)$$

$$C_c = 0,85 \times 0,6 \times 10 \times 590 \times 0,85 C \times 10^{-3} = 2,56 C$$

d'où

$$0,34 A_s = \frac{-84,15 A_s}{C} + 0,540 A_s + 2,56 C$$

$$\langle \implies \rangle 2,56 C^2 + (0,54 - 0,34) A_s C - 84,15 A_s = 0$$

$$2,56 C^2 + 0,88 A_s C - 84,15 A_s = 0$$

$$A_s = 900 \implies 2,56 C^2 + 792 C - 75735 = 0 \quad (1)$$

$$A_s = 1800 \implies 2,56 C^2 + 1584 C - 151470 = 0 \quad (2)$$

$$A_s = 2700 \implies 2,56 C^2 + 2376 C - 227205 = 0 \quad (3)$$

$$(1) \implies \Delta' = 396^2 + 193881,6 = 350697,6 \quad (\Delta')^{1/2} = 592,2$$

$$C_1 = \frac{-396 + 592,2}{2,56} = \boxed{76,64 \text{ mm} = C_1}$$

$$(2) \implies \Delta' = 792^2 + 387763,2 = 1015027,2 \quad (\Delta')^{1/2} = 1007,5$$

$$C_2 = \frac{-792 + 1007,5}{2,56} = 84,17 \implies \boxed{C = 84,17 \text{ mm}}$$

$$(3) \implies \Delta' = 1188^2 + 581644,8 = 1992988,8 \implies (\Delta')^{1/2} = 1411,7$$

$$C_3 = \frac{-1188 + 1411,7}{2,56} = 87,395 \implies \boxed{C = 87,7 \text{ m}}$$

$$a_1 = \beta_1 C \implies$$

$$\delta_g = 0,005 \implies a = 0,85 \times 76,64 = 65,14 \text{ mm}$$

$$\delta_g = 0,01 \implies a = 0,85 \times 84,17 = 71,5 \text{ mm}$$

$$\delta_g = 0,015 \implies a = 0,85 \times 87,4 = 74,5 \text{ mm}$$

Le moment par rapport à T donne :

$$\delta_g = 0,005 \implies$$

$$M_o = [2,56 \times 76,64 \times (425 - \frac{65,14}{2}) + 900 \times \frac{-84,15}{76,64} + 0,504] \times 260] 10^{-3}$$

$$M_o = (76994,14 - 138993,80) 10^{-3} = -61999,66 10^{-3} = -62,0 \text{ KN.m}$$

$$\delta_g = 0,01 \implies$$

$$M_o = [2,56 \times 84,17 \times (425 - \frac{71,5}{2}) + 1800 \times \frac{-84,15}{84,17} + 0,504] \times 260] 10^{-3}$$

$$= 83873,72 - 232016,79 = -148,14 \text{ KN.m}$$

$$\delta_g = 0,015 \implies$$

$$M_o = [2,56 \times 87,4 \times (425 - \frac{74,3}{2}) + 2700 \times \frac{-84,15}{87,4} + 0,504] \times 260] 10^{-3}$$

$$= (86779,11 - 322087,88) 10^{-3} = -235,3 \text{ KN.m}$$

Tableau 5.6 : Tableau récapitulatif

	1ère phase			2e phase			3e phase		
	e = eb =			e = 0,24 m < eb			e = 0,9 m > eb		
óg	0,005	0,01	0,015	0,005	0,01	0,015	0,005	0,01	0,015
Ast	1800	3600	5400	1800	3600	5400	1800	3600	5400
As	900	1800	2700	900	1800	2700	900	1800	2700
Pr (KN)	410,7	268,4	126,1	749,9	936,9	1122,6	126,9	190,54	
Mr (KN.m)	164,196	225,26	286,32	180	224,9	269,4	114,2	171,5	
e1 (m)	0,4	0,8	2,3	0,24			0,9		

- Diagramme d'interaction (voir figure 5.10)

Nous nous trouvons dans le cas $\rho_g = 0.01$ ce qui nous amène à dire que $A_s = \rho_g * b * d = 0.1 * 425 * 590$

$$\text{D'où } A_s = 2507 \text{ mm}^2$$

On prend 4 barres n°30

$$A_{s \text{ prévu}} = 2800 \text{ mm}^2$$

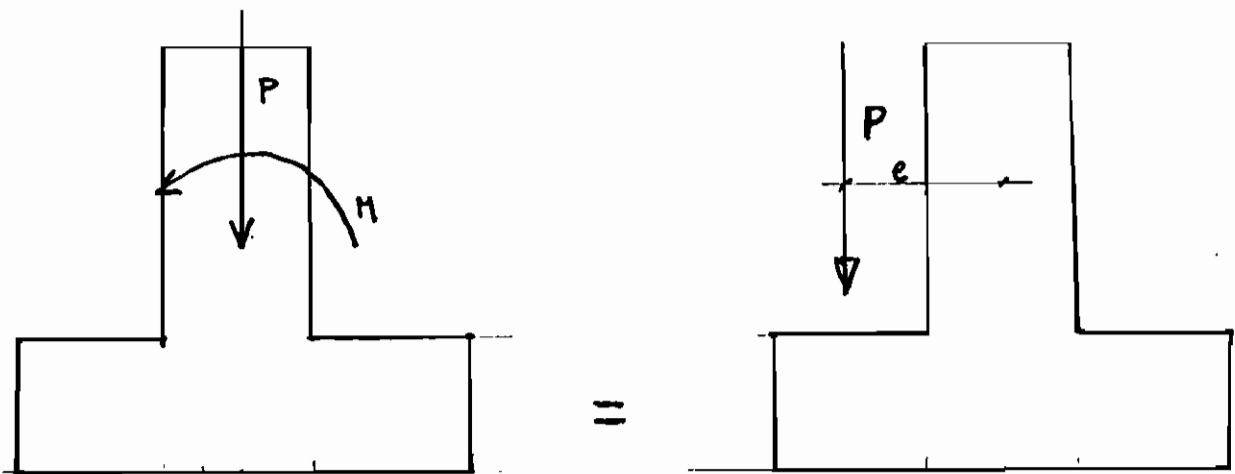
5-3 LA FONDATION**5-3-1 - Position du problème :**

Nous prenons le poteau carré que nous avons dimensionné de 590 mm de coté armé des barres longitudinales n° 30.

- Les charges :

Nous avons une charge P et un moment M qui agissent sur le poteau. Il nous faudra déterminer l'exentricité e qui ferait déplacer la charge P .

On obtient :



$$P = P_1 + P_2$$

P_1 = charge supportée par le poteau : $P_1 = 44,27$ KN

P_2 = poids propre du poteau :

$$\begin{aligned} \text{on a } P_2 &= (0,59 - 0,28)^2 \times 10 \times 2400 + (0,59^2 - 0,0961) \times 10 \times 2200 \\ &= 2306,4 + 5544 = 7850,4 \text{ Kg} = 77,013 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{d'où } P = P_1 + P_2 = 44,27 \text{ KN} + 77,013 \text{ KN} = 121,3 \text{ KN}$$

Le moment est de $M = 76,15 \text{ KN.m}$ qui est le moment et on peut avoir

$$M = P \times e \implies e = \frac{M}{P} = \frac{76,15 \text{ KN.m}}{121,3 \text{ KN}} = 0,63 \text{ m}$$

avec la pression permise $q_a = 200 \text{ KN/m}^2$ à 1,6 m sous le niveau du terrain naturel

le problème consiste donc à calculer les dimensions et l'armature de la semelle requise.

On donne pour le béton $f'_c = 20 \text{ MPa}$ $f_y = 300 \text{ MPa}$ Masse de la terre 1600 Kg/m^3

5-3-2 - Résolution

1°) Calcul de la surface de la semelle requise

La surface approximative requise sans tenir compte du poids propre de la semelle et du remblai au-dessus de la semelle est égale à :

- 1er cas $e < e/6$

L'exentricité $e = 0,63 \text{ m}$ et $6e = 3,78 \text{ m}$. Avec $e < l/6 \implies 6e < l$.

d'où nous pouvons prendre $l > 6e \implies l = 4 \text{ m}$.
=====

La section donne donc

$$S = l^2 = 4^2 = 16 \text{ m}^2$$

En supposant la hauteur de la semelle à 600 mm, on a W comme suit:

- poids propre de la semelle

$$0,6 \times 16 \times 1600 \times 9,81 \times 10^{-3} = 151 \text{ KN}$$

- poids propre du remblai

$$1,0 \times 16 \times 1600 \times 9,81 \times 10^{-3} = 251 \text{ KN}$$

$$W = 151 + 251 = 402 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P + W = 121,3 + 402 = 523,3$$

La pression sur le sol donne

$$q = \frac{P + W}{A} = \frac{523,3}{16} = 32,7 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2.$$

On peut dire que le sol ne sera pas du tout inquiété. Ceci est due à la faiblesse des charges. Aussi trouvons-nous là une réserve suffisante pour un sol qui cacherait des défaillances ou un sol qui aurait une contrainte admissible plus faible.

$$\begin{aligned} \text{On a } q_{a \text{ net}} &= 200 - 0,6 \times 2400 \times 9,81 \times 10^{-3} - 1,0 \times 1600 \times 9,81 \times 10^{-3} \\ &= 170 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow A = \frac{P}{q_{a \text{ net}}} = \frac{121,3}{170} = 0,71 \text{ m}^2 \text{ très petit devant } 4 \text{ m} \times 4 \text{ m} \text{ choisit.}$$

Voyons la possibilité de diminuer A.

2ème cas

Examinons : le cas où $e > \frac{1}{6}$ et e peut être d'un coté ou de

l'autre et dans ce cas précis, on aura

$$q_{\max} = \frac{2P}{3ab} \text{ suivant la distribution}$$

avec $b = e$

Si on suppose $l = b = 2 \text{ m}$, on aura :

$$q_{\max} = \frac{2 \times 121,3}{3 \times (1 - 0,63) \times 2} = 109,3 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 110,3 \text{ KN/m}^2 < q_{a \text{ net}} = 170 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{l}\right) = \frac{121,3}{4} \left(1 + \frac{6 \times 0,63}{2}\right) = 87,6 < q_{a \text{ net}} = 770 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{l}\right) = \frac{121,3}{4} \left(1 - \frac{6 \times 0,63}{2}\right) < 0$$

Ainsi, nous pouvons avoir une semelle de $2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \implies S = 4 \text{ m}^2$

En faisant les mêmes suppositions qu'au cas 1 on a :

- poids propre de la semelle

$$0,6 \times 4 \times 1600 \times 9,81 \times 10^{-3} = 37,67 \text{ KN}$$

- poids propre du remblai

$$1,0 \times 4 \times 1600 \times 9,81 \times 10^{-3} = 62,78 \text{ KN}$$

$$W = 37,67 + 62,78 = 100,45 = 101 \text{ KN}$$

$$P + W = 121,3 + 101 = 222,3 \text{ Kn}$$

$$\text{Pression sur le sol } q = \frac{P + W}{A} = \frac{222,3}{4} = 55,6 < 200 \text{ KN/m}^2 = q_a$$

Nous faisons donc le choix de la section $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$.

2°) Calcul de la pression q_s

La charge pondérée totale sur le poteau est de $P_f = 121,3$ KN

$$\implies q_s = \frac{P_f}{A} = \frac{121,3}{4} = 30,3 \text{ KN/m}^2$$

3°) Calcul de la hauteur utile de la semelle

Cette hauteur peut être déterminée en vérifiant l'effort tranchant de la semelle dans les 2 cas suivant :

a) Effort tranchant de la semelle agissant comme une poutre de grande largeur.

Dans ce cas la section critique se trouve à la distance d du nu du poteau. On suppose $d = 100$ mm.

Alors la section critique est située à $\frac{590}{2} + 400 = 695$ mm du centre de la semelle et l'effort tranchant dû à la pression sur le sol est égal à :

$$V_f = q_s \times l \times \left(\frac{1}{2} - 0,695 \right) = 18,5 \text{ KN}$$

V_c à la section critique est donné par

$$V_c = 0,2 \phi_c (f'_c)^{1/2} b d = 0,2 \times 1 \times 0,6 \times (20)^{1/2} \times 2000 \times 100 \times 10^{-3} = 707 \text{ KN}$$

donc $V_f = 18,5 \text{ KN} \ll V_c = 707 \text{ KN}$ donc d est plus grand que d minimum requis.

b) Effort tranchant de la semelle soumise au poinçonnement.

Dans ce cas la section critique se trouve à une distance $d/2$ de la périphérie du poteau.

l'effort tranchant pondéré dû à la pression du sol est égal à :

$$V_f = q_s / A - (0,59 + 0,1)^2 / = 30,3 / 4 - 0,24 / = 114 \text{ KN}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{c}\right) 0,2 \quad \phi_c \quad f'_c \quad b_o \quad d < 0,4 \quad \phi_c \quad f'_c \quad b_o \quad d.$$

$$b_o = 4 \times (590 + 100) = 4 \times 690 = 2760 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{590}{590} = 1.0$$

Alors V_c doit être égal à $V_c = 0,4 \phi_c (f'_c)^{1/2} b_o d$

$$= 0,4 \times 0,6 \times 20 \times 2760 \times 100 \times 10^{-3}$$

$$V_c = 296 \text{ KN} > V_f = 114 \text{ KN}$$

On n'a donc pas besoin d'armature d'effort tranchant

4°) Calcul du moment fléchissant et de l'armature requise

Le moment fléchissant pondéré M_f au nu du poteau est égal à :

$$M_f = q_s \times 2 \times \frac{1,34^2}{2} = 30,3 \times 2 \times \frac{1,34^2}{2} = 54,4 \text{ KN.m}$$

On doit avoir $M_r > M_f$.

$$K_r = \frac{M_r \times 10^6}{bd^2} = \frac{54,4 \times 10^6}{2000 \times 100} = 2,72$$

Avec les tables, on obtient : $\mu = 1,2$

d'où $\mu = 0,012$

$$\implies A_s = \mu d b = 0,012 \times 2000 \times 100 = 2400 \text{ mm}^2$$

donc on peut utiliser 9 barres n° 20 dans chaque direction.

$$A_{s \text{ prévu}} = 2700 \text{ mm}^2$$

La longueur d'encrage droit pour ces barres est :

$$\frac{0,019 A_b f_y}{f'_c} = \frac{0,019 \times 300 \times 300}{20} = 382 \text{ mm}$$

Longueur disponible :

$$1340 - 75 = 1265 \text{ mm}$$

5°) Transmission des forces de la base du poteau à la semelle

La pression du contact entre le poteau et la semelle est de 121,1 KN.

La résistance pondérée à la pression de contact P_r permise sur l'aire chargée de la semelle est donnée par :

$$P_r = 0,85 \phi_c f'_c A_1 \times (A_1/A_2)^{1/2} < 1,7 \phi_c f'_c A_1.$$

Comme

$$\left(\frac{A_2}{A_1} \right)^{1/2} = \frac{2000}{590} = 3,4 > 2 \quad \text{on a alors :}$$

$$P_r = 1,7 \phi_c f'_c A_1 = 1,7 \times 0,6 \times 20 \times 590^2 \cdot 10^{-3} = 7101 \text{ KN} > 121,1 \text{ KN.}$$

Le béton étant largement suffisant pour la transmission des forces, on utilisera comme goujons l'armature minimale requise.

$$A_{s \text{ min}} = 0,005 \times 590^2 = 1740,5 \text{ mm}^2 = 1741 \text{ mm}^2$$

Utiliser à goujons n° 15

La longueur d'ancrage droit en compression pour ces goujons est égale à la plus grande des 2 valeurs suivantes :

$$l_d = (0,24 \cdot d_b \cdot f_y) / f'_c^{1/2} = 0,24 \cdot 16 \cdot 300 / 20^{1/2} = 258 \text{ mm}$$

$$l_d = 0,044 \cdot 16 \cdot 300 = 211 \text{ mm}$$

on prend $l_d = 400 \text{ mm}$

Avec des barres n°20 et un enrobage de 75 mm , on a

$$h = d + d_b + 75 = 100 + 19,5 + 75 = 194,5 \text{ mm}$$

PARTIE C :

CHAPITRE 6 : PAVAGE DE ROUTE EN GEOBETON

6 - 1 Introduction

L'idée de pavage en géobéton m'est arrivée lorsque j'ai vu dans l'enceinte de la SENAC une chape en géobéton. Il m'est donc apparu très intéressant d'orienter des recherches dans ce sens en vue de vulgariser l'utilisation du bloc pour le pavage des routes, des entrées de garage, des parkings, des toitures, des allées, des cours de maisons et de tout autre lieu, imposant une résistance au poinçonnement avec des charges relativement peu importantes. En vue de mieux aborder le problème, nous ferons une connaissance avec les anciennes pratiques de pavage notamment en béton. Ceci nous permettra d'élaborer une théorie d'adaptation concernant le Géobéton en fonction de ses propres caractéristiques.

6 - 2 Les pavés de béton

Dans l'histoire de nombreux pays européens, on retrouve l'usage des pavés en pierre taillée dans la construction des voiries. Vers la fin du siècle dernier, le trafic se faisait encore dans une grande mesure, sur roues à bandage d'acier ou sur traîneaux, et la pierre taillée était le seul matériau présentant une résistance suffisante pour supporter ce type de trafic.

Durant les 40 dernières années, l'utilisation des pavées a été généralisée et de plus en plus on utilise le béton à cause de ses caractéristiques plus satisfaisantes. Cette généralisation à la modernité des pavés en béton a été favorisée par plusieurs facteurs :

6-2-1 Les facteurs qui favorisent l'utilisation des pavés en béton

- Tendance à la modernisation des pierres taillées.

Le taillage des pierres étant très dur, il a toujours été difficile de leur donner une forme constante en vue de l'homogénéisation. Avec son aspect esthétique et son confort, il apparaît que le béton constitue une forme moderne de ces anciennes pierres.

- La facilité de réparation et d'introduction de canalisation.

Les pavés en béton peuvent être retirés et remis en place pour permettre l'introduction et la réparation des canalisations. Cette flexibilité constitue un avantage très important par rapport aux autres formes de revêtement.

- Capacité de supporter des trafics variés.

Les pavés en béton peuvent supporter des différences considérables de trafic, allant du trafic piétonnier au plus lourd des trafics spécialisés.

- Grande résistance à l'usure.

La résistance à l'usure du béton étant assez élevée, les pavés s'usent très faiblement par rapport aux autres revêtements au contact des pneus simples, des pneus à crampon, des chenilles.

- Accomodation au tassement différentiel.

Les pavés en béton, vu leurs dimensions réduites ne sont pas très sensibles aux tassements différentiels, et peuvent être facilement retirés pour être remis en place à de nouvelles côtes.

6-2-2 Durabilité des pavés en béton

Le béton des revêtements en pavés est sujet aux intempéries, à l'usure due aux véhicules et aux piétons, notamment dans les zones de virages, ainsi qu'à l'attrition dans les zones industrielles. La durabilité est assurée par l'utilisation d'un béton contenant un granulats convenable de résistance 50 N/mm^2 environ. On peut également relever le développement des pavés chanfreinés qui présentent l'avantage de réduire la vivacité des bords permettant ainsi de minimiser les épaufrures.

6-2-3 Considération sur la conception des chaussées pavées

Les pavés en béton sont placés sur une couche de sable grossier, épaisse habituellement de 30 à 50 mm, le tout reposant sur la fondation proprement dite. Celle-ci peut être constituée de béton maigre, de matériaux traités aux liants hydrauliques, de matériaux granulaires, ou bitumineux.

Le sable fournit une méthode commode de réglage des niveaux de surface et représente une méthode de construction rapide et bon marché.

L'expérience récente montre que le sable utilisé pour le lit de pose doit être grossier, car il est difficile de régler les sables fins à un niveau et une densité uniforme ; par ailleurs les sables fins peuvent être affectés par des variations considérables de volume consécutives aux variations de teneurs en eau.

Les joints entre pavés contigus sont remplis de sables grossier afin de produire un frottement bénéfique à la stabilité de la chaussée.

Les travaux de conception des chaussées pavées ont mis en évidence les aspects suivants :

- Les tolérances de fabrication des pavés en béton, la précision de la pose et en particulier la largeur des joints, semblent avoir une influence significative sur les performances de la chaussée. Il en est de même pour l'épaisseur des pavés (jusqu'à une valeur limite) ainsi que de leur degré d'emboitements.

- La résistance du pavé en béton n'agit pas de façon significative sur les performances structurelles de la chaussée.

6-3 le cas des pavés de géobéton

Les facteurs favorisant la modernité du béton ne sont pas directement transposables au géobéton mais il semble que certains de ces facteurs y trouvent leur application :

- la facilité de réparation et d'introduction de canalisations
(dans les pavés non joints)
- Accomodation aux tassements différentiels vue leur taille réduite
- Réparation facile.

la résistance à la compression étant de 10 MPa, cette structure pourra supporter des trafics assez importants.

Suivant la forme du bloc, on peut réaliser des travaux de juxtaposition pouvant permettre un bon enchevêtrement ou emboîtement (difficiles à réaliser avec du béton). Les divers types de blocs fabriqués sont sous diverses formes présentées dans le tableau ci-après.

(Voir figure 6.1)

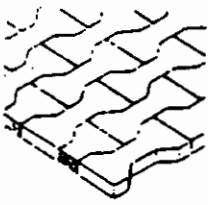

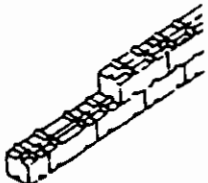
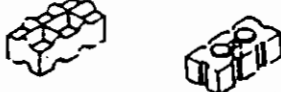
TYPE DE TRAVAUX	TYPE DE BLOCS	
SYSTEME CONSTRUCTIF POSE PAR JUXTAPOSITION		
SYSTEME CONSTRUCTIF POSE A SEC EMBOÏTEMENT		

Figure 6.1 : Différents types de travaux possibles

- Etudes géotechniques (voir chapitre 2)

6-4 Choix du type de structure

6-4-1 Stratification horizontale

Nous avons choisi comme élément principale de notre étude la réduction des coûts en vue d'avoir une structure économique tout en respectant les exigences techniques. Ainsi, nous avons opté pour la solution consistant à avoir de bas en haut une couche compactée de sol naturel (tout venant), une couche de mortier représentant en même temps le béton de propreté et une assise fiable pour les blocs, et ensuite seront posées les briques en couche supérieure.

La schématisation donne :

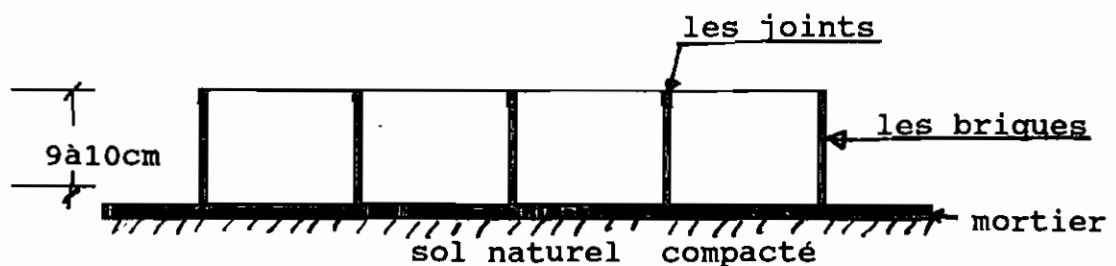


Figure 6.2 les diverses couches

L'épaisseur du mortier varie selon celle de la brique. En effet les briques dont nous disposons n'ont pas les mêmes hauteurs. Pour des structures destinées à une charge importante, nous pourrions réaliser une fondation plus élaborée.

6-4-2 Choix de l'appareillage optimale

Pour l'esthétique, l'imbrication des blocs, le non alignement des joints, nous avons réalisé divers appareillages en vue de choisir la plus optimale. Les blocs dont nous disposons ont une forme parallélépipédique n'offrant pas beaucoup de possibilité d'imbrication. Il apparaît donc nécessaire d'avoir un bon arrangement.

Les arrangements envisagés sont présentés à la figure suivante :

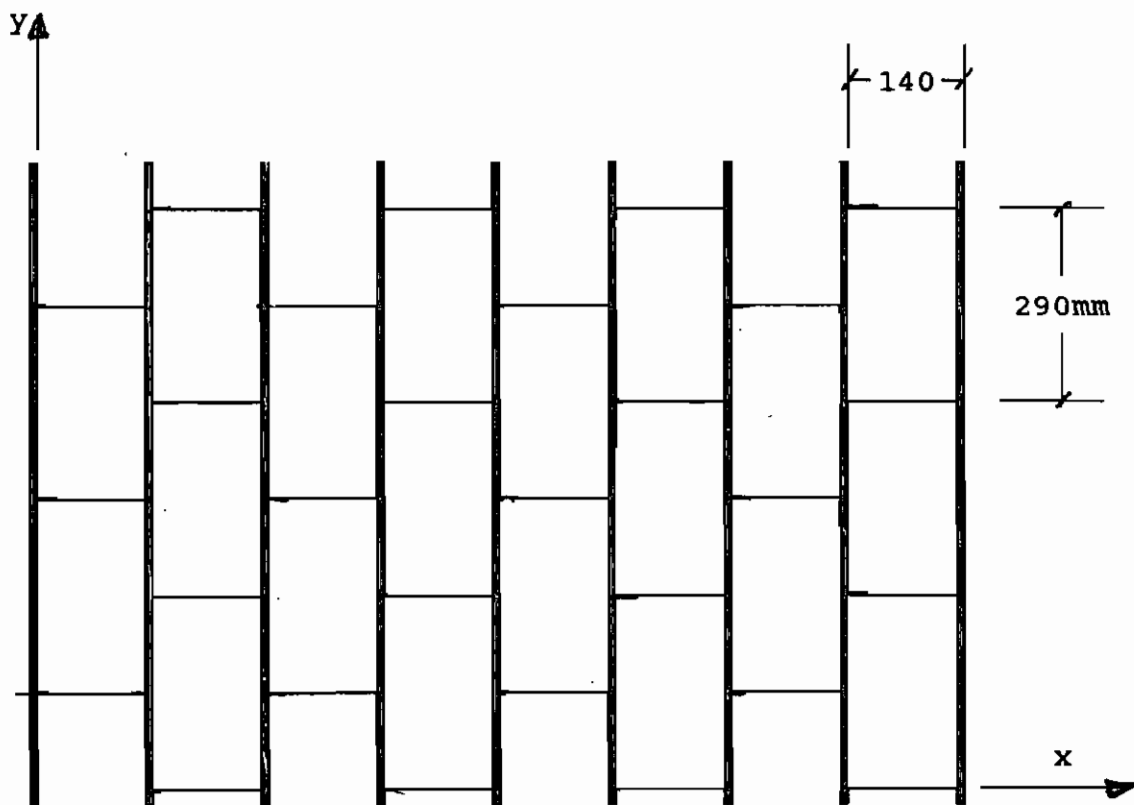


Figure 6.3 Premier appareillage

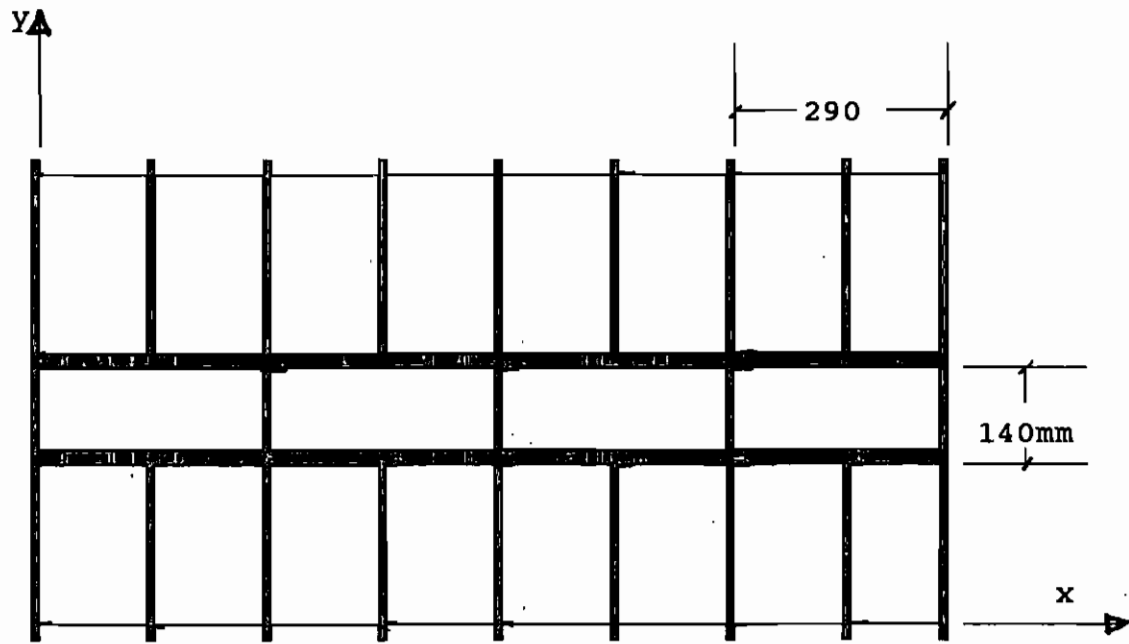
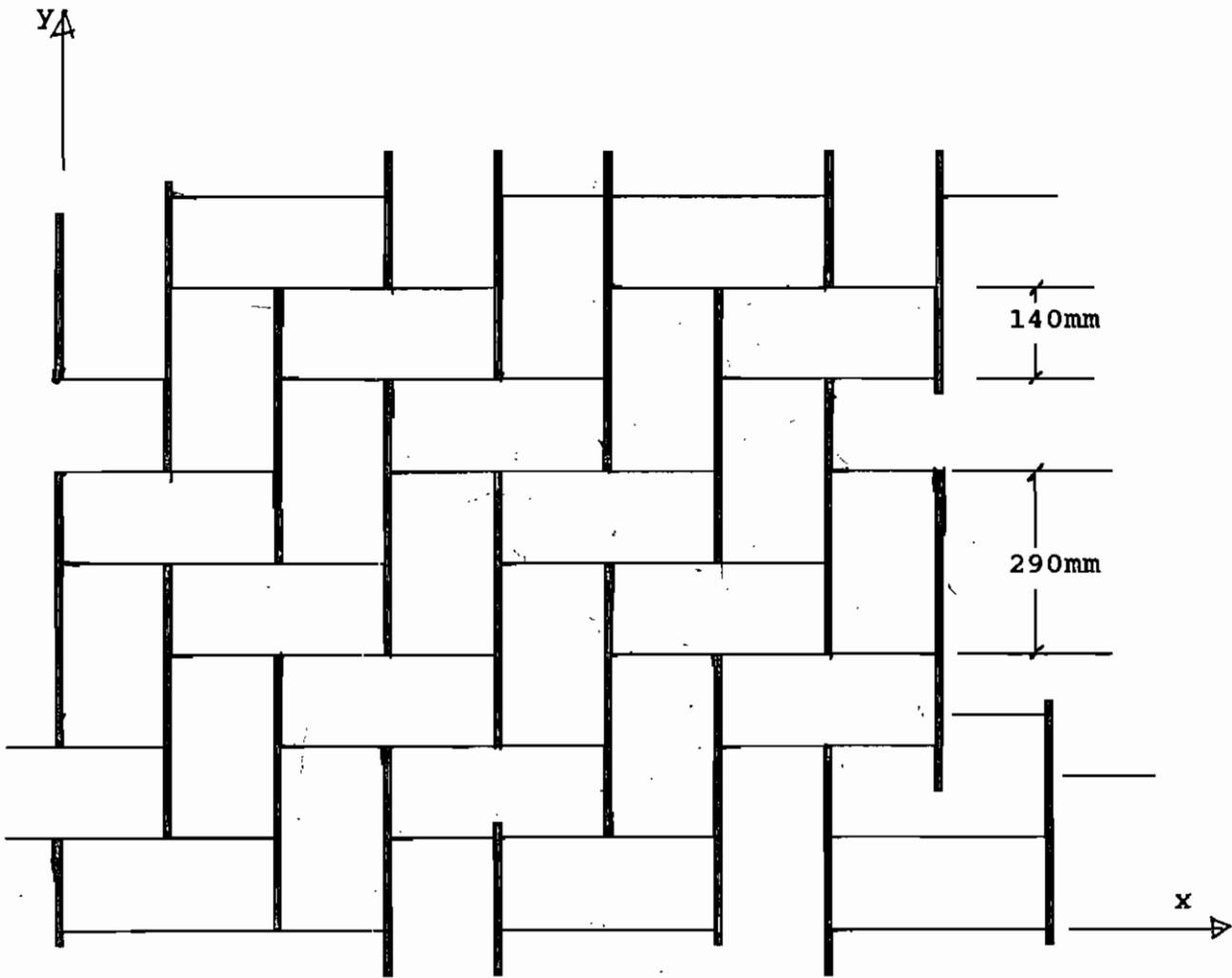


Figure 6.4 : Deuxième appareillage



Troisième arrangement

Le choix a été fait de la manière suivante :

1er appareillage

C'est l'appareillage classique utilisé pour les murs et qui permet de disposer les joints constitus suivant l'horizontale car les

charges s'appliquent verticalement. Cet appareillage peut être disposé de deux manières suivant la direction de la voiture pour l'entrée de garage mais le problème se poserait pour les parkings où la circulation serait dans tous les sens. Le mode de chargement se trouve différent dans le présent cas car pour les murs , le chargement est fait suivant l'axe x alors qu'il se fait perpendiculairement à la figure pour le pavage. L'observation de la structure fait remarquer qu'une charge agissant suivant l'axe y pourrait causer un déplacement des blocs dû à l'alignement des joints surtout lorsque ceux-ci seront remplis de sable.

Ce qui nous amène à rejeter cet appareillage.

2e appareillage

Cet appareillage offre plus d'imbrication que le premier mais la ligne centrale demeure alignée et pourrait être l'objet de détérioration due à la faiblesse du plan d'alignement des briques du centre . Cette faiblesse favorise la propagation des fissures . En comparaison avec le troisième appareillage, nous le rejetons.

3e appareillage

En plus de son imbrication offrant un non alignement des joints dans les deux sens, il possède l'avantage d'être très esthétique.

Ainsi suivant le côté où on se place, un dessin différent s'offre avec une concordance et une régularité satisfaisante. Nous avons donc porté notre choix sur cet appareillage pour la réalisation du pavage.

6-5 LES DEGRADATIONS

6-5-1 Définition :

En construction , aucun revêtement n'est éternel .Sa dégradation commence dès sa mise en service sous les actions conjuguées du trafic et des actions climatiques. Lorsque les fonctions prévues ne sont pas remplies ou ne peuvent plus l'être, les dégradations "visible" se manifestent tôt ou tard sur la couche de roulement entraînant une sensation d'inconfort pour l'utilisateur et la nécessité d'un programme d'entretien.

6-5-2 Rôle des différentes couches : Amorce du processus de dégradation.

Chaque couche a un rôle important dans la répartition des charges exercées principalement par le trafic.

Les couches supérieures doivent résister au cisaillement et absorber les efforts horizontaux.

La couche de base doit répartir et diffuser les efforts verticaux.

6-5-3 Comportement du pavage

Principaux types de dégradations attendues :

Les dégradations attendues par examen visuel peuvent être répertoriées en quatre (4) familles :

- Déformations
- Fissures
- Arrachements
- Remontées

Les causes sont multiples, elles peuvent être d'ordre quantitatif (trafic), qualitatif (type de matériau constituant le corps de chaussée) ou aléatoire (pluviosité).

Ces facteurs sont simultanément cause à effet. En effet , les causes représentent la combinaison d'agents extérieurs qui agissent sur la qualité du matériau et sa mise en place . La ou les dégradations apparues deviennent des points d'initiation d'une spirale de dégradations .

Les conditions climatiques, l'environnement et leurs conséquences représentent des paramètres importants dans la dégradation. La présence de l'eau constitue le grand facteur de dégradation surtout avec le géobéton. Heureusement que la stabilisation au ciment réduit les effets néfastes de ce facteur. L'eau dégrade la chaussée par l'une des façons suivantes :

- par percolation
- par infiltration sur les côtés : l'eau vient des accotements en se déplaçant horizontalement.
- par remontées capillaires : l'eau provient de la nappe phréatique.

On sait que la teneur en eau d'un sous sol, si elle est trop élevée, peut provoquer des désordres importants car elle vient modifier la portance du sol de façon non négligeable ou d'aggraver l'attrition de certains matériaux (exemple les argiles contenues dans les matériaux latéritiques).

6-5-4 les types de dégradation :

Les dégradations sur le pavage en géobéton comme en terre sont dues à l'action séparée ou combinée des véhicules et des agents atmosphériques dont l'eau.

. Action des véhicules :

Tout véhicule se déplaçant sur un pavage en terre exerce sur cette dernière de nombreux efforts dont les principaux sont :

- les efforts verticaux dus au poids des véhicules qui peuvent déformer la chaussée
- les efforts tangentiels : lorsque le véhicule roule sur la chaussée ses roues y prennent appui pour avancer et lui font subir un effort tangentiel d'arrachage et d'écrasement. Cet effort

augmente la pente du profil en long et atteint le maximum lorsque les accélérations et les freinages sont brusques.

- les efforts transversaux

Lorsque le véhicule entre dans une courbe, il est soumis à l'action de la force centrifuge qui tend à le faire glisser latéralement vers l'extérieur provoquant des arrachements transversaux.

- Déformation dans les virages :

Les virages à court rayon de courbure constituent des zones soumises à des efforts tangentiels particulièrement importantes. Ils agissent quelquefois sur la pente du devers en provoquant des bourrelets.

. Action des agents atmosphériques dont l'eau

Tout sol non imbibé a en général une bonne portance et sa plasticité même élevée n'est pas une gêne pour la circulation. Par contre, certains matériaux plastiques comme l'argile, portée à imbibition deviennent glissants au contact de l'eau, donc dangereux pour la circulation, se déforment et quelquefois s'affaissent et s'effondrent par manque de portance. On distingue deux phénomènes :

. Les eaux qui stagnent, pénètrent dans la masse des remblais soit par la partie supérieure (eaux de pluies) soit par la partie inférieure (remontée capillaire), modifient les caractéristiques

mécaniques des sols, altèrent leur résistance, provoquent des désordres internes tels que tassements, glissements voire effondrement de remblais considérés comme stables.

. Les eaux qui ruissellent sont généralement animées de grande vitesse et érode la surface de la chaussée. les dégradations causées par les eaux sont d'autant plus important que la vitesse de l'eau est plus grande et que les terrains manquent de cohésion.

. Le cas des parkings

S'il est vrai que les parkings supportent les mêmes types de véhicule que tout autre pavage , nous ne devons pas perdre de vue que les manoeuvres y sont beaucoup plus intenses . Ceci constitue un effet de dégradation à ne pas négliger . A grande vitesse , l'adhérence pneu-chaussé est moins importante qu'à moyenne ou faible vitesse qui représente les conditions dans les parkings . Les divers efforts relatés à l'article 6-5-4 restent valables mais il faut noter qu'ils sont beaucoup plus intenses notamment pour les efforts dans les virages les efforts transversaux et tangentiels .

6-6 LES OBSERVATIONS ET ANALYSES

6-6-1°) Le tronçon de route réalisé dans l'enceinte de la SENAC ETERNIT

Le tronçon de route réalisé à la SENAC a été construit avec des parpaings de géobéton liés par du ciment. Ce genre de réalisation ne répond pas aux principes des pavés qui ont été cité plus haut. Ainsi, bien qu'il en soit ainsi, avons-nous décidé de l'étudier afin de le comparer aux pavés proprement dits.

- Charges supportées

Les charges sont énormes et défient tout trafic. En effet, des engins de levage, de chargement utilisés par l'entreprise constituent des poids lourds dont la charge à l'essieu dépasse 3 tonnes .Ces engins circulent sur le tronçon à chaque opération de chargement. Ces chargements passent donc plusieurs fois par jours depuis près de 4 années.

-Action des agents atmosphériques

La surface revêtue n'est pas recouverte et donc est exposée aux intempéries climatiques. elle a déjà traversé beaucoup de période d'hivernage(4) avec des pluies à effet dynamique. Le soleil

agit aussi directement dessus en période (saison) sèche. Les observations faites sont donc assez représentatives étant donné l'intensité de ces intempéries.

-Dégradations observées

Les dégradations que nous avons notées sont mineures par rapport à la sollicitation de la chaussée.

- D'abord nous avons noté un arrachement des granulats de latérite proche de la surface des briques sur une profondeur d'environ 4 à 5 mm. Ceci peut s'expliquer par l'action dynamique des gouttes d'eau de pluie qui peuvent avoir des impacts très importants.

- Ensuite quelques petites déformations de la chaussée entraînant des risques de stagnation d'eau. Ces déformations sont minimes et à peine visibles à l'oeil . Elles se présentent sur environ 0.1 m². Elles constituent des flaches ayant une profondeur d'environ 0.5cm au point le plus bas.

- Enfin l'amorce de quelques petites fissures à l'intérieur des joints.

En gros, vu la sollicitation dont la chaussée fait l'objet et son âge, ces dégradations sont minimes et insignifiantes. Il nous plaît donc de souligner l'excellent comportement de cette chaussée.

6-6-2°) Entrée de garage à l'E.P.T.

Cette expérience a été réalisée pour étudier le comportement de parpaing en géobéton utilisés comme pavé à la place de ceux en béton qui constitue la forme la plus répandue de pavé. L'expérience comporte 2 parties :

- Une surface liée avec du ciment

Malgré les dégradations minimales observées à la SENAC, nous avons décidé de réaliser tout de même une partie de notre expérience en liant les briques, mais en améliorant la couche de bases avec du mortier, en modifiant l'arrangement afin d'empêcher la propagation de fissures et en imposant une pente afin de faciliter l'évacuation des eaux de ruissellement.

Les observations ont permis de relever d'assez minimales dégradations telle une amorce de petites fissures à l'intérieur de joint dû à la réalisation étant donné la nouveauté de ce genre de travail pour la main d'oeuvre aggravé par la non uniformité de la hauteur des briques.

La faiblesse relative de la charge supportée favorise la grande tenue de pavage. En effet le véhicule fait en moyenne trois (3)

cycles entrée-sortie par jour ce qui représente six (6) passages

.Les caractéristiques du véhicule sont :

Poids à vide : 1.8 tonnes

Nombre d'essieux : 2

Par analogie au tronçon de la SENAC, nous pouvons prévoir un bon comportement à long terme.

- la surface réalisée en pavés de géobéton non liés

Dans la logique du projet, nous avons réalisé une partie de l'entrée du garage avec les pavés qui ne sont pas liés avec du ciment. Ceci représente les conditions de réalisation des pavés de béton. Les avantages de ce genre de revêtement ont été mentionnés à l'article 6.1.

Les observations ont été faites après mouillage de cette partie afin de noter les effets de l'eau sur la chaussée. Le mouillage a été fait avec un effet dynamique de l'eau étant donné le peu d'influence de l'attaque statique de l'eau . Les joints ont été remplis avec du sable de dune. On devrait utiliser du sable grossier afin d'augmenter les frottements et ainsi empêcher les déplacements relatifs des briques par rapport au sable.

Les observations faites ont été les suivantes :

-De petites épaufrures sont observées sur les bordures des briques. Ceci est dû à l'érection de bordure tranchant causée par la non uniformité de la hauteur des briques et aux difficultés de réalisation.

-Les infiltrations d'eau à l'intérieur des joints à l'abri prennent du temps pour sécher. Ceci est favorisé par le volume de sable introduit entre les joints. Encore une fois les difficultés de réalisation ne nous permettent pas d'avoir des joints de dimensions réduites car suivant notre arrangement, la longueur d'une brique devrait être le double de sa largeur pour un bon alignement. Ce fait contribue aussi à l'apparition d'épaufrure car les briques ne sont pas suffisamment rapprochées.

- la détérioration est plus prononcée pour les briques non liées comparativement à celle liées .

- la détérioration est aussi proportionnelle à la largesse des joints et semble minime pour les joints de largeur entre 0.5 à 1 cm

- l'exposition au soleil semble avoir aussi une influence positive sur la tenue des pavés

-Comme dans le cas du béton, on gagnerait à utiliser des briques chapeignées car nous sommes tentés de le dire : la nature a horreur des bords vifs.

6-7 ETUDE DU COUT**1- Nombre de briques par mètre carré**

Nous étudierons le cas de la partie liées au ciment dont nous déduirons le second cas en éliminant le coût du ciment .

Pour 1 mètre carré on a :

$$\text{la surface d'une brique} = 0.29 * 0.14 = 0.0406 \text{ m}^2$$

prenant 1 centimètre de joint propre à chaque brique et l'entourant , on obtient la surface du joint dans le plan perpendiculaire à la chaussée on a :

$$2 * (0.01 * 0.29 + 0.01 * 0.14) = 0.0086 \text{ m}^2$$

Ainsi , le nombre de brique par mètre carré donne

$$N = 1 / (0.0406 + 0.0086) = 20.32 \qquad N = 21 \text{ briques/m}^2$$

2- Le coût des briques

La SENAC vent les briques à 50 F CFA l'unité , toute fois , le prix a récemment diminué jusqu'à 33 F . Néanmoins , considérant les lois du marché , nous estimons le prix à 40 F CFA l'unité . On obtient ainsi:

$$\text{Prix des briques} = 40 * 21 = 840 \text{ F CFA}$$

3- Le coût du mortier

_ La base a été réalisée avec du mortier sur une épaisseur d'environ 2.5 cm ce qui donne un volume de $0.025 \times 1 = 0.025 \text{ m}^3$

le mortier du joint occupe une surface de $(0.0086 \times 21) \text{ m}^2$ et son volume est $(0.0086 \times 21) \times 0.1 = 0.01806 \text{ m}^3$

Le volume total = $(0.01806 + 0.025) = 0.04306 \text{ m}^3$

Nous avons réalisé une (1) quantité de ciment

pour trois (3) quantités de sable ce qui nous amène à avoir :

Quantité de ciment = $V_{\text{total}}/4 = 0.04306/4 = 0.0108 \text{ m}^3$

Quantité de sable = $0.0108 \times 3 = 0.0323 \text{ m}^3$

le prix d'un sac de ciment étant de 1875 F pour 50 Kg ,on a:

la masse volumique déterminée est de 1162 Kg/m^3

la masse utilisée est donc $0.0108 \times 1162 = 12.5 \text{ Kg}$

le prix du Kilogramme est de $1875 / 50 = 37 \text{ F CFA}$

d'ou le prix du ciment = $37 \times 12.5 = 460 \text{ F CFA}$

le prix du sable est de $4000 \times 0.0323 = 129 \text{ F CFA}$

3- La main d'oeuvre

Une main d'oeuvre bien coordonnée de deux personnes pourra travailler effectivement pendant deux jours pour le garrage ce qui revient à en moyenne $2500 \times 2 \times 2 = 10000 \text{ F CFA}$ pour les deux jours

La superficie du garrage étant de 21 m^2

on a pour 1 m^2 $10000/21$ $= 475 \text{ F}$

4- Le prix total

Le prix total du revêtement de la partie jointée est donc de
 $129 + 460 + 475 + 840 = 1900 \text{ F CFA}$

En enlevant le prix du ciment , on obtient celui du revêtement non jointé qui est de :

$$1900 - 460 = 1440 \text{ F CFA}$$

Nous n'avons pas quantifié la différence de prix entre les deux formes de revêtement en ce qui concerne la main d'oeuvre . Ceci donnerait un léger avantage au revêtement non jointé .

Nous devons signaler que la couche de mortier de la base n'a pas eu d'effet sur le revêtement non lié car il est possible de soulever les blocs.

on a pour 1 m² 10000/21 = 475 F

4- Le prix total

Le prix total du revêtement de la partie jointée est donc de
 $129 + 460 + 475 + 840 = 1900 \text{ F CFA}$

En enlevant le prix du ciment , on obtient celui du revêtement non jointé qui est de :

$$1900 - 460 = 1440 \text{ F CFA}$$

Nous n'avons pas quantifié la différence de prix entre les deux formes de revêtement en ce qui concerne la main d'oeuvre . Ceci donnerait un léger avantage au revêtement non jointé .

Nous devons signaler que la couche de mortier de la base n'a pas eu d'effet sur le revêtement non lié car il est possible de soulever les blocs.

6-8 CONCLUSION SUR LES OBSERVATIONS

- Le cas des briques liées avec du ciment est jusqu'à présent celui qui s'est le mieux comporté étant donné qu'il cache les bords vifs, réduit l'infiltration de l'eau. A côté de ces avantages, il présente les inconvénients tels que le caractère relativement élevé du coût de réalisation, la sensibilité à la propagation d'une éventuelle défaillance (fissure) et la difficulté d'entretien.

- Le cas des briques non liées. Ce cas répond le mieux à l'objectif de ce projet qui concerne la réalisation de pavé en géobéton. Il possède l'avantage d'une réparation facile, n'est pas sujet à la propagation d'une éventuelle fissure et amoindrit le coût par rapport à l'autre cas surtout lorsqu'on le réalise sur une grande échelle. Les inconvénients de ce cas sont le bris des bords vifs, l'emmagasinement de l'eau à l'intérieur du sable (si les joints sont trop volumineux). Il serait intéressant de réduire la largeur des joints afin d'observer les capacités de la chaussée.

6-9 LES PERSPECTIVES D'AVENIR

6-9-1 Proposition d'amélioration des pavés de géobéton pour l'utilisation dans le pavage

Il est important après cette étude de voir comment améliorer les parpaings en vue d'une meilleure adaptation au pavage des routes

1- Nous proposerons donc que des parpaings de diverses formes observées à la figure 6-1 puisse être fabriquées , ce qui augmentera l'imbrication et facilitera le caractère auto-bloquant des briques . Le système offrant les types de blocs que l'on utilise en pose par juxtaposition nous semble beaucoup plus adapté au pavage . Cette modernisation de la forme a été remarqué dans le cas de pavés de béton représentées à la figure annexe 1 .

2- En deuxième position , nous recommanderons une fabrication un peu plus spécifique offrant une couche supérieure beaucoup plus stabilisée que le reste de la brique . Ainsi , avec les briques de 10 cm de hauteur , une couche supérieure de 2 cm sera plus riche en ciment (8% de ciment par exemple) par rapport à la couche inférieure de 8 cm qui restera entre 2 à 3 % de ciment . Ainsi la brique offrira une meilleure résistance aux intempéries et

permettra d'avoir une chaussée difficilement dégradable . Dans le même scillage , il serait possible d'introduire des corps étrangers plus résistantes (ex : coquillages etc ...) dans la partie supérieure de la brique .

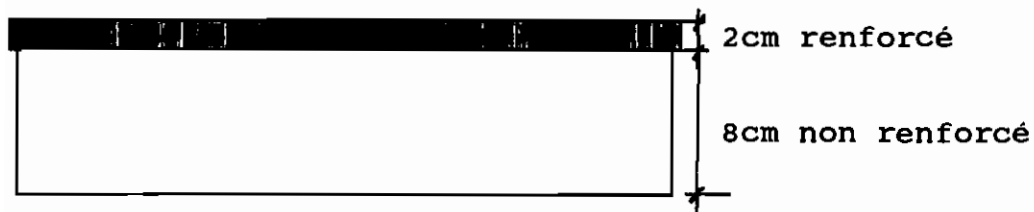


Figure 6.6 Stratification proposée

6-9-2- Différents ouvrages projetés en perspective

La grande disponibilité et la grande diversité du matériau en Afrique nous amène à envisager de nouvelles utilisations en vue d'une plus grande généralisation de son utilité . Nous envisageons donc :

- Les chapes dans la cour des maisons

Le carrelage de l'intérieur de la cour d'une maison étant relativement cher, il serait plus judicieux de penser , à la lumière de l'expérience de pavage réalisée , au pavage de ces cours avec les parpaings de géobéton . Ceci serait particulièrement utile

pour les zones sableuses où le sable est présent partout dans la maison (à la cuisine dans les salles par temps de pluie etc ...) . Aussi , pourrait- on envisager de l'utiliser dans les maisons situées dans des zones marécageuses

- Le remplissage des toitures

En dimensionnement des dalles à hourdis , des hourdis creux ont un rôle de remplissage , d'isolation thermique , phonique etc... et offrent un avantage économique avec une réalisation relativement facile. Il existe des techniques de construction permettant de faire une économie au niveau des poutrelles en réduisant leur fréquences d'apparition . Ceci exige tout de même une adhérence entre le hourdi et la dalle de compression .

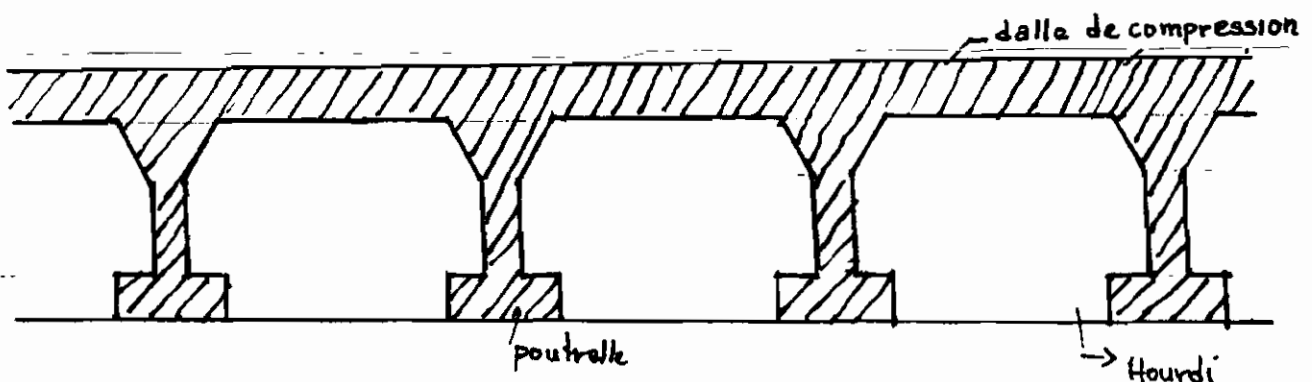


Figure 6.7 Système avec poutrelles régulières

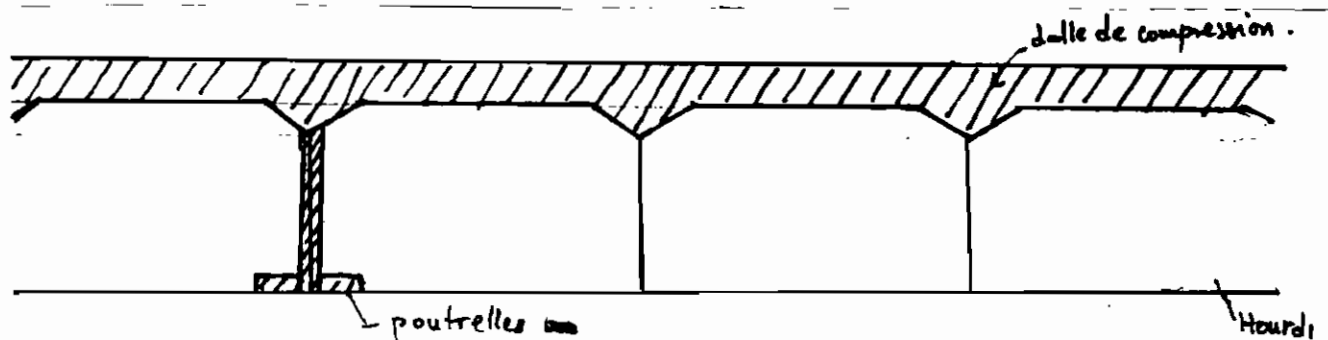


Figure 6.8 Système avec nombre de poutrelle réduit

Etant donné que le géobéton, offre une isolation thermique, phonique etc ... , il peut être utilisé pour le remplissage en remplacement des hourdi de béton. Toutefois, il faudra étudier la forme et la nature d'éventuels creux à réaliser dans les parpaings. D'ores et déjà, on peut voir deux points à combattre :

- le poids des briques pleines en géobéton est très élevé
- l'adhérence béton-géobéton laisse à désirer

Une étude se penchant sur ces divers points conduira nous pensons à des résultats intéressants.

- D'autres utilisations à proposer sont :

- *les accotements des routes
- *les allées
- * etc ...

6-10 PROCEDURE DE REALISATION DE PAVAGE EN GEOBETON

- Il faut tout d'abord disposer d'une main d'oeuvre fiable
- Débarrasser le sols de tout élément gênant (sable indésirable , végétation , sols sujets au tassement etc ...)
- Imposer une pente permettant l'évacuation de l'eau par gravité
- Bien compacter le sol d'assise : s'il n'existe pas de sol de bonne qualité , il faudra faire un remblai avec un bon sable
- Arroser légèrement la surface du sol pour éviter qu'il aspire l'eau de gachage
- Au cas où on utilise du ciment , mettre une couche de mortier 2.5 à 3 cm (1 ciment pour 3 sables)
- Au cas d'utilisation sans ciment , mettre une couche de sable grossier
- Poser les briques suivant l'arrangement choisi tout en mettant une attention particulière sur le nivellement de la surface de roulement
- mettre des joints d'environ 0.5 à 1 cm pour les briques non jointées et 1 à 2 cm pour les briques jointoyées
- Au cas d'utilisation de ciment , remplir les joints avec du mortier (1 ciment pour 3 sables) . Faire attention pour ne pas laisser de poche d'air à l'intérieur des joints

- Au cas d'utilisation de sable , mettre le sable à sec avant de le mouiller et compacter . Cette précaution permet au sable sec de remplir tous les coins disponibles .

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce projet m'a permis de voir les difficultés que rencontrent les promoteurs de matériaux locaux en Afrique en ce qui concerne l'inexistence de normes de dimensionnement et de documentation . Ainsi , pour la plupart des données utilisées , il m'a fallu les déterminer expérimentalement . Il serait donc très avantageux de chercher à tabuler des valeurs expérimentales ou réaliser des abaques de diagrammes d'interaction pour le dimensionnement des poteaux en géobéton . Soulignons que le dimensionnement du poteau aurait donné le même résultat que s'il était uniquement en géobéton car on a utilisé f'_c du géobéton .

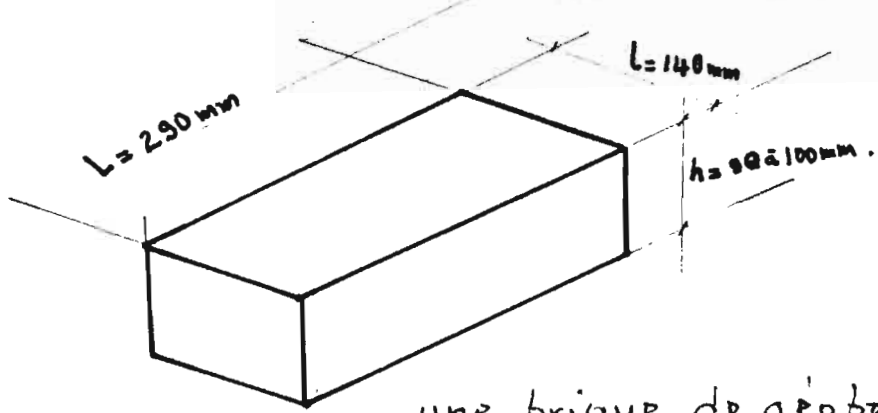
A travers le projet , j'ai pu cibler certaines réalisations faisables avec du géobéton tout en ne perdant pas de vue l'aspect structure et résistance du matériau . en effet , plusieurs perspectives ont été envisagés après le dimensionnement du support de réservoir , et celui du pavage de l'entrée de garage .

Les résultats obtenus me permettent de dire que le géobéton est un matériaux d'avenir et qu'il serait intéressant de continuer la recherche dans ce sens . Cette continuation s'inscrirait dans le cadre d'une autosuffisance des africain sur le plan de la construction . Il y a de quoi succiter de l'intérêt pour le futur .

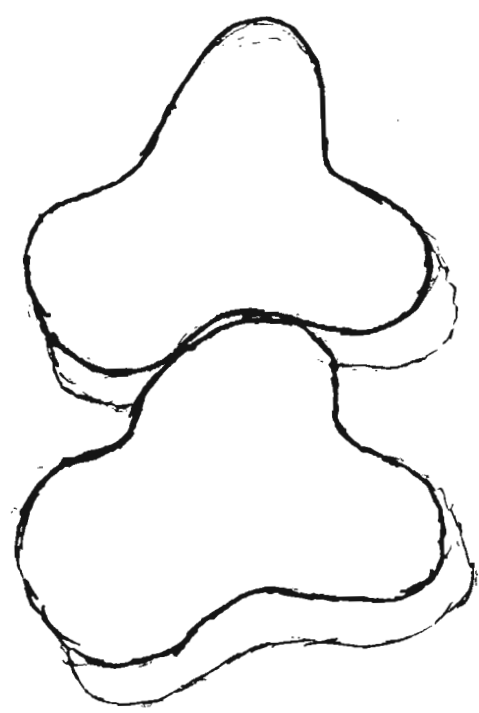
LES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1- Maignien , compte rendu de recherche sur les latérites P .159
- 2- Rapport de mission effectuée du 02 au 13 mars 1992 au CRATERre
(grenoble) , France par Ibrahima CISSE
- 3- projet de fin d'étude : La latérite matériau de construction
dirigé par monsieur DIAK Mai 1987 EPT
- 4- Distribution et collette des eaux en milieu urbain , de Roger
LABONTE , François BRIERE et Raymond DESJARDIN
- 5- Traité de plomberie , Henri CHARLENT , DUNOD , 14e EDITION 1984
- 6- Code Canadien A 23.3 M 77

PFE : Conception de quelques utilisations de structures en géobéton

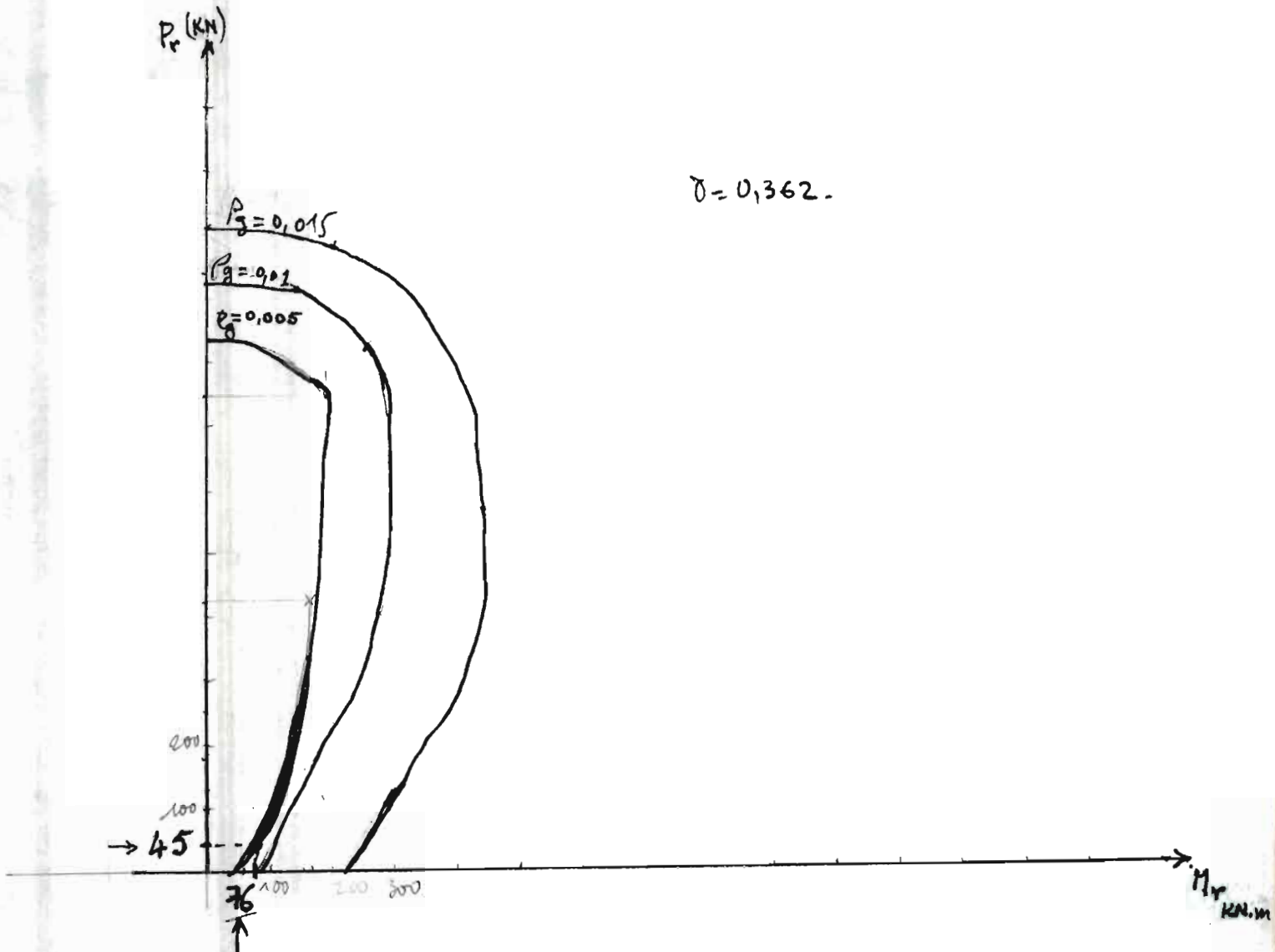


une brique de géobéton.



Pavés de béton

ANNEXE 1



Diagrammes d'interaction.

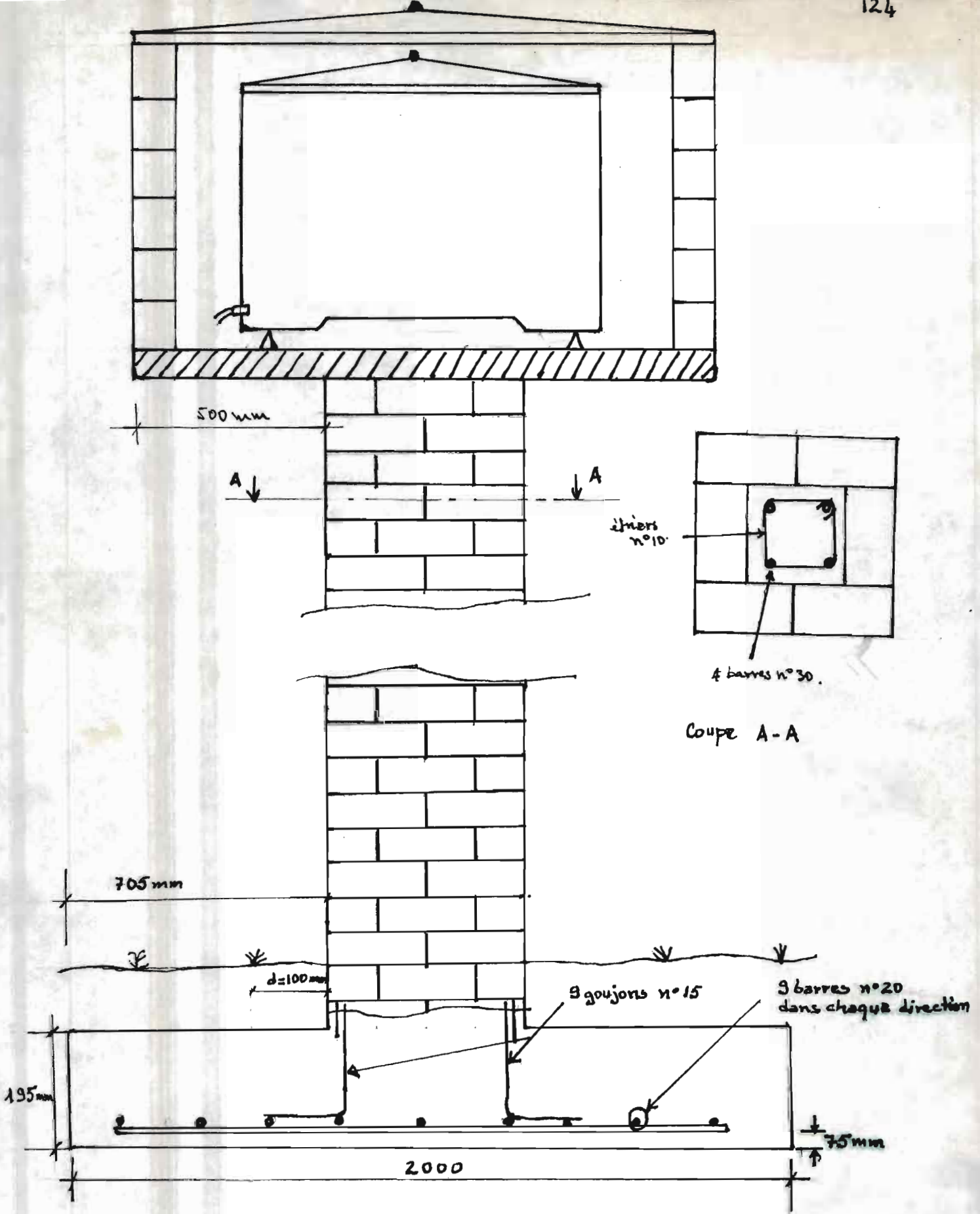
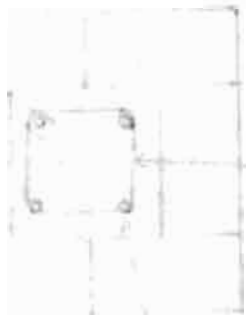
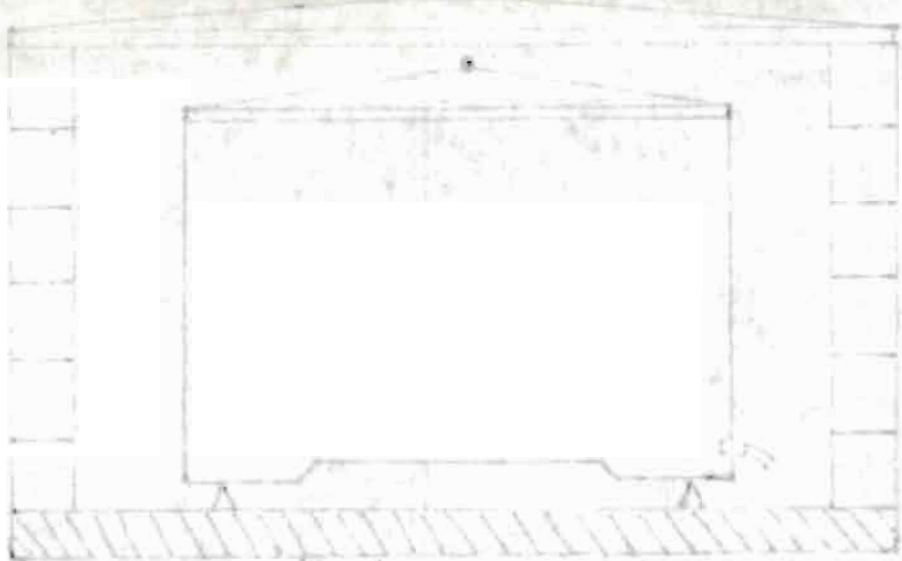


schéma d'ensemble du support du réservoir.



Handwritten text in a non-Latin script, possibly describing the drawing or providing instructions.

Handwritten text at the bottom of the page, possibly a signature or date.

ANNEXE 4

18

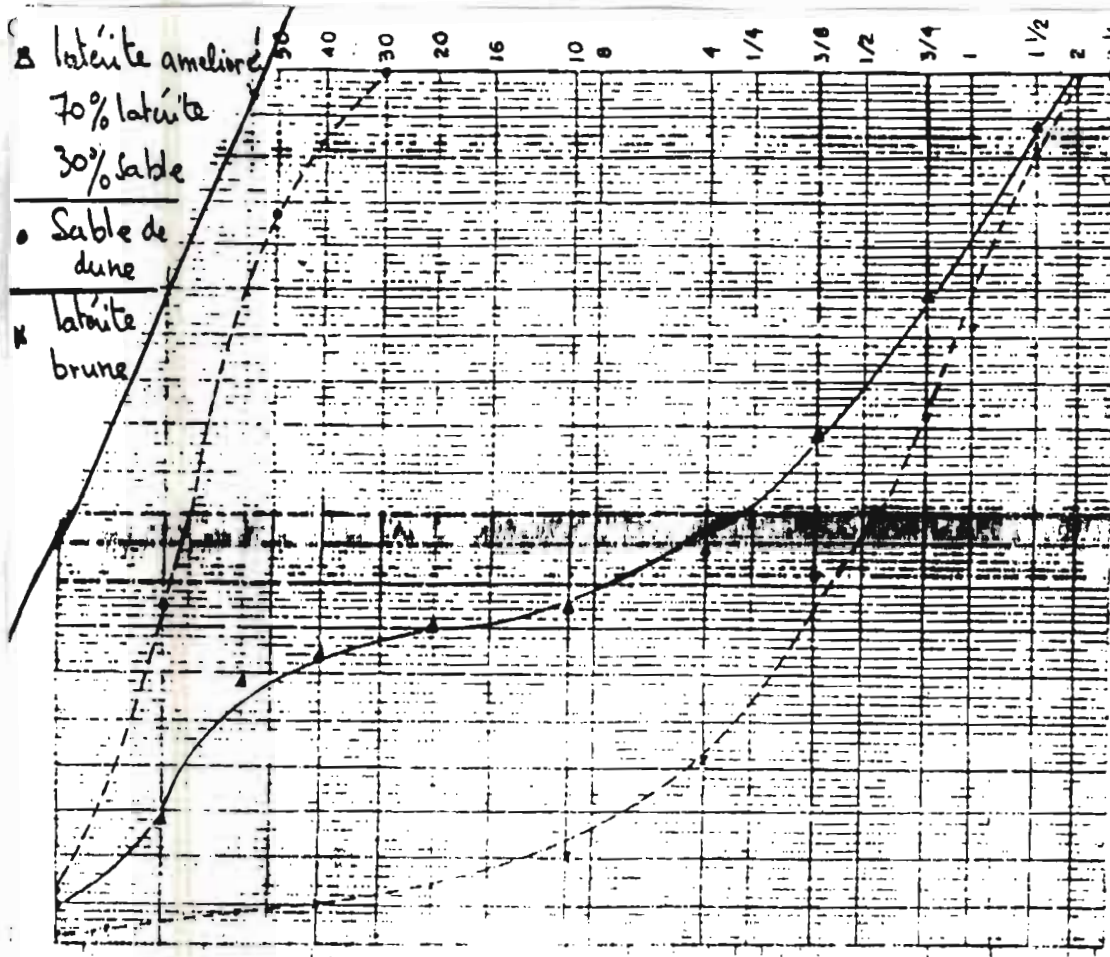


Fig 2.2-33 Courbe granulométrique de la laitite améliorée -

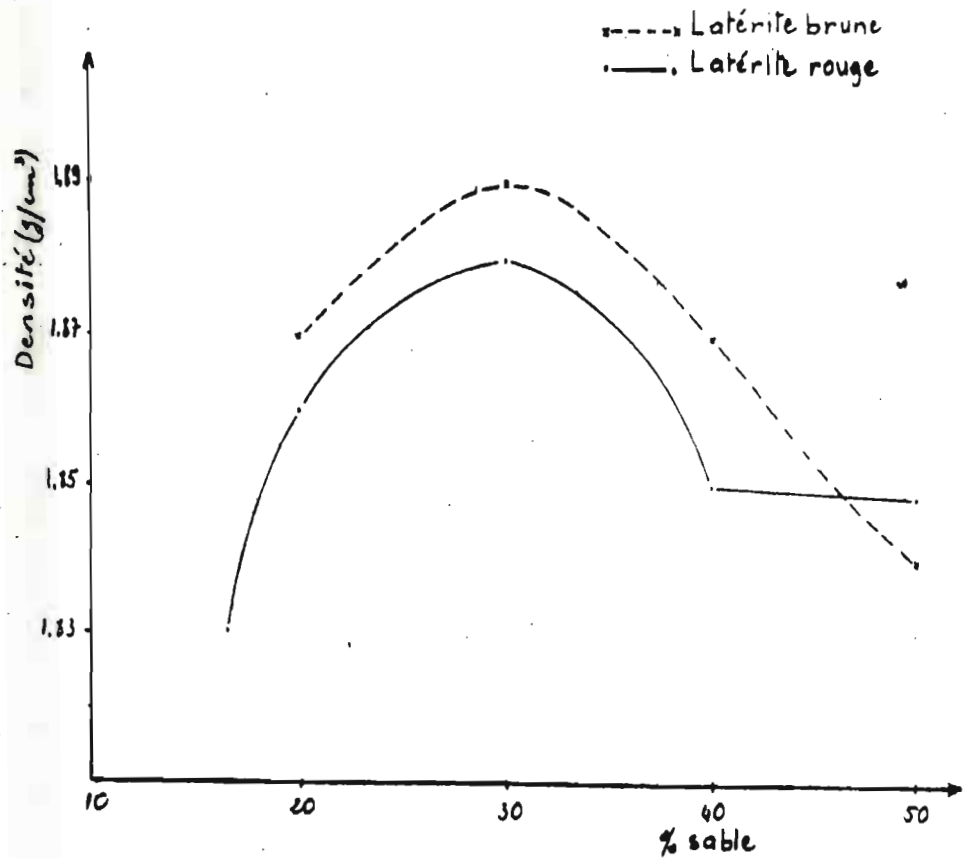


FIG 21 Courbe de la densité versus pourcentage de sable pour la latérite brune améliorée et pour la latérite rouge améliorée

	Densité en vrac (g/cm ³)	Densité pilonnée (g/cm ³)
Latérite brune brute	1.41	1.72
Latérite rouge brute	1.55	1.80

Densité en vrac et densité pilonnée des latérites brune et rouge non améliorées (brutes)

BRIQUE LATEROC

EN TERRE STABILISEE



Format standard :

L 29, l 14, h 10 cm

Poids : 9 kg environ

h : 5, 8, 12, 14 cm
sur commande

Densité : 2,2 kg/dm²

Caractéristiques mécaniques :

Résistance en compression

à l'état sec : 114 bars

Nombre de brique LATEROC

en m² : 30 (murs)

24 (cloisons)

La brique LATEROC "SENAC ETERNIT" est composée de latérite stabilisée au ciment. Elle est utilisée à plat pour les murs porteurs et sur chant pour les cloisons. Sa résistance à la compression la rend quatre fois plus solide et plus durable que le parpaing traditionnel.

Senac Eternit

47, bd de la République,
immeuble SORANO
BP 320 - DAKAR - Tél 23 88 41
Télex 21 687 Atlantic SG Téléfax 23 88 00



**UNE TECHNIQUE NOUVELLE AU SERVICE D'UN ART
DE BATIR VIEUX COMME LE MONDE**

APPLICATIONS

Logements

Murs porteurs

Cloisons

Clotures

Sols

Bâtiments industriels

Couverture de terrasse
accessible

Dallage intérieur

Dallage extérieur



AVANTAGES



Stabilisée

sous pression par
faible apport de ciment

Matériau économique

Ecologique

Grande inertie
thermique et phonique

Ne nécessite pas
de ferrailage

Ne nécessite pas
de crépissage

Economie de mortier
bâtard (50%)

CARACTERISTIQUES MECANQUES

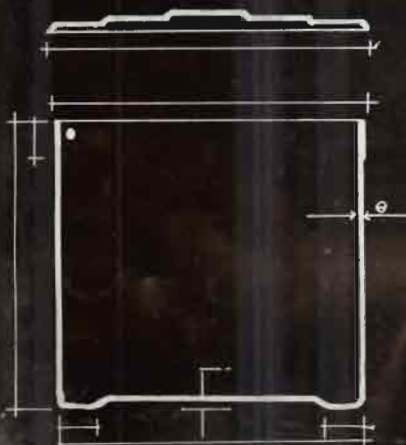
La résistance élevée à l'écrasement - la forte densité - la pression de format - la stabilité dimensionnelle - l'inertie naturelle thermique et phonique font de la brique LATEROC le matériau de construction le plus performant et le plus luxueux pour les bâtiments et logements individuels et collectifs.

Vous êtes intéressé par l'acte de bâtir, nous aussi...

la SENAC ETERNIT, des hommes qui abritent des hommes.



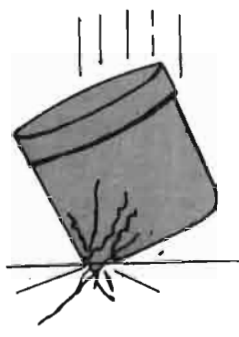
Réservoirs à eau



RESERVOIRS CYLINDRIQUES

CAPACITE 300 L	CAPACITE 600 L	CAPACITE 900 L
720 m/m	846 m/m	876
H 740 m/m	H 1.067 m/m	H 1.200 m/m
55 Kgs	Poids 90 Kgs	Poids 100 Kgs

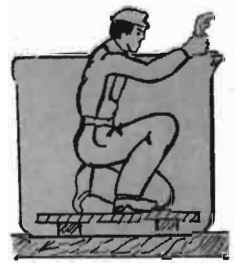
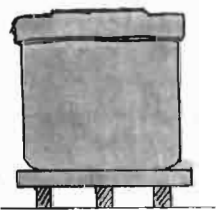
1 Pour prévenir les chocs, et casse éventuelle, le transport du Réservoir doit se faire en position verticale dans un véhicule à plateforme. Pendant le transport, il est conseillé d'éviter les chocs.



2 Tenir compte que lorsqu'on installe un réservoir cylindrique **SENAC-ETERNIT**, on doit faire en sorte que la base repose sur des palettes horizontales donnant ainsi un niveau parfait d'équilibre.

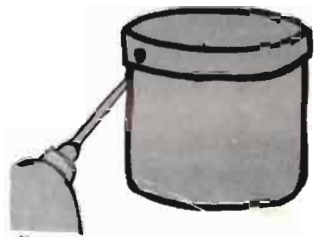
Dans le cas contraire nous préconisons l'utilisation d'une base en bois en aucun cas, la base du réservoir ne doit être instable.

3 Pour l'installation du réservoir, nous recommandons de protéger la base intérieure du réservoir provisoirement par un appui en bois sur lequel va reposer le plombier pour procéder à son installation.

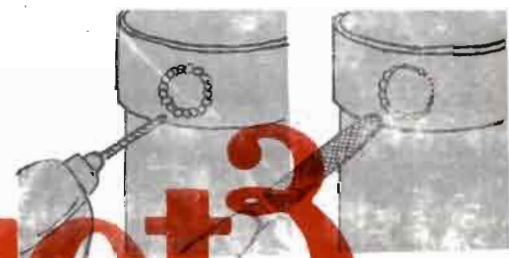


4 Une fois que le réservoir est bien assis, on peut procéder à l'installation des connexions, les perforations doivent être faites en utilisant une perceuse en acier, d'abord pour le pré-perçage et ensuite finir avec une lime pour terminer et polir l'orifice avec soin.

Si d'aventure, le diamètre de l'orifice est plus petit que le diamètre du raccordement, veuillez utiliser la lime pour agrandir l'orifice du réservoir.



5 Il n'est pas recommandé, dans aucun cas, de perforer le réservoir par percussion à coups de marteau. Cette opération risque de casser le réservoir.



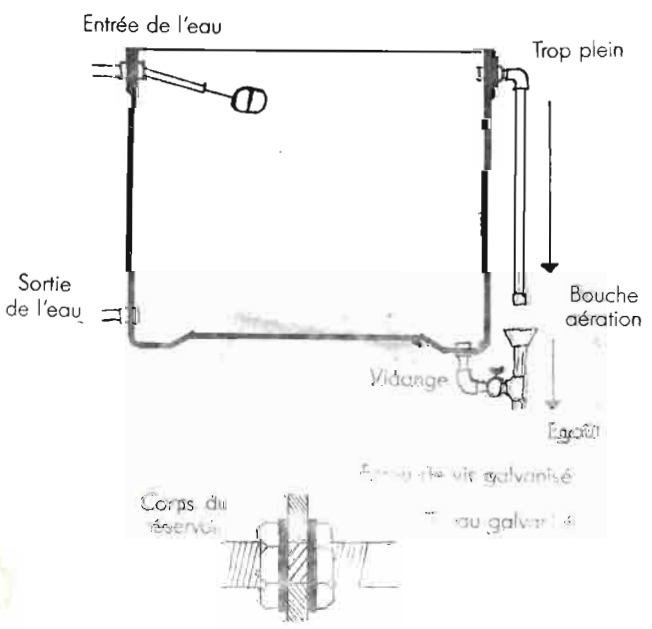
Important

DESSIN ET DETAILS TECHNIQUES

Ce présent prospectus sert uniquement de guide pour l'installation du réservoir. Les données ci-dessus sont générales et peuvent être appliquées dans la majorité des cas. Pour tous problèmes spécifiques, veuillez consulter notre service technico-commercial.

Tous nos réservoirs bénéficient du label qualité **SENAC-ETERNIT**. Nous vous prions de bien les vérifier avant l'expédition. Les réservoirs sortis de notre usine sont réputés prêts à l'emploi. Ils voyagent donc aux risques et périls du destinataire. En outre, le **SENAC-ETERNIT** ne saurait en aucun cas être responsable d'une mauvaise pose occasionnant des fuites de liquide.

Connexions



Senac Eternit

47, Bd de la République
Immeuble SORANO
Tél : 23.08.41
USINE : Km 44, Route de
Dakar-Thiès (Tél : 34.00.16)
Téléfax : 221.23.88.00

