

3/97

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

En Vue de l'obtention du Diplôme

D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL

Thème :

**ELABORATION
D'UN LOGICIEL DE CALCUL
DES FONDATIONS
SUPERFICIELLES**

Présenté par :

Khalil BRAHIMI
Abdellah BOUDINA

Dirigé par :

Mr R. BAILOUD

**PROMOTION
JUILLET 1997**

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BIBLIOTHEQUE — المكتبة

Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

En Vue de l'obtention du Diplôme

D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL

Thème :

**ELABORATION
D'UN LOGICIEL DE CALCUL
DES FONDATIONS
SUPERFICIELLES**

Présenté par :

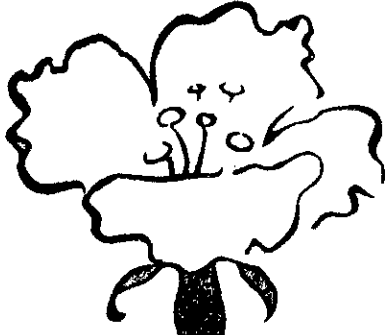
Khalil BRAHIMI

Abdellah BOUDINA

Dirigé par :

Mr R. BAILOUD

**PROMOTION
JUILLET 1997**



DEDICACES

Je dédie tout d'abord ce modeste travail à mes très chers parents.

A ma chère seule sœur NACIRA.

A mon binôme A.Boudina qui ma facilite toutes les difficultés de ce modeste travail et qui ma donné l'espoir de finir cette thèse le plutôt que possible.

A H.Sebaa pour sa collaboration et ces conseils.

A tous mes amis surtout de ma promotion et à toutes les personnes que j'aime et qui m'aiment.

A la part de BRAHIMI KHALIL



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

ma mère et mon père, en signe de
reconnaissances pour tous les sacrifices
consentis à mon égard et pour leur soutien
moral et matériel et leurs encouragements
tout le long de mes études,

mes chers frères et chères soeurs
chacun à son nom,

toute ma famille de la venir,

mes chers frères, Hassene,
Nourddine, Khalil,... et avant tous
B.Abdelmadjid,

l'ensemble des enseignant qui ont
collaborer à ma formation.

A la part de Abdellah BOUDINA.

الملخص:

يهدف هذا العمل إلى استخدام الإعلام الآلي لإعداد برنامج خاص بحساب مقاومة التربة المسموح بها لإنشاء أساسات سطحية قادرة على حمل البنايات في أحسن الظروف، و كذا حساب أبعاد و مقاطع التسليح في نوع الأساس المختار.



RÉSUMÉ :

L'objectif de ce projet est l'élaboration d'un logiciel de calcul de la contrainte admissible du sol.

Pour construire des fondations superficielles, capables de supporter des charges des structures aussi que le dimensionnement et le ferrailage de la semelle choisie.



ABSTRACT :

The aim of this project is the elaboration of a software of calculs the allowable stress of shallows fondations, also the calcul of dimensions and steels.

Nous tenons à remercier
vivement notre promoteur :
M^{er} R.BAIOUD pour ces conseils
et orientations, ainsi que tous les
enseignants qui ont contribué à
notre formation.

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Introduction générale	01
1- Généralités sur le calcul des fondations.	02
2- Aperçu sur la stabilité des ouvrages	03
3- Justification des ouvrages.	03
4- Différents types de fondation.	04
5- Projet de fondation.	05
6- Caractéristiques d'un bon projet.	05
7- Charge admissible sur le sol de fondation.	05
8- Charge à prendre en compte.	05
9- Contraintes admissibles du sol.	06
10- Etat de contraintes pour semelles sur sol rigide	07
CHAPITRE II : Calcul de la capacité portante dans laboratoire.	09
1- Introduction.	10
2- Phénomène de la rupture.	11
3- Analyse qualitative de la rupture.	11
4- Exploitation des résultats.	12
5- Choix du coefficients.	16
CHAPITRE III : Les essais in situ (sur place).	17
1- Introduction	18
2- Essai pressiometrique.	18
3- Essai de pénétration.	22
CHAPITRE IV : Calcul des tassements	27
1- Généralités.	28
2- Méthode classique de calcul.	29
3- Estimations des tassements.	30
4- Estimations des tassements différentiels	35.
CHAPITRE V : Calcul des semelles superficielles.	36
1- Principe de dimensionnement des semelles.	37
2- Méthode de calcul des armatures pour les semelles reposants sur le sol	37
CHAPITRE VI : Béton et l'acier	41
1- Introduction.	42
2- Caractéristiques mécaniques des matériaux.	42
2-1 Le béton.	42
2-2 L'acier.	45
2-3 Caractéristiques de béton armé.	46

CHAPITRE VII : Calcul des semelles superficielles
(dimensionnement et ferrailage).

1- Semelles isolés	50
1-A) Semelles rectangulaires.	50
1-B) Semelles circulaires sous poteaux circulaires.	53
2- Semelles filantes	55
2-A) Semelles continues sous mur.	55
2-B) Semelles continues sous poteaux.	58
3- Les radiers.	61
3-1) Généralités.	61
3-2) Dimensions.	62
3-3) Conditions de calcul.	62
CHAPITRE VIII : Les organigrammes de calcul.	64
1- Calcul des fondations superficielles.	65
2- Les essais de labo.	66
3- Les essais in situ.	67
4- Ferrailage des semelles.	68
CHAPITRE IX : Exemples.	70
CONCLUSION GENERALE.	75
Annexe I : Règlement technique DTU 13.1	77
Annexe II : Rapports du sol L.T.P.C.	91
Bibliographie.	118

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

I-1) GENERALITES SUR LE CALCUL DES FONDATIONS.

On appelle fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage.

La transmission des charges peut être direct (cas des semelles reposant sur sol) ou peut être assurée par d'autres organes (cas des semelles sur pieux ou sur puits) et ceci lorsque le bon sol est en profondeur.

Une semelle est par définition un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, c'est à dire la descente de charges, d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- 1/ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure
- 2/ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage

Une fondation doit être donc en équilibre sous :

- les sollicitations dues à la superstructure
- les sollicitations dues au sol.

Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs et qui est fonction des trois quantités suivantes :

- Contrainte de rupture du sol
- Contrainte correspondant au tassement maximal acceptable
- Contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques,

En pratique, la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs, est donnée par l'expérience en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, ou à partir des résultats d'investigations effectuées, en général par un laboratoire de mécanique des sols.

I-2) APERÇU SUR LA STABILITE DES OUVRAGES :

Les fondations ont pour rôle d'assurer la stabilité de l'ouvrage suivant Les forces transmises par le terrain.

En effet :

1/ Les conditions de stabilité doivent conduire à respecter le principe fondamental de l'égalité des actions transmises par la superstructure avec les réactions du sol.

2/ le terrain d'assise ne doit pas tasser sous les massifs de fondation

3/ les poussées d'Archimède dont les intensités varient avec le niveau de l'eau contenue dans le sol, ne doivent pas soulever l'ouvrage ou compromettre sa stabilité

4/ L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la superstructure (vent, poussée de la terre, poussée de l'eau, séisme, etc)

5/ Pour les constructions réalisées sur des terrains inclinés, les forces exercées par les fondations sur le terrain doivent s'opposer au glissement éventuel de l'ouvrage suivant la pente.

I-3) JUSTIFICATIONS DES OUVRAGES DE FONDATIONS

Les ouvrages de fondations doivent être justifiés conformément aux règlements de béton armé en vigueur les différents états suivants :

- */ Etat limite ultime de résistance,
- */ Etat limite ultime de stabilité de forme,
- */ Etat d'équilibre statique (stabilité d'ensemble),
- */ Etat de service vis-à-vis de la durabilité,
- */ Etat de service vis-à-vis des déformations.

I-4) DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS :

Suivant l'importance des charges et la résistance du terrain on opte pour :

1/ Des fondations superficielles, lorsque les couches de terrains capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur.

2/ Des fondations semi-profondes

3/ Des fondations profondes, lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur.

$D/B < 4$ FONDATIONS SUPERFICIELLES (Semelle filante, Semelle isolée, Radiers)

$4 < D/B < 10$ FONDATIONS SEMI-PROFONDES (Puits)

$D/B > 10$ FONDATIONS PROFONDES (Pieux)

avec :

D : l'encastrement des fondations dans le sol

B : largeur de la semelle

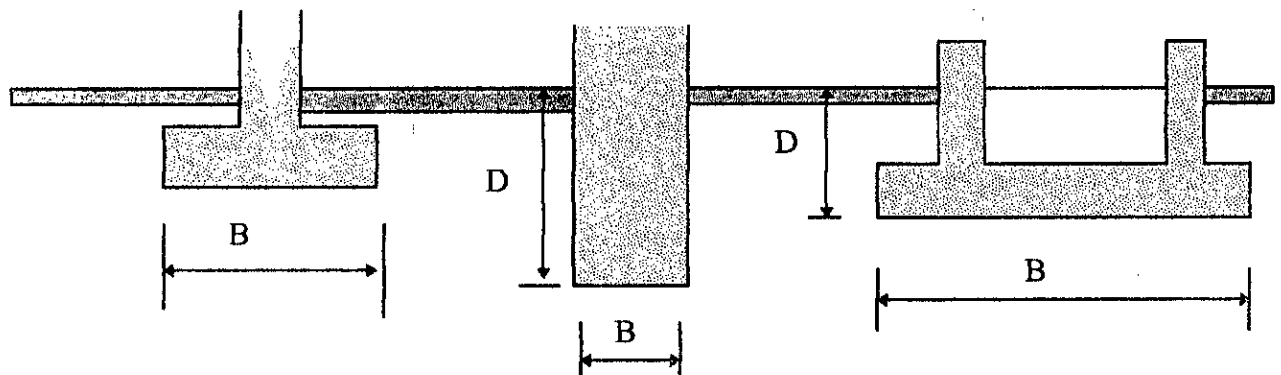


Figure I-1 : Différents types de fondations superficielles

Remarque :

Le type de fondation est déterminé par son allure générale et ses proportions, la différence de niveau entre la surface d'assise et le terrain naturel ne suffit pas à distinguer les fondations superficielles des fondations profondes

exemple : culée descendue à 7m sa largeur est 7m il s'agit des fondations superficielles

pieux de diamètre égale à 50 Cm et son longueur égale à 6m

I.5) PROJETS DE FONDATIONS :

Pour concevoir correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier.

Suivant l'importance de la construction, il est essentiel de d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation, et ceci à une profondeur suffisante.

I-6) CARACTERISTIQUES D'UN BON PROJET :

Un correct projet de fondation doit répondre aux trois sortes de préoccupations:

1/ La forme et l'emplacement des fondations doivent assurer la sécurité de la construction à l'égard des modifications prévisibles de l'état des lieux.

2/ La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante

3/ Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition de fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable

I-7) CHARGE ADMISSIBLE SUR LE SOL DE FONDATION :

La charge admissible doit être la plus faible de celles qui résultent:

A/ De la considération des tassements maximaux et des tassements différentiels compatibles avec le bon comportement des structures

B/ De la charge de poinçonnement du sol

I-8) CHARGES A PRENDRE EN COMPTE :

Dans le cas le plus général, un élément de structure peut transmettre à sa fondation, supposée horizontale:

- _ Un effort normal (charge verticale centrée descendante ou ascendante)
- _ Une force horizontale (résultant par exemple de l'action du vent)
- _ Un couple de flexion [BAEL 91 art b.9]

I-9) CONTRAINTES ADMISSIBLES DU SOL :

La détermination de la contrainte admissible peut être déduite de l'expérience, soit être déterminée par le calcul partir des résultats d'essais de sol.

I-9-1) CONTRAINTE ADMISSIBLE DEDUITE DE L'EXPERIENCE :

Dans certains cas, les contraintes limites du sol sous fondations superficielles peuvent être fixées à l'avance au des sols rencontrés, etc A titre indicatif, le tableau ci-après donne l'ordre de grandeur des contraintes admissibles σ_{sol} en fonction de la nature du sol, en absence de tout problème.

NATURE DU SOL	q_{adm} (bars)
Roches peut fissurées saines non des agrégées et de stratification favorable	5 à 30
Terrains non cohérentes à bonne compacité	2,5 à 5
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,5 à 2,5
Argiles	0,2 à 2

Tableau I-1: Les valeurs de q_{adm} déduite de l'expérience [Règle DTR-BC2.331]

I-9-2) CONTRAINTE ADMISSIBLE DETERMINEE PAR LE CALCUL :

Les contraintes admissibles sont établies à partir des caractéristiques géotechniques du sol, connues à la suite d'essais. En particulier, les conditions de tassements admissibles doivent être étudiées en fonction de la nature de l'ouvrage à fonder.

Dans le cas de l'existences de couches sous-jacentes plus compressibles que la couche choisie pour appui de fondation, il y a lieu de s'assurer de l'homogénéité et de l'épaisseur de

la couche porteuse, afin que les tassements différentiels des points d'appuis soient acceptables.

Néanmoins, les déformation superficielles sur sol difficile nécessitent une attention particulière couvrant à la fois les domaines de la conception, du calcul et de l'exécution.

I-10) ETATS DE CONTRAINTES POUR SEMELLES SUR SOL RIGIDE :

On se limitera aux hypothèse les plus simple, soit :

répartition uniforme ou trapézoïdales des contraintes

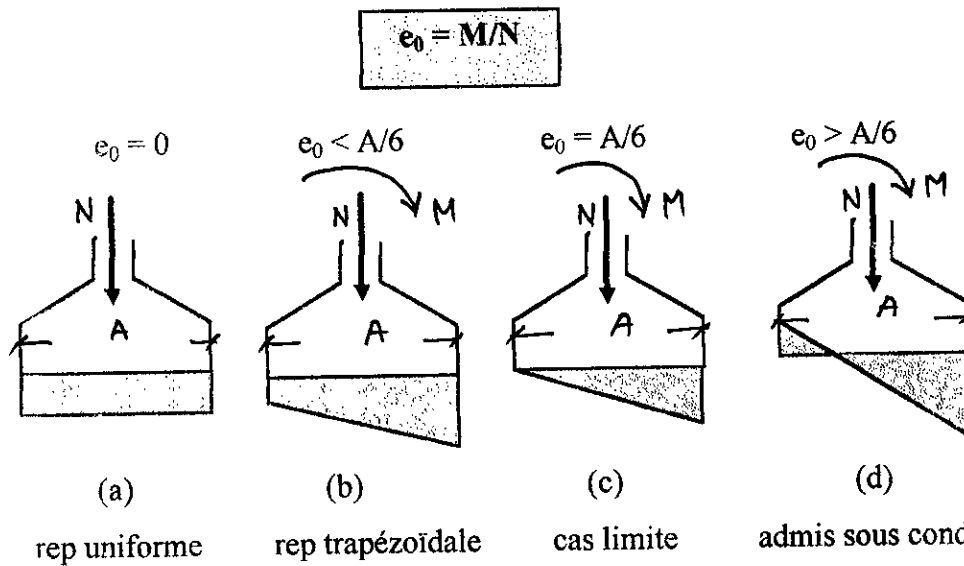


Figure I-2 :
Les diagrammes de σ

le cas (d) est à éviter car le sol n'admet pas de contrainte de traction, exceptionnellement ce cas peut être toléré en ne prenant pas en considération la partie traction du diagramme de contraintes, et en veillant :

$$\text{à ce que } \sigma \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

Le diagramme des contraintes sera trapézoïdale si N tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle, c'est-à-dire si $e_0 < \frac{A}{6}$

On démontre en Résistance des Matériaux que une section rectangulaire de dimension A par B, soumise à un effort normal N situé à la distance e_0 de l'axe, on à :

$$\sigma_{max} = N \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \frac{1}{A \times B} \quad \sigma_{max} = N \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \frac{1}{A \times B}$$

Considérant la contrainte σ correspondant au point situé au quart de la largeur de la semelle, distance mesurée à partir du point d'application de σ Nous aurons :

$$\sigma_{\max} = \frac{(3\sigma + \sigma_m)}{4} = N \frac{\left(1 + \frac{3e_0}{A}\right)}{A \times B}$$

Les règles imposées par le D.T.U n°13 'FONDATION' impose que l'on doit vérifier

$$\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{sol}},$$

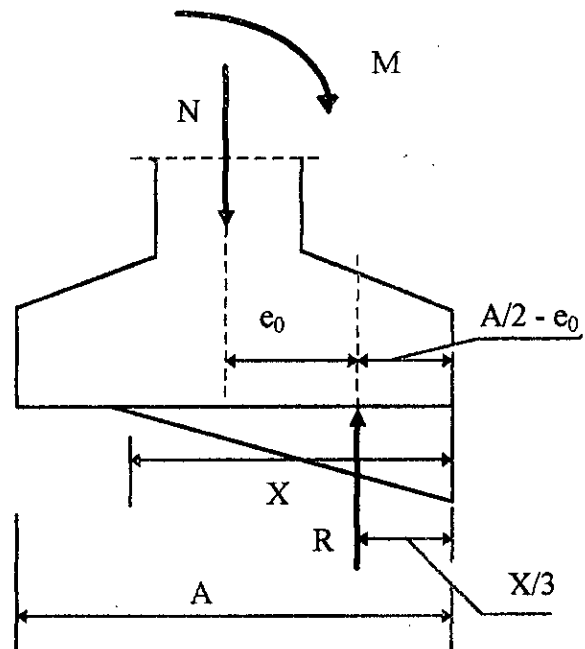
$$\text{c'est-à-dire } \frac{N}{A} \times B \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Toutefois, dans le cas d'un effort normal relativement faible vis-à-vis du moment de flexion, c'est à dire pour une excentricité supérieure à $A/6$, dans ce cas la résultante R des contraintes du sol a pour valeur :

$$R = \sigma \times \frac{X}{2} \times B$$

Figure I-3 :

Charge avec excentricité.



R passe par le centre de gravité du triangle des contraintes du sol donc à $x/3$ de l'extrémité droite de la semelle.

Comme R doit être égale et opposée à N , $x/3 = A/2 - e_0$

$$R = N = \sigma \times \frac{3}{2} \times \frac{A}{2 - e_0} \times B \Rightarrow \sigma = \frac{2N}{3 \left(\frac{A}{2 - e_0} \right) \times B}$$

On admet que l'on doit avoir : $\sigma \leq 1,33 \times \sigma_{\text{sol}}$ dans le cas général.

$\sigma \leq \sigma_{\text{sol}}$ si le moment M est du à un vent dominant la majorité du temps. Les résultats précédents permettent donc le dimensionnement de la surface latérale d'une semelle filante ou isolée.



CHAPITRE II



**CALCUL
DE CAPACITE PORTANTE
DANS LABORATOIRE**

CHAPITRE II

CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DANS LABORATOIRE.

II-1) INTRODUCTION :

Les analyses et essais de laboratoire ont pour but de déterminer l'importance relative (qualitative et quantitative) des diverses phases constituantes sur la résistance mécanique du sol considéré.

La description visuelle de l'échantillon : Elle permet une première définition qualitative au matériau sur la base des éléments suivants : consistance, couleur, odeur, texture, dimension des grains.

Les analyses physiques ont pour but de définir l'importance relative et les caractéristiques physiques des divers éléments constitutifs de l'échantillon, c'est ainsi que l'on mesure ; la teneur en eau, le poids spécifique du sol et celui de sa phase solide, la répartition granulométrique des éléments constituants.

Les essais mécaniques réalisés dépendent du type de matériau et de l'information recherchées, c'est-à-dire du but de l'étude, on peut effectuer sur un échantillon plusieurs types d'essais mécaniques, les principaux sont les suivants :

- limites d'Atterberg ,
- compressibilité oedométrique,
- cisaillement direct,
- cisaillement triaxial.

Les essais routiers. Si le matériau est destiné à un usage routier, il peut être soumis à un certain nombre d'essais spécifiques qui permettent de définir son aptitude à l'emploi auquel il est destiné.

Les principaux essais routiers sont :

- l'essai Proctor normal ou modifié,
- l'essai CBR,
- la mesure de l'équivalent de sable.

Et on conclut tous les résultats dans un tableau récapitulatif.

II-2) PHENOMENE DE LA RUPTURE :

Lorsque l'on charge progressivement une plaque reposant sur un sol, on observe un tassement qui croît avec l'effort appliqué. Au début la déformation augmente approximativement en fonction directe de la charge ; on a affaire à un équilibre pseudo-élastique. Puis la déformation s'amplifie.

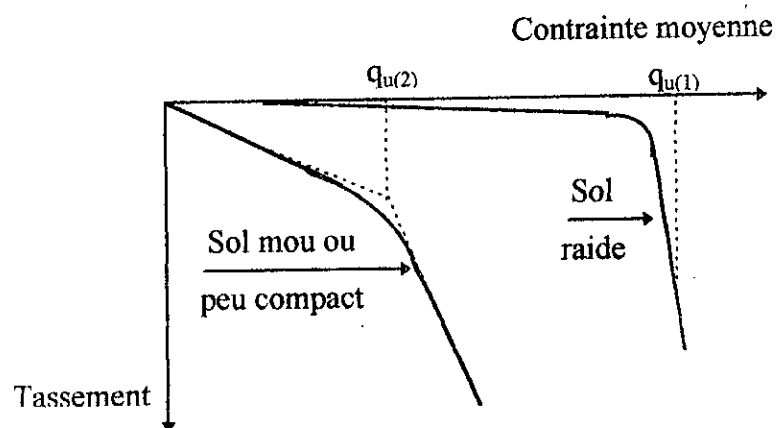


Figure II-1 : Courbes chargement tassement dans les cas de sol raide et de sol mou.

II-3) ANALYSE QUALITATIVE DE LA RUPTURE :

Les études en cuve sur modèles réduits ont permis de mettre en évidence plusieurs zones de sol dans lesquelles le comportement est différent pendant la phase de rupture.

C'est ainsi que trois zones principales peuvent être distinguées au moment de la rupture fig.(II-2).

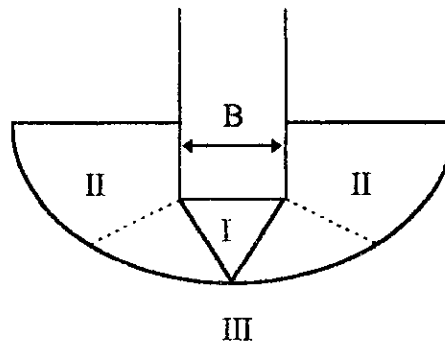


Figure II-2 : Schéma de rupture d'une semelle.

- La zone I Forme un coin, elle est située directement sous la fondation. Le sol dans cette zone se déplace avec la fondation et fait corps avec elle.
- La zone II est refoulée vers la surface, les déplacements et cisaillements sont très importants et il se produit une rupture généralisée dans cette zone.
- La zone III, le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

Remarque :

Dans la pratique, les sols n'étant pas homogènes, ni les charges rigoureusement centrées, il se produit généralement un poinçonnement par rupture dite localisée, avec basculement de la fondation d'un côté ou de l'autre.

II-4) EXPLOITATION DES RESULTATS :

Pour le calcul de la capacité portante plusieurs études faites, suivant différentes théories :

- Equilibre limite plan (caractéristique, Sokolovski - 1961),
- Calcul à la rupture (Salençon et Al - 1792, Chen - 1975 ...),
- Modélisation par élément finis
- Méthode de superposition (poussé / butée des terres Terzaghi 1943).

La détermination de la force portante du sol dans notre cas constitue une application de la théorie de la pression des terres. On considère un phénomène plan et on étudie la stabilité du seul milieu situé au-dessus de la surface libre fictive constituée par le plan de fondation.

Pour obtenir la résistance totale, on ajoute plusieurs systèmes en équilibre limite. Le massif défini, est considéré comme pesant sous surcharge, puis comme non pesant mais chargé par les terres se trouvant de part et d'autre de la fondation, enfin si le milieu possède de la cohésion, cette dernière agit comme une surcharge hydrostatique.

Ces trois éléments constituent respectivement les termes de surface, de profondeur et de cohésion de la résistance du sol à la rupture.

$$q_u = q_y + q_q + q_c$$

De nombreux auteurs ont résolu le problème faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques, soient parfois assez différentes, tout ces études conduisent à la formule générale suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{sol}} \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c$$

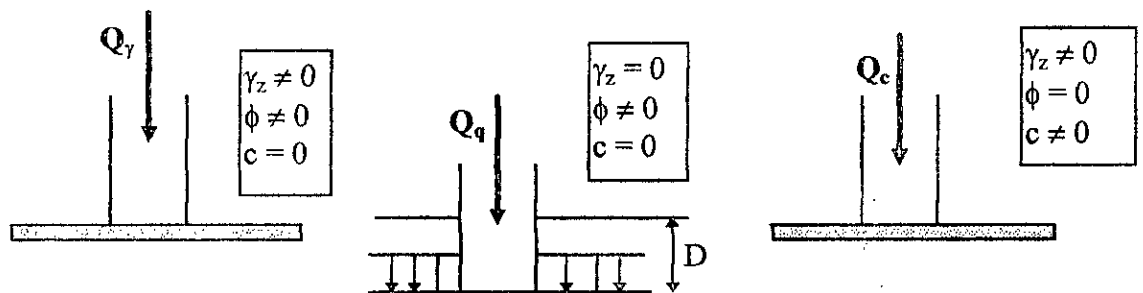


Figure II-3 : Décomposition de la rupture.

Les termes de cette formule correspondent à ceux définis plus haut :

le premier terme est appelé terme de surface, il est en fonction de B,

le seconde terme est appelé terme de profondeur , il est en fonction de D,

le troisième terme est appelé terme de cohésion, il est en fonction de C.

N_γ , N_q et N_c sont des coefficients numériques qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne ϕ .

Après, on généralise cette équation de façon à introduire tous les coefficients influent sur la résistance ultime du sol, on a l'équation suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c$$

Avec :

Les facteurs de portance proposés par :

Meyerhof :

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \phi)$$

Hansen :

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

Vesic :

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Les coefficients de forme :

$$S_q = 1$$

$$S_c = 1 + 0,2 \times B/L$$

$$S_\gamma = 1 - 0,2 \times B/L$$

Les facteurs de l'inclinaison :

$$i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

$$i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

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

Les facteurs de profondeur :

$$d_\gamma = 1$$

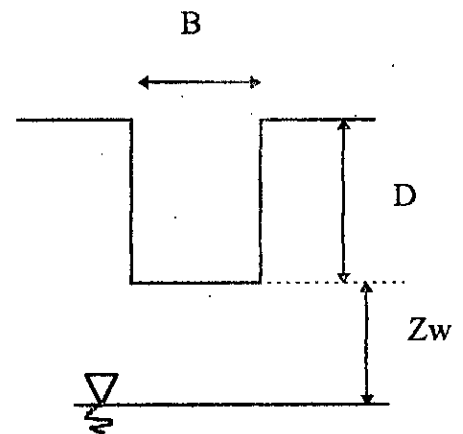
$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D}{B}\right)$$

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B}\right)$$

Dans le cas de charges excentrées d'excentrement e la largeur à prendre en compte en lieu et place de B par B' tel que

$e = M/N$ $B' = B - 2 \cdot e$

Influence de la nappe phréatique : La nappe a pour effet de réduire les caractéristiques c et ϕ et elle réduira γ_{sol} à $\gamma_{déjaugé}$, donc elle réduira la résistance du sol. La position de la nappe phréatique influe d'une manière significative sur la capacité portante de la fondation superficielles.



$$Z_w \begin{cases} \geq B \Rightarrow \gamma = \gamma_{\min} \\ > 0 \text{ et } < B \Rightarrow \gamma = \gamma' + \frac{Z_w}{B} (\gamma_{\min} - \gamma') \\ \leq 0 \Rightarrow \gamma = \gamma' \end{cases}$$

avec :

γ' : poids volumique déjaugé du sol $\gamma' = \gamma_w$,

γ_{\min} : poids volumique humide correspondant à une humidité minimale.

II-5) CHOIX DU COEFFICIENT DE SECURITE :

L'expression de la capacité portante détermine la charge ultime susceptible d'engendrer la rupture. Le problème de la détermination de la sécurité d'une composante de structure est un problème complexe d'optimisation qui nécessite la considération du service (usage du bâtiment), de l'économie de la structure en tant que matériau et des conséquences de rupture.

Le choix du coefficient de sécurité dépend du caractère de la structure et de la durée de vie de la construction et du degré d'exploitation du terrain.


L'approche traditionnelle du coefficient de sécurité est défini :

$$q_{\text{adm}} = q_u / f_s$$

f_s : facteur de sécurité $2 \leq f_s \leq 4$

Dans la version moderne de l'approche traditionnelle d'évaluation de la sécurité, les incertitudes sur les charges et sur les paramètres du sol sont introduites séparément comme facteurs partielles de sécurité.

Les charges sont multipliées par un facteur > 1 et les paramètres de résistance du sol sont réduites.



CHAPITRE III



LES ESSAIS
IN SITU
{sur place}

CHAPITRE III

LES ESSAIS IN SITU

(sur place)

III-1) INTRODUCTION :

Les essais in situ représentent, de nos jours, un moyen d'investigation très précieux, souvent le plus sûr ; ils ont fait faire un grand progrès à la mécanique des sols appliquée aux problèmes de fondations.

Ces essais permettent en principe d'étudier le terrain dans son état naturel non remanié.

Essai pressiométrique,

Essai de pénétration :

statique,

dynamique,

SPT.

III-2) ESSAI PRESSIOMETRIQUE

III-2-1) PRINCIPE :

L'essai au pressiomètre consiste à charger rapidement le sol par expansion d'une cellule cylindrique mise en place dans le terrain par forage ou battage ou dans un avant trou.

- L'essai est un essai de sollicitation du sol en place à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable introduite dans un forage.
- L'essai permet d'obtenir une relation contrainte-déformation plan, la sonde, tant descendu au niveau à étudier on relève les variations de volume appliquée dans celle-ci.

AVANTAGES :

- * L'appareillage relativement simple et matériel léger.
- * Essai réalisables dans tous les types de terrains en choisissant bien la technique de mise en place de la sonde.

- * Permet d'aborder les problèmes de stabilité (à court terme) et de tassement .
- * Obtention quasi instantanée d'un ordre de grandeur de la pression admissible .

III-2-3) INCONVENIENTS :

- * Nécessite l'exécution d'un forage de bon qualité .
- * Essai non ponctuel intégrant les caractéristiques du sol sur 60 cm de hauteur .
- * Essai de type rapide ne permet pas d'aborder les problèmes de consolidation, de stabilité à long terme.

III-2-4) DOMAINE D'UTILISATION :

Le pressiomètre est bien adapté à l'étude des fondations superficielles et profondes.

Il permet d'évaluer valablement les tassements lorsque ceux-ci sont faibles de l'ordre de quelques centimètres c.à.d pour les ouvrages ou le coefficient de sécurité ($f_s = 3$).

III-2-5) LES CALCULS :

Les données de l'essai sont : E_m [Module pressiométrique] et P_l [pression limite].

A) MODULE PRESSIOMETRIQUE : [E_m] :

$$E_m = 2.66 + (V_0 + V_m) + \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

_ V_0 : volume initial

_ V_m : volume moyen à $(\Delta P/2 + P_0)$.

_ $[\Delta P / \Delta V]$ domaine pseudo-élastique .

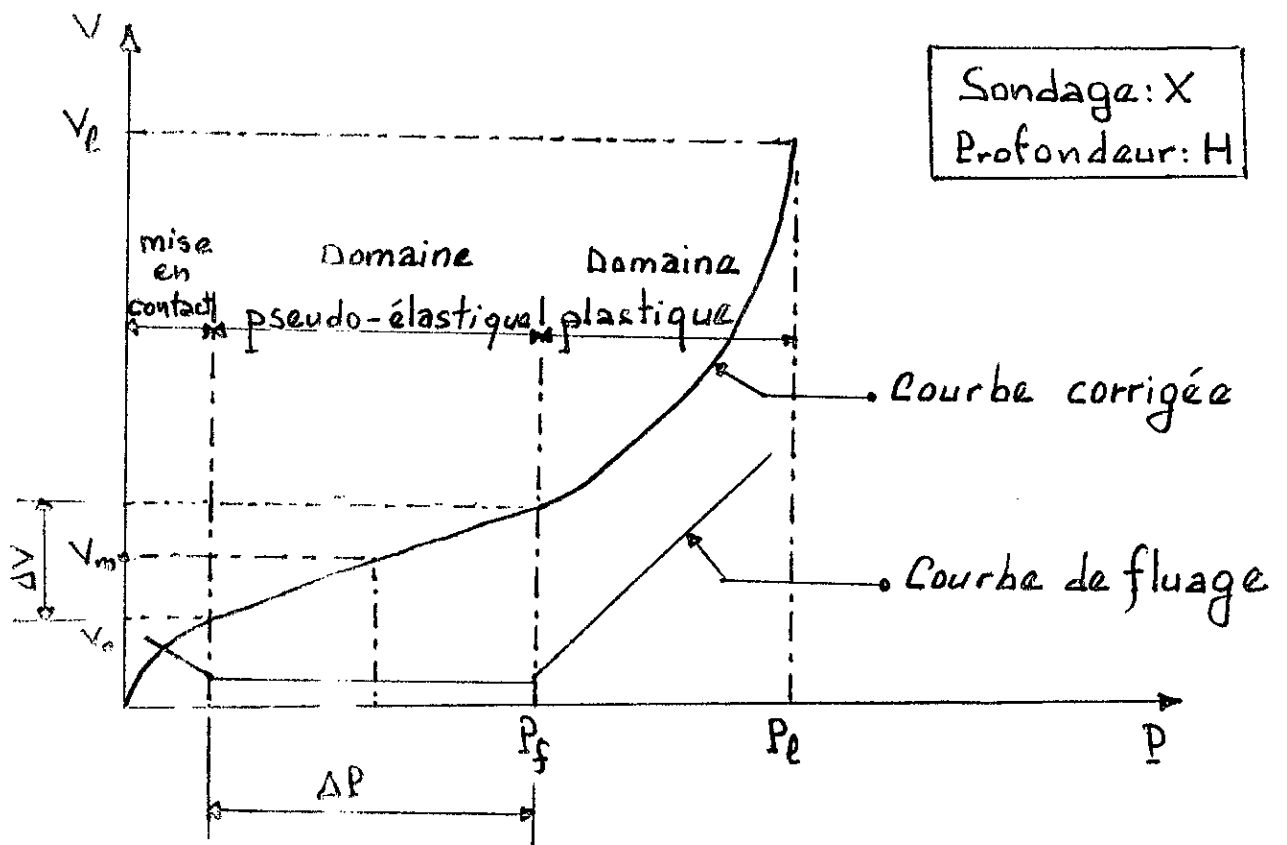
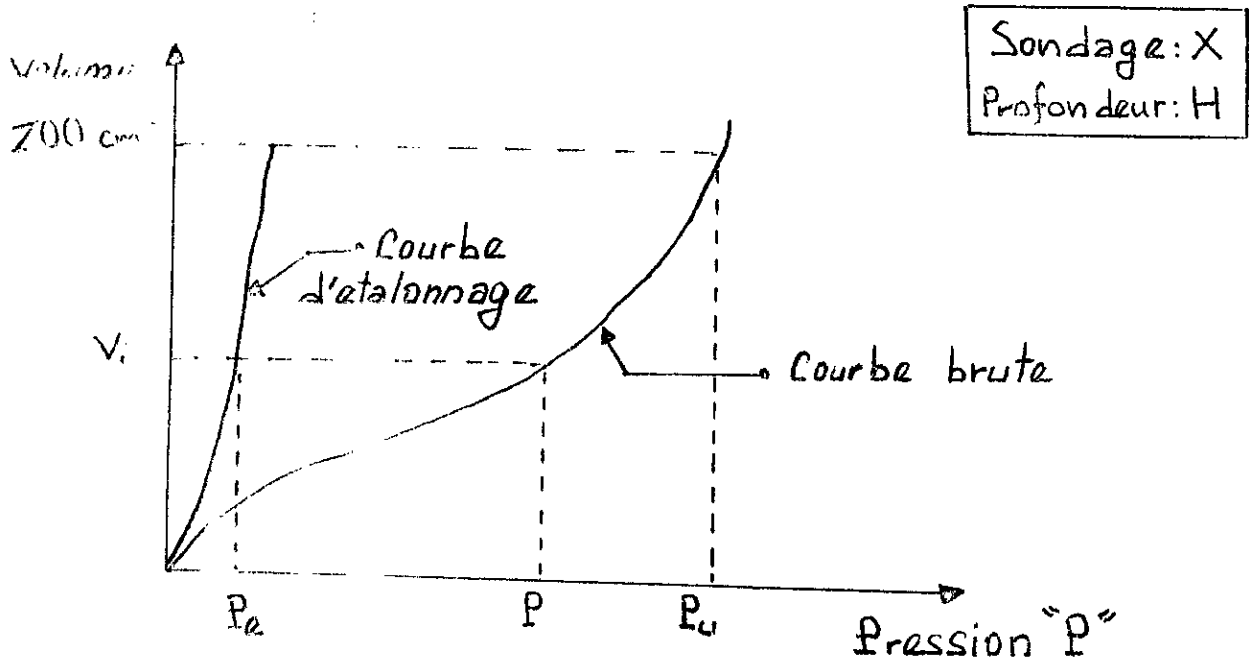
B) PRESSIION LIMITE CORRIGEE : [P_l] :

$$P_l = P_m - P_e + (H + h) \gamma.w$$

_ P_m : lue au monomètre _ P_l : pression d'étalonnage à V_i .

_ H : Profondeur _ h : hauteur du manomètre .

_ $\gamma.w$: Poids volumique de l'eau .



C) CONTRAINTE DE RUPTURE DE LA SEMELLE ; [Qu] :

$$Q_u = q_0 + K_p (P_l - P_0)$$

$q_0 = \gamma * D$: contrainte verticale totale initiale du sol au niveau de la fondation.

P_l : pression limite corrigée.

$P_0 = K_0(q_0 - u) + u$: contrainte horizontale totale du sol au niveau de la fondation.

u : pression interstitielle à la profondeur considérée, (pression hydrostatique).

K_0 : pression des terres au repos, $K_0 = 1 - \sin(\phi')$, pour les sables.

Si pas de nappe : $P_0 = K_0 * q_0$.

K_p Facteur de portance (Abaque),

dépend de : L'ancrage D, La forme de la fondation, La nature de d_{2R} (sable ou argile ..).

D) SOL HETEROGENE :

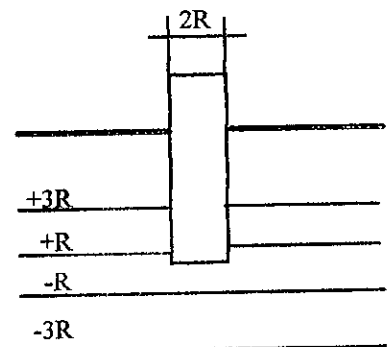
La pression limite équivalente est :

$$P_{le} = \sqrt[3]{P_{l1} * P_{l2} * P_{l3}}$$

P_{l1} : moy g,o des valeurs de P_l entre [+R et +3R].

P_{l2} : moy g,o des valeurs de P_l entre [-R et +R].

P_{l3} : moy g,o des valeurs de P_l entre [-3R et -R].



Pour une fondation très superficielle ; [D < 1 m]

$$P_{le} = \sqrt[3]{P_{l1} * P_{l2}}$$

E) ENCASTREMENT EQUIVALANT ; [HE] :

$he = 1 / P_{le} \int P_l(z) dz$ ou bien $he = 1/P_{le} \sum P_{li}.Z_i$

III-2-6) CONTRAINTE ADMISSIBLES ;

$$Q_a = q_0 + K_p/3 (P_l e - P_0) .$$

Cas d'inclinaison ou d'excentricité :

Le coefficient minorateur $i\delta$ (Abaque), et $B' = B - 2e$.

III-3) ESSAI DE PÉNÉTRATION :

L'essai de pénétration représente avec le chargement direct, l'essai le plus simple à concevoir.

- En foncer un clou dans une planche, c'est réalisé une pénétration dynamique.
- En foncer une punaise dans un mur, c'est fait une pénétration statique.

III-3-1) L'ESSAI DE PÉNÉTRATION STATIQUE :**III-3-1-1) PRINCIPE :**

Les pénétromètre statique se composent d'un tube terminé par une pointe. Ce tube est foncé dans le sol à vitesse lente et constante grâce à un dispositif à vérin placé à la surface du sol.

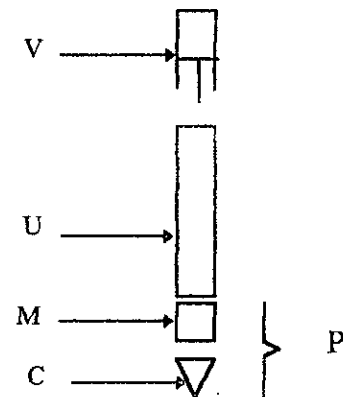
C : cône .

M : manchon de frottement.

P : pointe.

U : tube.

V : vérin.

**III-3-1-2) AVANTAGE :**

- * Matériel robuste - mesures rapides.
- * Essai relativement peu coûteux.
- * Mise en oeuvre simple n'exigeant pas un personnel très spécialisé.

III-3-1-3) INCONVENIENTS :

Appareils lourds n'accédant pas sur tous les sites.

Mesures faussées par des déviations sur des galets.

III-3-1-4) DOMAINE D'UTILISATION :

* Recherche du toit du rocher sous de fortes épaisseurs d'alluvions.

* Bien adapté, à l'étude des fondations profondes.

* Bon appareil de reconnaissance dans les formations meubles pour interpoler entre des sondages.

* Ainsi que l'exploitation qualitative de l'essai.

III-3-1-4) EXPLOITATION DE L'ESSAI :

* Qualitative ; La nature et la position des couches.

L'hétérogénéité d'un site.

Le niveau du toit du rocher.

* Quantitative: Calcul de capacité portante; fondation superficielle

$$Q_u = K_c q_{cc} i_\delta + \gamma * D \quad \text{"D.T.U."}$$

K_c : facteur de portance. (Abaque) .

i_δ : facteur de l'inclinaison.

q_{cc} : résistance de pointe nette équivalente.

III-3-1-5) DETAILLE DES CALCULS ; (D'APRES G.FILIAT. P.S.F) :

$R_p = 4 P / b_y$ { b_y = de la pointe } et { P = la charge }

$q_l = R_p = C_u \cdot N_c + \gamma * D$ avec $C_u = (R_p - \gamma * D) / N_c$

pour les terrains cohérentes N_c 10 pointe sans jupe.

15 pointe avec jupe.

$q_l = \gamma * D \cdot N_q$ { en laboratoire pour terrains pulvérulents }.

LES FORMULES EMPERIQUES :

$$Q_a = R_p / 10 \quad \{ \text{Herminier} \}.$$

$$Q_a = (R_p * B / 36) * (1 + D/B) \quad \{ \text{Meyrehof} \}.$$

En terrains cohérents saturés ; ($\phi = 0$; $C_u \neq 0$)

$$\text{avec } C_u = (R_p - \gamma * D) / N_c$$

$$\text{avec les semelles filante : } Q_a = (5.14/3) * C_u + \gamma * D \quad \{ F_s = 3 \}$$

$$\text{isolée : } Q_a = Q_{a \text{ filante}} * 1,3 \quad \{ \text{coef de forme} \}$$

III-3-2) L'ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE;**III-3-2-1) PRINCIPE :**

Les pénétromètres dynamiques se composent de tiges ou de tubes métalliques terminés soit par une pointe qui est solidaire soit par un carottier, l'ensemble est foncé dans le sol par battage. On note le nombre de coups nécessaire pour enfoncer la tige d'une longueur donnée l'enfoncement obtenu pour un nombre donné de coups, pour certains appareils la pointe est foncée par vibro-battage ou à l'aide de moutons à double effet.

M : mouton de battage.

H : hauteur de chute.

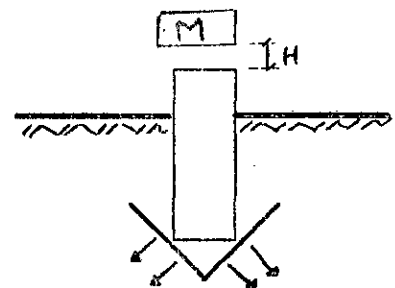


Figure III-
principe de la pénétration
dynamique unitaire

III-3-2-2) AVANTAGES :

Matériels robuste puissance de pénétration élevée pour un poids de transport assez réduit.

Appareillages relativement peu coûteux.

Exécution rapide des essais - Mesures simples.

III-3-2-3) INCONVENIENTS :

Fidélité relative - Mesures sensible aux variations des caractéristiques du matériel, voulue ou non (usure).

Hauteur de chute de la masse frappante difficilement maintenir constante -

Interprétation très délicate.

Impossibilité de séparer l'effort de pointe du frottement latéral
dans les sols fins mise en pression brutale de l'eau interstitielle.

III-3-3) DOMAINE D'UTILISATION :

- ~ Bon appareil de reconnaissance .
- ~ Repérage rapide du toit du rocher sous des alluvions.
- ~ Mise en évidence des variations de compacité des couches .
- ~ Prévion des possibilités de battage.
- ~ pieux-palplanches.

III-3-4) DETAILLE DES CALCULS:

$$R_d = \frac{M \cdot h}{e \cdot \left(1 + \frac{P}{M}\right) \cdot S} \quad \text{La formule de battage des Hollandais}$$

R_d = résistance à la pénétration dynamique en bar.

e = enfoncement en cm de la pointe pour un coup (10 à 20 cm).

P = Poids de la masse frappée (daN), (enclume, tiges ...).

M = poids de la masse frappante (daN).

S = section de la pointe en cm².

h = hauteur de chute en cm.

$$Q_u = R_d/7 \quad \text{D.T.U}$$

avec $F_s = 3$ on a : $Q_a = R_d/21$.

III-3-3) ESSAI DYNAMIQUE SPT (STANDARD PENETRATION TEST) :

III-3-3-1) PRINCIPE:

Le seul essai de pénétration dynamique donnant lieu à une interprétation normalisée, totalement empirique, utilisé aux USA.

Le carottier de cet essai est battu par passes successives à l'aide d'un marteau de 63,5 Kg, tombant d'une hauteur de 76 cm , au fond d'un forage réalisé préalablement.

Le profondeur de chaque passe de pénétration est de 45 cm.

III-3-3-2) AVANTAGES ;

Bon essai pour les terrains pulvérulents (obtenir une estimation approchée de la force portante d'une semelle.).

III-3-3-3) INCONVENIENTS :

Il convient toutefois d'être très réservé en ce qui concerne les argiles et les terrains cohérents en général.

Le SPT est relativement délicat à réaliser et que sa mise en oeuvre demande beaucoup d'attention et de soin de la part des opérateurs.

En outre, son interprétation demande une bonne connaissance des conditions géologique, lithologique du site.

III-3-3-4) DETAILLE DE CALCULS;

$$N = 15 + 0.5*(N'-15)$$

N' : nombre de coups donné par l'essai.

N : nombre corrigée pour un enfoncement de 30 cm.

pour la relation entre N et $\{ \phi \ N\gamma \ Nq \}$ voir l'abaque .

Abaque N et B -----> Qa_1 .

Abaque N et D -----> Qa_2 . Terzaghi et Peck.

$$Qa = Qa_1 + Qa_2 . . . \text{ (avec la nappe au moins égale à } B \text{).}$$

et doivent être /2 si la nappe atteint la semelle.

pour limité la capacité portante d'une semelle superficielle en fonction du tassement limite; << Abaque ... S et N >>.

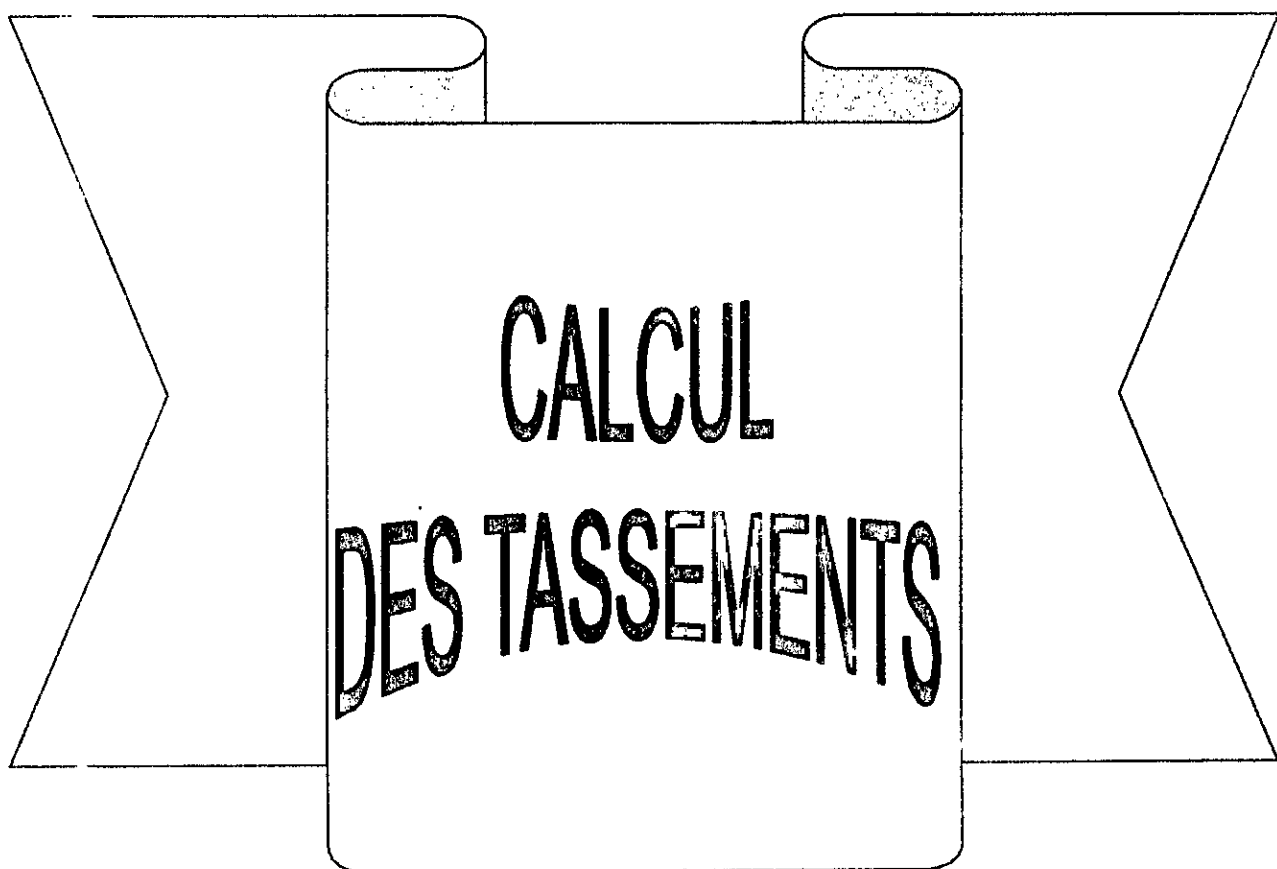
Pour la correction de N d'après G.Filliat:

$$N=0.5*N' + 7,5 \quad : \text{ sol pulvérulent immergé,}$$

$$N=N' + 35/(7+\gamma*D) \quad : \text{ pour } D \text{ faible.}$$



CHAPITRE IV



**CALCUL
DES TASSEMENTS**

CHAPITRE IV

CALCUL DES TASSEMENTS.

IV-1) GENERALITES :

Lorsqu'un sol est soumis à des charges (fondation, remblais, barrages, mur de soutènement, etc.), il se produit des déformations dans le milieu. Comme ces charges sont le plus souvent verticales, ces déformations sont particulièrement marquées dans la direction même des forces appliquées qui s'ajoutent à la pesanteur : les déformations verticales du sol prennent alors le nom de tassement

Un sol est un complexe de grains solides, d'eau et d'air occlus. L'eau est peu compressible par rapport à l'ossature des grains. La variation unitaire de volume sous une charge de 0,1 MPa est respectivement de l'ordre de :

pour l'eau	: 1/22000
pour le matériau constitutif des grains	: 1/100000
pour le sable	: 1/1000
pour l'argile	: 1/100

Lorsqu'on charge un sol non saturé, les efforts se transmettent instantanément aux grains et la déformation est quasi immédiate, On peut estimer que le sol se comporte comme un milieu pseudo-élastique.

En milieu complètement saturé, après un chargement rapide, c'est l'eau même qui prend tout l'effort. Cette eau se met en mouvement conformément à la loi de DARCY et, dans la transmission des charges, les grains se substituent progressivement à l'eau qui s'écoule à une vitesse fonction de la perméabilité du milieu. Au bout d'un certain temps, toutes les charges se transmettent directement de grain. L'eau interstitielle a repris en charge point la pression initiale qui existait avant la mise en charge du milieu.

On dit alors que le milieu est consolidé sous l'action des forces extérieures considérées

En mécanique du sol, tout comme en béton armé, il est nécessaire, après avoir déterminés les contraintes qui existent dans les matériaux et vérifié qu'elles sont inférieures aux limites admissibles vis-à-vis de la rupture, de contrôler que les déformations qui en

résultent sont compatibles avec la superstructure et n'entraînent aucun désordre c'est le but du calcul des tassements.

*/ LOI DE DARCY

Le débit par unité d'aire est proportionnel à la perte de charge et inversement proportionnel à la hauteur de la conduite

$$v = Ki$$

avec: v : vitesse de décharge [m/s],

K : coefficient de perméabilité [m/s],

i : gradient hydraulique.

IV-2) METHODE CLASSIQUE DE CALCUL :

Le plus souvent la charge appliquée est limitée à la surface d'une fondation, de telle sorte que la surcharge transmise dans le milieu n'est pas uniforme mais varié avec la profondeur pour déterminer cette surcharge à chaque niveau, on admet en première approximation que le sol est élastique, homogène et isotrope, et on est ramené à un calcul d'élasticité linéaire.

Cette méthode se décompose en trois parties :

- A) L'analyse des caractéristiques [module oedométrique E'_1, E'_2, \dots, E'_n des différents couches de hauteur H_1, H_2, \dots, H_n , mise en évidence par les sondages de reconnaissance et la détermination des contraintes régissant aux diverses profondeurs avant l'application des surcharges.
- B) La détermination des contraintes effective $\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_n$ au sein du massif.
- C) L'évaluation des déformations résultant des pressions verticales.

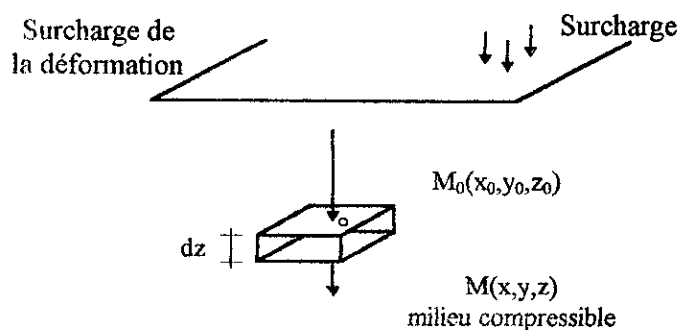


Figure IV-1 : Principe du calcul des tassements.

IV-3) ESTIMATION DES TASSEMENTS :

Trois méthodes sont couramment utilisées pour estimer la valeur des tassements :

- a/ la méthode d'intégration par tranche,
- b/ la méthode globale,
- c/ la méthode pressiométrique.

IV-3-1) LA METHODE D'INTEGRATION PAR TRANCHE :

(évaluation à partir des essais de laboratoire)

Elle nécessite de connaître la répartition en profondeur des contraintes verticales induites par la fondation.

IV-3-1-1) REPARTITION DES CONTRAINTES SOUS UNE FONDATION :**A) SEMELLES SOUPLES ET RIGIDES :**

**/ Semelle souple :* Si elle constitue une fondation parfaitement déformante en particulier si la charge est uniformément répartie la contrainte sur le sol au contact de la semelle est donc uniforme et le tassement variable.

**/ Semelle rigide :* Est une fondation parfaitement indéformable, le tassement sous une charge centrée sera donc uniforme, les contraintes sous la semelle seront variables voir figure.(IV-2).

IV-3-1-2) DETERMINATION DES TASSEMENTS :**A) SEMELLE SOUPLE :**

- D : profondeur
- γ : densité du sol

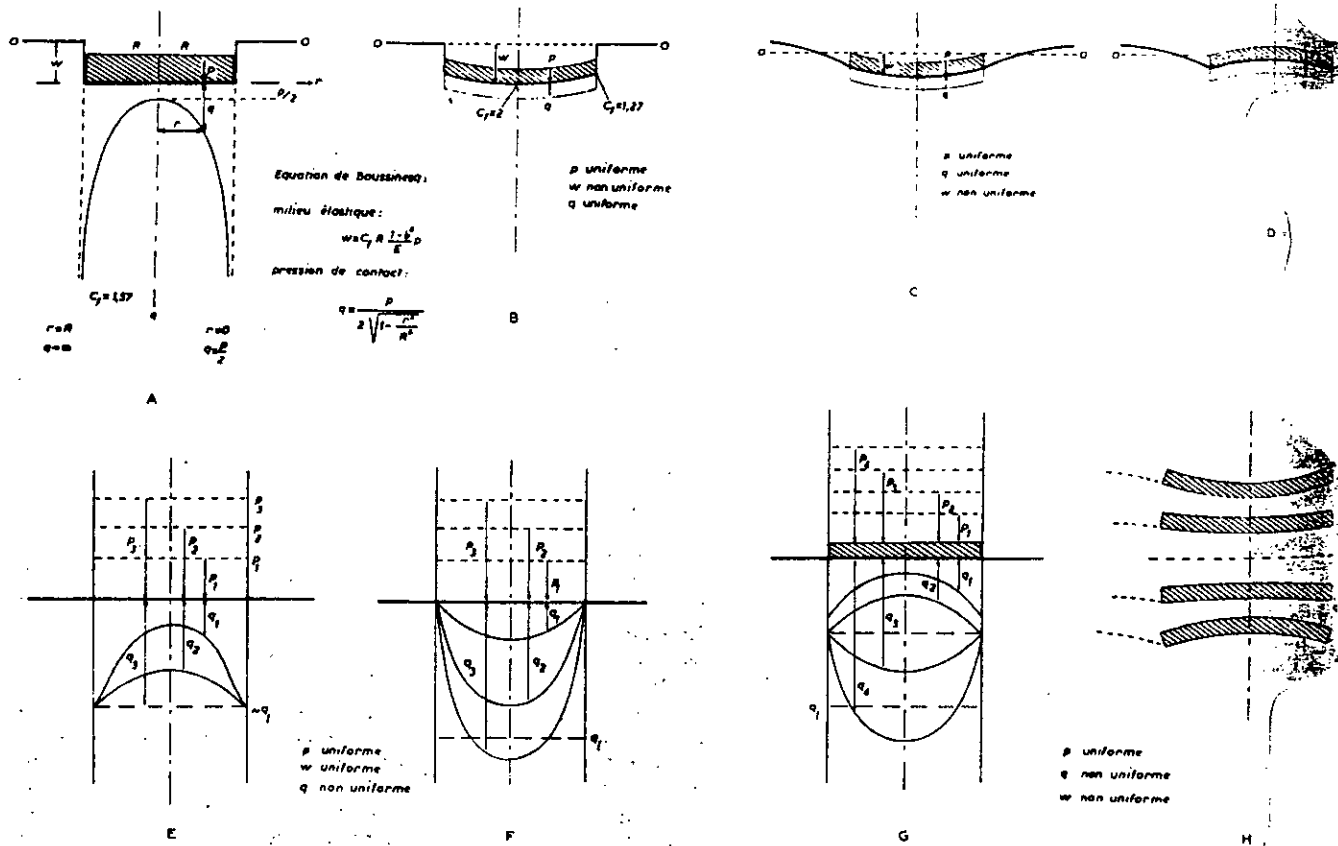


Figure IV-2 Répartition de la pression de contact sous une semelle chargée selon la nature du sol, la flexibilité de la semelle, et l'intensité de la charge appliquée.

- A : Semelle totalement rigide sur milieu élastique.
- B : Semelle-membrane parfaitement flexible sur milieu élastique : la pression de contact q est constamment égale à la pression uniforme appliquée p.
- C : Membrane flexible sur argile ; sur de l'argile une fondation souple tasse plus au centre que sur les bords.
- D : Membrane flexible sur sable ; sur du sable une fondation souple tasse plus sur les bords qu'au centre.
- E : Semelle totalement rigide sur argile.
- F : Semelle totalement rigide sur sable.
- G : Semelle partiellement flexible sur sol pulvérulent et cohérent évolution de la répartition de la pression de contact q lorsque p croît.
- H : Semelle partiellement flexible sur sol pulvérulent et cohérent évolution des tassement et de la déformation de la dalle lorsque p croît.

* / état initial avant construction

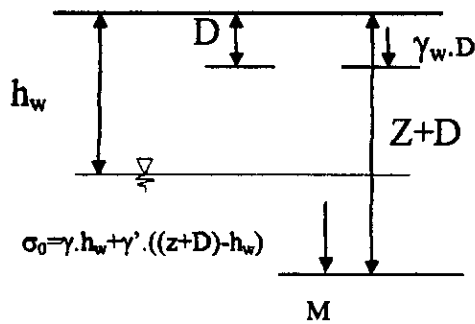


Figure IV- 3

* / état final

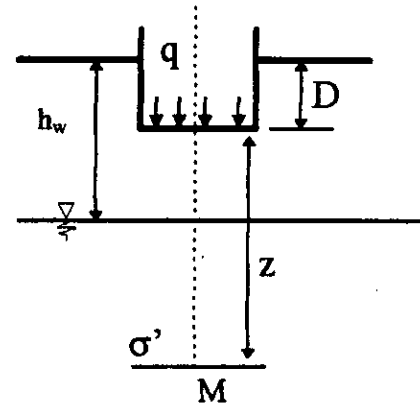


Figure IV- 4

donc le tassement ΔS de la couche d'épaisseur H_i est:

$$\Delta S = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_i$$

avec e_0 : indice de vide initial.

Pour avoir le tassement de la semelle en son centre on découpera le sol en tranches horizontales depuis le coté "0" sous la semelle jusqu'à une profondeur telle que l'accroissement des contraintes devienne négligeable :

$$S = \sum \Delta S_i$$

B/ SEMELLE RIGIDE :

Le tassement aussi obtenu correspond à une valeur maximale si la semelle possède une certaine rigidité, le tassement moyen sera plus faible, on pourra admettre en première approximation que le tassement sous une semelle parfaitement rigide est égale à 80 pour 100 de celui de la semelle souple équivalente.

IV-3-2) LA METHODE GLOBALE :

Tassement en un point quel conque est :

$$S = f.(1-\nu^2).E'.B.q$$

avec

S_f : tassement au point considéré,

D : diamètre ou largeur de la semelle,

q : pression moyenne appliquée sur la semelle ($q \leq q_{adm}$),

f : coefficient de forme dépend de la forme de la semelle (voir tableau 1),

E_d : module d'élasticité drainé

ν : coefficient de poisson.

	plaque circulaire rigide	plaque circulaire souple			plaque rectangulaire souple (L*B)			plaque rectangulaire rigide (L*B)		
		centre	bord	moyen	L/B	centre	coin	moyen	L/B	
f	$\pi/4$	1	$2/\pi$	0.85	1	1.12	0.56	0.95	1	0.87
					2	1.53	0.77	1.30	1.6	1.07
					3	1.78	0.89	1.52	2	1.18
					5	2.10	1.05	1.83	3	1.40
					10	2.58	1.29	2.25	4	1.55
									5	1.68

Tableau IV-1 : Valeur numérique de coefficient f.

IV-3-3) METHODE PRESSIOMETRE :

Le tassement final de fondation est la somme de deux termes

S_c : tassement dit consolidation,

S_d : tassement dit déviatoraque,

$$S_f = S_c + S_d$$

avec:

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_M} \cdot q^* \cdot \lambda_c \cdot B$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot E_M} \cdot q^* \cdot B_0 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

avec:

E_M : module pressiométrique,

q^* : pressiomètre appliquée ($q^* = q - q_0$),

B_0 : largeur de la fondation $B_0=60$ cm donnée par les règlements,

λ_c et λ_d coefficients de forme, fonction du rapport L/B (tableau IV-2),

α : coefficient rhéologique (tableau IV-3).

L/B	1		2	3	5	20
	cercle	carré				
λ_c	1	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Tableau IV-2 : valeurs numériques de λ_d et λ_c

Type	Tourbe	Argile	limon		Sable		Sable et gravier		Roche		
	α	E/P ₁	α	E/P ₁	α	E/P ₁	α	E/P ₁	Type	α	
Surconsolidé très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	normal	1/2
Surconsolidé altéré remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5/7	1/3	-	-	très fracturé	1/3
										très altéré	2/3

Avec E module pressiométrique du sol et p₁ pression limite

Tableau IV-3 : Valeurs de coefficient α

IV-4) ESTIMATION DES TASSEMENTS DIFFERENTIELS :

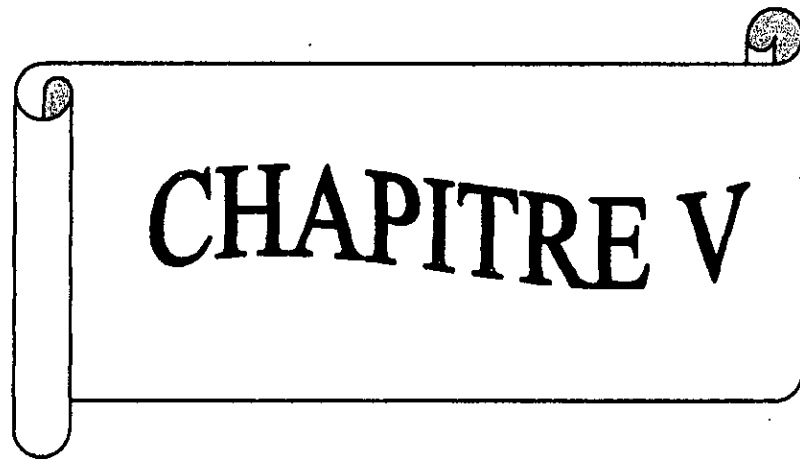
Les différences de tassements entre deux appuis proviennent de deux causes :

- 1) les différences de chargements, un appui de 2000 kN, tassera plus qu'un de 200 kN.
- 2) l'hétérogénéité des sols.

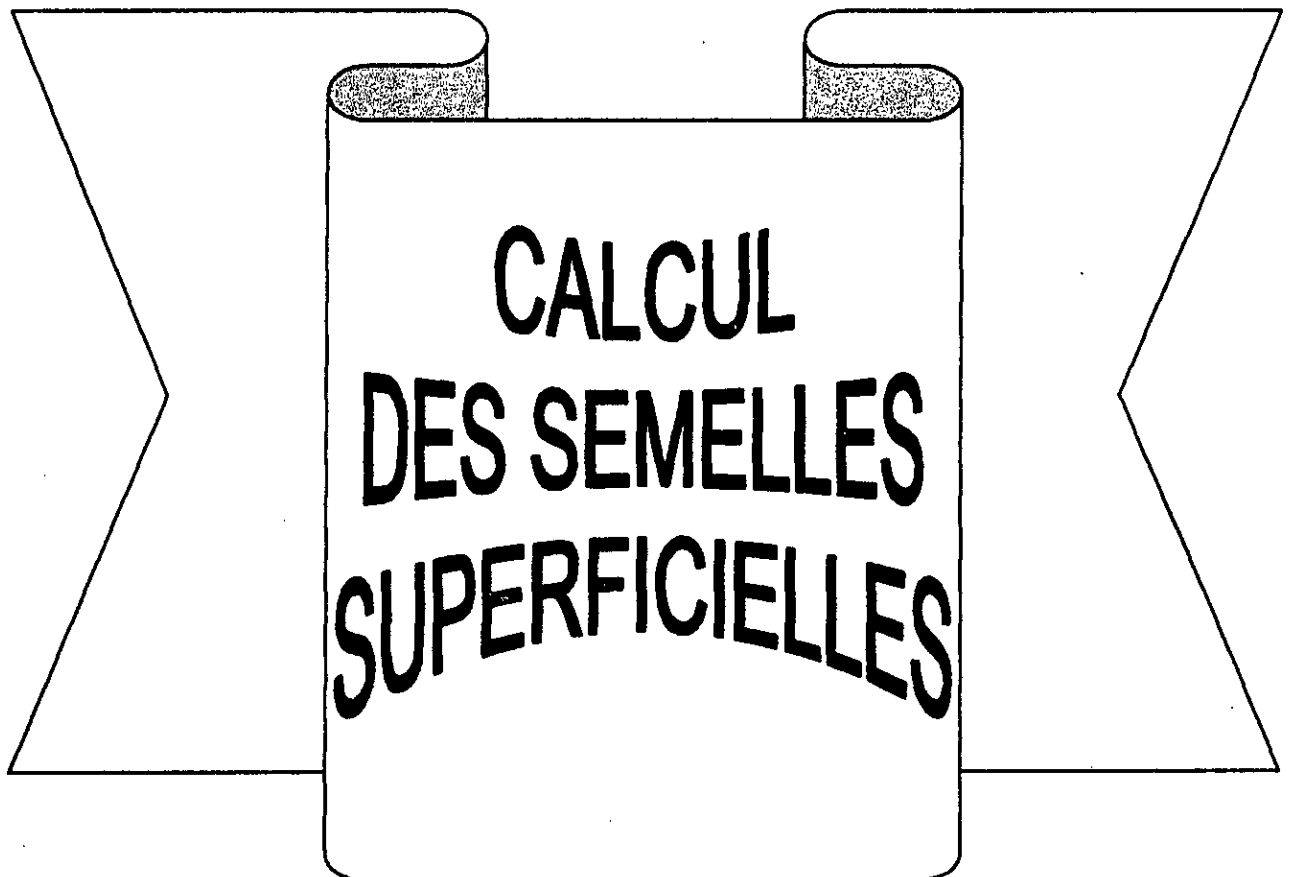
Si le premier point est bien connu, le deuxième est beaucoup plus difficile à estimer.

Lorsque l'on dispose d'un assez grand nombre de résultats, le tassement différentiel peut être évalué en combinant les charges les plus lourdes avec les valeurs de compressibilité les plus défavorables d'une part, et les charges les plus légères avec les valeurs de compressibilité les plus favorables d'autre part.

Sinon il faut faire une estimation empirique en considérant que le tassement différentiel peut atteindre 50% à 100% du tassement total selon l'hétérogénéité du site et des charges.



CHAPITRE V



**CALCUL
DES SEMELLES
SUPERFICIELLES**

CHAPITRE V
CALCUL DES SEMELLES
SUPERFICIELLES.

V-1) PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES :

Les dimensions sont déterminées en fonction des conditions ci-après :

- 1/ Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous la semelle,
- 2/ Non poinçonnement,
- 3/ Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton,
- 4/ Bon enrobage des armatures.

V-2) METHODE DE CALCUL DES ARMATURES POUR LES SEMELLES REPOSANTES SUR LE SOL :

Les armatures doivent être prévues pour équilibrer les efforts dans les sections les plus sollicitées et sous l'action des charges défavorable

V-2-1) METHODE DES BIELLES :

V-2-1-1) PRESENTATION :

La méthode des bielles d'usage courant depuis de nombreuses années, permet de calculer la plus part des semelles de fondation sur sol, (ou sur pieux) rencontrées dans les structures des bâtiments.

Elle consiste à supposer que les charges appliquées aux semelles par les points d'appuis (murs ou poteaux) sont transmises au sol (ou aux pieux) par les bielles obliques, l'obliquité des ces bielles détermine à la base des semelles des efforts de traction qui doivent être équilibrés par des armatures.

Un ensemble de deux bielles symétriques fonctionne comme les deux arbalétriers d'une ferme chargée au sommet, les armatures inférieures constituent le tirant qui équilibre la poussée de la ferme. On l'applique pour les semelles centrées assurant sur le sol une pression supposée uniforme (ou sur les pieux des charges égales).

Toutefois, il paraît possible d'extrapoler son application à d'autre cas dans limites précisées ci-après.

V-2-1-2) MODALITES D'APPLICATION :

Lorsque le pilier et la semelle sont entièrement comprimés à leurs bases et que la différence entre la contrainte maximale et la contrainte minimale est inférieure à la moitié de la contrainte moyenne, c'est à dire :

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\min} \leq 0.5 \times \frac{\sigma_M - \sigma_m}{2} \quad (\text{condition fixée par D.T.U N°13})$$

ce qui revient à : $\sigma_M \leq (5/3) \cdot \sigma_m$

ou encore : $e_0 \leq A/24$

Lorsque les deux conditions précédentes sont simultanément remplies c'est à dire :

$$e_0 \leq a/6 \text{ et } e_0 \leq A/24,$$

on peut pour les semelles reposant sur le sol, continuer à utiliser la méthode des bielles, en remplaçant la charge réelle N par une charge fictive N',

$$N' = N \left(1 + 3 \frac{e_0}{A} \right)$$

C'est à dire : la charge qui correspond à la contrainte σ_{moy} supposée uniformément répartie sur toute la surface de la semelle

***) ALTERNATIVE :**

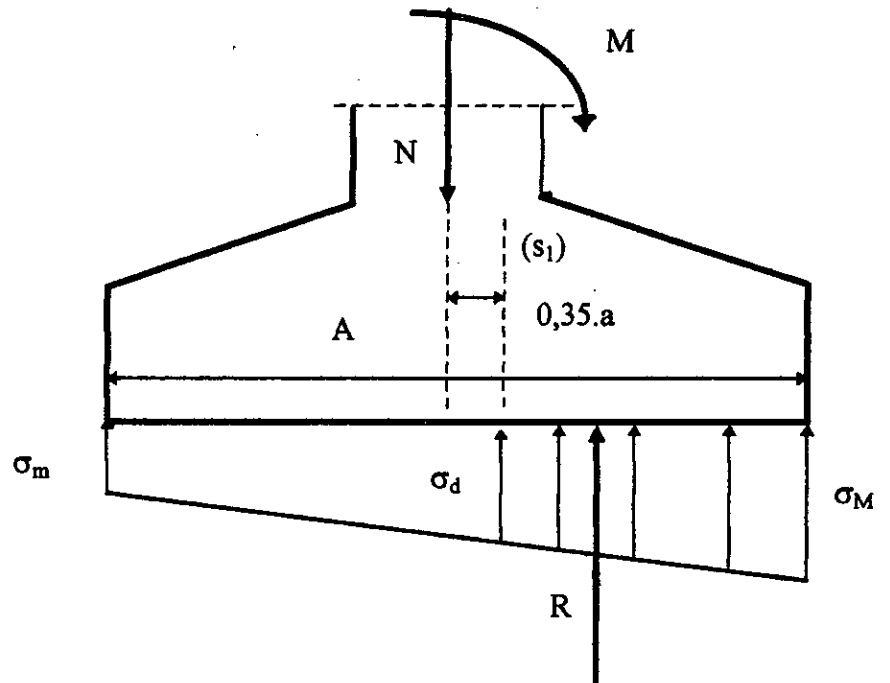
Lorsque l'une des deux conditions précédentes ne peut être remplie, les armatures dans le sens du moment seront calculées par la méthode des consoles.

V-2-2) METHODE DES CONSOLES :

Cette méthode consiste à considérer la semelle comme une double console. Les armatures parallèles au côté principal sont déterminées pour équilibrer le moment M_d , agissant dans la section située à la distance de $[0,35 \cdot a]$ de l'axe du poteau. Les armatures ainsi déterminées sont uniformément réparties.

Cette section d'acier aura pour valeur :

$$A_{xu} = \frac{M_d}{z \cdot d} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} \cdot d$$

A) DETERMINATION DU MOMENT M_d :

La résultante R des forces à droite de S_1 a pour valeur :

$$R = \left(\frac{A}{2} - 0,35.a \right) \cdot (\sigma_M + \sigma_d) \frac{B}{2}$$

Cette résultante passe par le centre de gravité du trapèze situé à droite de (S_1) dans le diagramme des contraintes.

donc :

$$x_g = \frac{\frac{A}{2} - 0,35.a}{3} \cdot \frac{\sigma_d + 2.\sigma_M}{\sigma_d + \sigma_M}$$

d'où :

$$M_d = R \cdot x_g = B \left(\frac{A}{2} - 0,35.a \right)^2 \cdot \frac{\sigma_d + 2.\sigma_M}{6}$$

B) CALCUL DE σ_d :**B 1) Cas d'un diagramme trapézoïdale :**

$$\sigma_d = \sigma_m + \frac{1}{A} \cdot \left(\frac{A}{2} - 0,35 \cdot a \right) \cdot (\sigma_M - \sigma_m)$$

B.2) Cas d'un diagramme triangulaire :

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_M} = \frac{x - \left(\frac{A}{2} + 0,35 \cdot a \right)}{x}$$

$$\text{avec } x = 3 \cdot \left(\frac{A}{2} - e_0 \right)$$

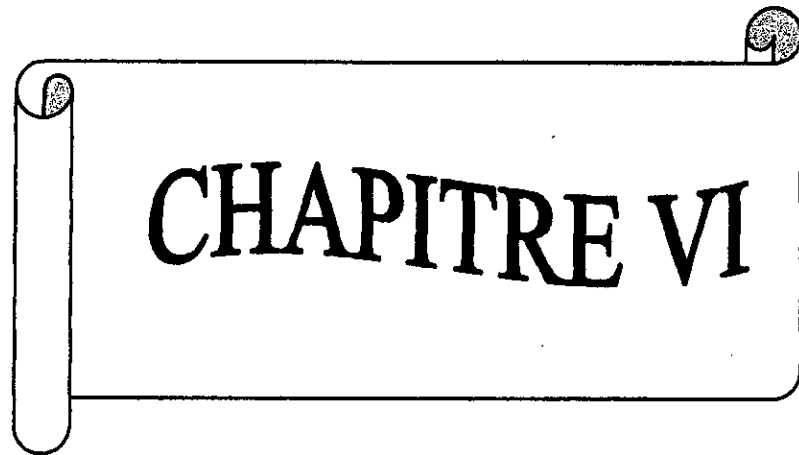
$$\sigma_d = \frac{A + 0,35 \cdot a - 3 \cdot e_0}{3 \cdot \left(\frac{A}{2} + e_0 \right)} \cdot \sigma_M$$

$$\sigma_M = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left(\frac{A}{2} - e_0 \right) \cdot B}$$

NOTA

Les armatures parallèles au côté B, sens suivant lequel il est supposé qu'il n'existe pas de moment, sont calculées par la méthode des bielles en considérant une charge centrée N'

$$N' = N \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{A} \right)$$



CHAPITRE VI



**LE BETON
ET L'ACIER**

CHAPITRE VI

LE BETON ET L'ACIER

VI-1) INTRODUCTION :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (sable, pierrailles) et d'eau, et béton armé, le matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui même, c'est à dire les efforts de traction, ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression, s'il peut à lui même remplir ce rôle.

Les aciers ainsi enrobés dans le béton portent le nom d'armatures. On distingue les armatures longitudinales, dirigées suivant l'axe longitudinal de la pièce, et les armatures transversales disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

Dans l'association béton - acier on peut répartir le rôle de chacun des constituants de la manière suivante :

- le béton équilibre les efforts de compressions.
- l'acier équilibre les efforts de traction, et éventuellement les efforts de compression si le béton ne peut y suffire à lui seul

VI-2) CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

VI-2-1) LE BETON :

VI-2-1-1) RESISTANCE CARACTERISTIQUE :

Dans le cas courant un béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression et à la traction, à 28 jours d'âge

La résistance à la compression est basée et contrôlée sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur, écrasées en compression centrale. Elle est définie comme étant la valeur de la résistance au dessous de laquelle, on peut s'attendre à trouver 5 pour 100 du nombre d'éprouvettes écrasées inférieure à celle-ci, le diamètre maximal du granulats utilisé doit être inférieur à 4 mm.

Cette résistance caractéristique du béton varie avec le dosage en ciment (elle augmente avec le dosage), l'âge du béton (elle augmente avec âge), la granulométrie et la quantité d'eau de gâchage

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,6 \times f_{c28}$$

dans laquelle f_{tj} et f_{cj} son exprimées en MPa.

VI-2-1-2) DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DE CALCUL (σ, ϵ)

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit : (PARABOLE-RECTANGLE) et, dans certain cas, par mesure de simplification, un diagramme rectangulaire.

VI-2-1-2-1) DIAGRAMME PARABOLE-RECTANGLE :

Ce diagramme qui représente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissements se compose d'un arc de parabole ayant son sommet (S) pour $\epsilon_{bc} = 2\%$. et d'un palier horizontal pour :

$$2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\%$$

Traçons à partir du diagramme contrainte-déformation défini ci-dessus, le diagramme des contrainte du béton dans la partie comprimée d'une section fléchié.

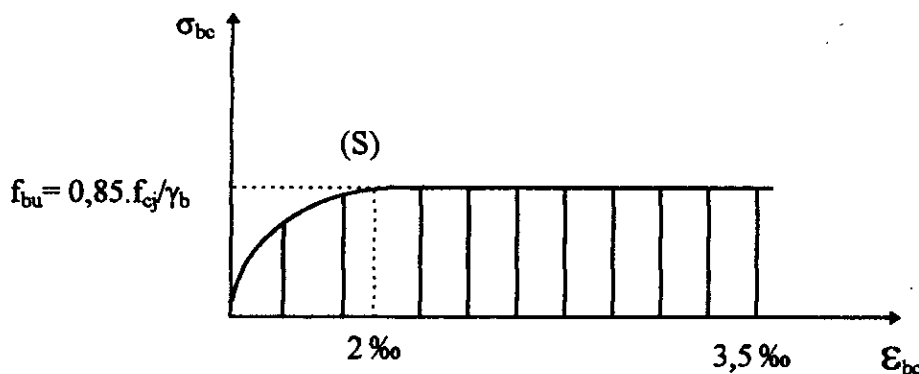


Figure VI-1 : Diagramme de calcul.

(En pratique, on prendra $f_{cj} = f_{c28}$)

Le coefficient de sécurité γ_b tient compte d'éventuels défauts localisés, ainsi que de la réduction possible de la résistance du matériau mis en oeuvre par rapport à sa résistance caractéristique définie à priori.

$\gamma_b = 1,55$ dans le cas des situations accidentelles

$\gamma_b = 1,5$ en situations durable ou transitoire

Le coefficient de minoration 0,85 de la résistance caractéristique du béton tient compte de l'influence défavorable :

- de la durée d'application de la charge
- des conditions de bétonnage et d'hygrométrie

VI-2-1-2-2) DIAGRAMME RECTANGULAIRE SIMPLIFIÉ :

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée le calcul à l'état limite ultime, peut être effectué en substituant au diagramme parabole-rectangle, le diagramme rectangulaire simplifié défini ci-dessus

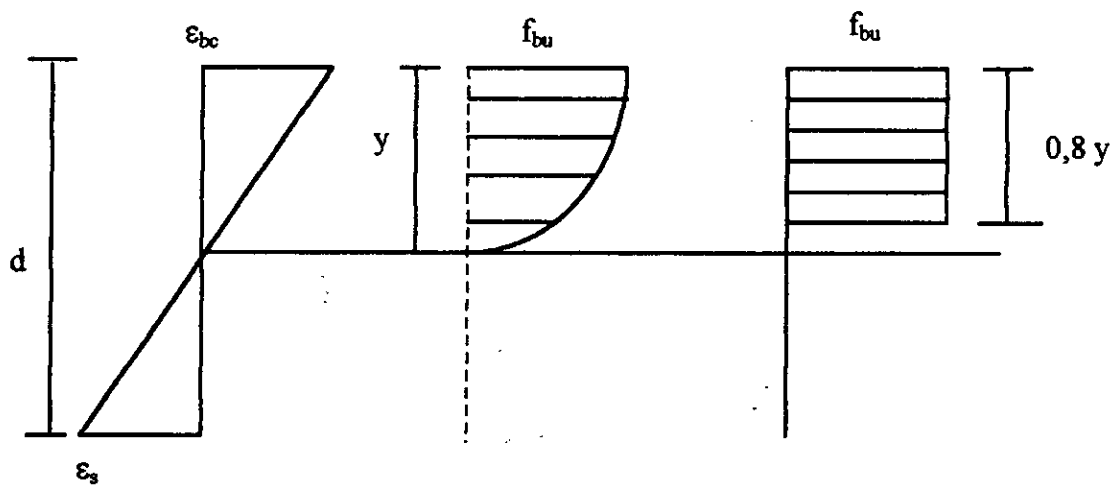


Diagramme parabole rectangle.

Diagramme rectangulaire simplifié

Figure VI-2 : Diagrammes simplifiés.

Ce diagramme conduit pratiquement aux mêmes résultats que le diagramme parabole-rectangle.

De plus comme il donne lieu à des calculs plus simples que de dernier il est généralement utilisé chaque fois que cela est possible.

VI-2-2) LES ACIERS

l'acier est un matériau qui présente les mêmes caractéristiques mécaniques en compression et en traction.

Les aciers utilisés en béton armé sont définis suivant leur nuance et leur état de surface (barre lisse ou haute adhérence). Le caractère mécanique servant de aux calculs justifications est la limite d'élasticité garantie f_e , conventionnellement, elle correspond à une probabilité de 2,5% de ne pas être atteinte et elle est définie comme la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰.

VI-2-2-1) DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DE CALCUL (σ - ϵ)

Dans les calculs relatifs aux état limites on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{dans les cas des situations accidentelles,} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{dans les autres cas.} \end{array} \right.$$

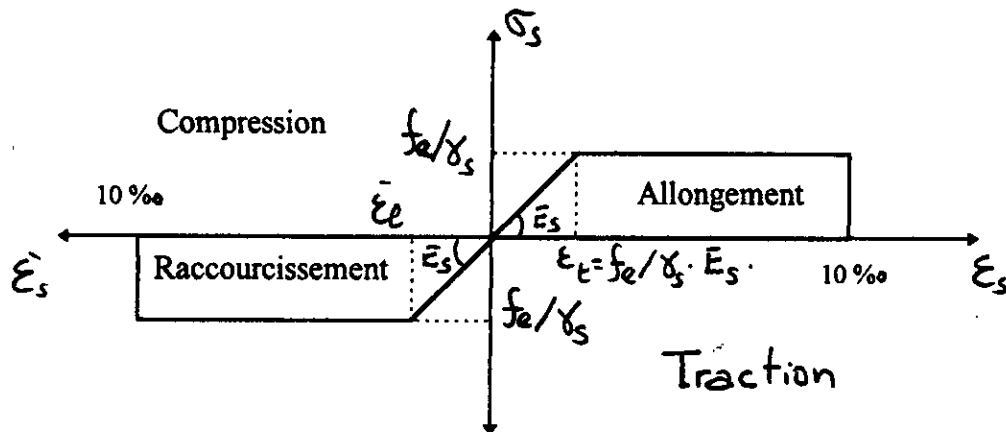


Figure VI-3 : Diagramme contrainte-déformation de calcul.

E_s : s'appelle module d'élasticité longitudinal de l'acier, l'expérience a montré que la valeur de E_s est pratiquement constante, quelque soit la nuance de l'acier utilisé, et que l'on a :

$$E_s = 2.(10^5) \text{ MPa}$$

VI-2-3) CARACTERISTIQUES DU BETON ARME :**VI-2-3-1) MASSE VOLUMIQUE DU BETON ARME :**

Pour un même béton la masse du mètre cube de béton armé dépend évidemment de la quantité d'aciers employée comme armatures. On prend en général pour masse volumique du béton armé la valeur moyenne de 2500 Kg/m³.

VI-2-3-2) ADHERENCE ACIER-BETON :

Le béton et l'acier présente la propriété d'adhérence fortement entre eux, lorsque les armatures sont convenablement enrobées de béton, c'est là une propriété importante puisque c'est grâce à elle que les effort peuvent se transmettre entre l'acier et le béton. L'adhérence permet de réaliser la fonction des armatures par simple recouvrement.

On à deux types de ruptures par adhérence :

- Rupture par entraînement des barres
- Rupture par manque d'ancrage des barres

Les barres doivent être ancrées avec une sécurité suffisante qui empêche le déplacement de la barre.

VI-2-3-3) L'EMPLACEMENT DU L'CIER DANS LE BETON**A) LONGUEUR DE SCALLEMENT**

La longueur minimale d'ancrage des barres est prise égale à :

$$L_s = \phi / 4(F_e / \tau_{0s})$$

avec : $\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot F_{c28}$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot F_{c28}$$

- $\psi = 1$ rond lisse
- $\psi = 1,5$ haute adhérence

B) DUSPOSITIONS CONSTUCTIVES :

Pour déterminer la disposition des barres, en pratique, on compare la longueur de la scellement L_s à la dimension A de la semelle dans le sens du moment.

Si :

- $L_s > A/4$ toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbes
- $A/8 < L_s < A/4$ toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, mais peuvent ne pas comporter de crochets,
- $L_s \leq A/8$ on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de $0,71.A$ fig.(VI-4-a), ou alterner des barres d'une longueur de $0,86.A$ fig.(VI-4-b).

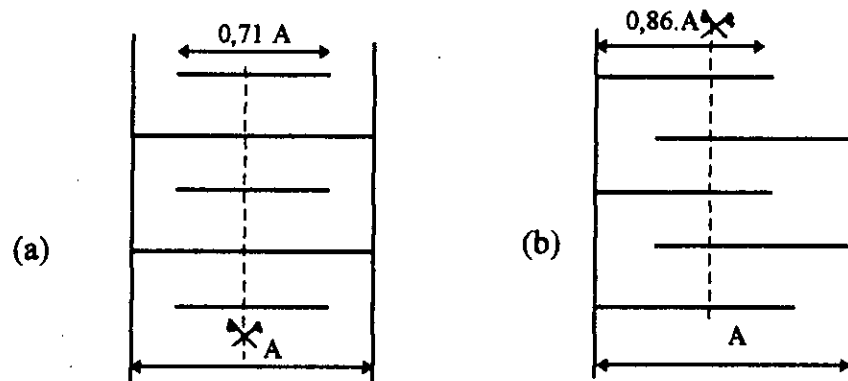


Figure VI-4 : Dispositions constructives.

C) CALCUL LE NOMBRE, LE DIAMETRE ET L'ECARTEMENT DES BARRES

Nous limiterons d'abord le diamètre de 8 à 20 mm. L'écartement minimal sera fixé à 10cm ($e_{\min} = 10\text{cm}$) et l'écartement maximal à la dimension du poteau ou du mur, dans le sens perpendiculaire à la disposition des barres.

Le diamètre des barres est soit fixé par l'utilisation, qui l'introduit en saisie, soit pris automatiquement égal à 12 mm.

On calculera en premier lieu le nombre de barres :

$$N_b = 4 \cdot \frac{S}{\phi^2 \cdot \pi} \quad S : \text{section d'acier}$$

En suite l'écartement des barres :

$$\text{Ecart} = \frac{A - 10}{Nb - 1}$$

A : dimension de la semelle dans le sens perpendiculaire aux barres

Puis on vérifie :

Si : $\text{Ecart} < e_{C_{\min}}$: on augmente la valeur du diamètre (valeur juste supérieure), puis on recalcule le nombre et l'écartement, ainsi de suite jusqu'à ce qu'on ait $e_{C_{\min}} \leq \text{Ecart} \leq e_{C_{\max}}$

Si : $\phi > 20\text{mm}$, on augmente la hauteur totale de la semelle de 15cm.

Si : $\text{Ecart} < e_{C_{\min}}$ on augmente la valeur du diamètre (valeur juste supérieure), puis on recalcule le nombre et l'écartement, ainsi de suite jusqu'à ce qu'on ait $e_{C_{\min}} \leq \text{Ecart} \leq e_{C_{\max}}$

Si : $\phi > 20\text{mm}$, on augmente la hauteur totale de la semelle de 15cm.

($ht = ht + 15$), dans le but d'augmenter la hauteur utile et donc la section d'acier

Si $\text{Ecart} > e_{C_{\max}}$ on diminue la valeur du diamètre des barres (valeur juste inférieure) et on recalcule le nombre et l'écartement des barres jusqu'à ce que :

$$e_{C_{\min}} < \text{Ecart} < e_{C_{\max}}$$

Avec :

$e_{C_{\max}}$: écartement maximal entre deux barres consécutives en cm.

$e_{C_{\min}}$: écartement minimal entre les deux sens XX et YY.

SI : $\phi < 8\text{mm}$ on prend $\phi = 8\text{mm}$

$$\text{Ecart} = 15 \text{ cm et } Nb = \frac{A - 10}{\text{Ecart}} + 1$$



CHAPITRE VII



**CALCUL DES SEMELLES
SUPERFICIELLES**
(Dimensionnement et ferrailage)

CHAPITRE VII
CALCUL DES SEMELLES SUPERFICIELLES
(DIMENSIONNEMENT ET FERRAILLAGE)

VII-1) SEMELLES ISOLEES

Les semelles isolées sous poteaux constituent le type de fondation le plus largement utilisé en raison de leur faible coût de construction.

Des semelles isolées convenablement projetées doivent présenter une marge de sécurité largement suffisante par rapport à la rupture et à un tassement excessif.

Elles ne doivent pas développer des contraintes trop élevées sur les couches de terrain sous-jacentes les semelles isolées sous poteau destinées à transmettre au sol des charges concentrées plus ou moins importantes; de telles semelles dépendent étroitement:

- * des charges;
- * du taux de travail admis pour le bon sol;
- * et de la section droite des poteaux reposant sur ces semelles.

Ces semelles sont généralement réalisées en béton armé.

En général les semelles isolées sont des semelles soit rectangulaire soit circulaire.

VII-1-A) LES SEMELLES RECTANGULAIRES:

VII-1-A-1) ETAPES DE CALCUL:

VII-1-A-1-1) DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE

1) Dimension de la surface latérale en contact avec le sol.

On prendra:

A: grandeur de la semelle selon XX

B: grandeur de la semelle selon YY

A,B sont déjà proposée

2) Calcul de la hauteur totale de la semelle.

2.1)- Condition de rigidité de la semelle: on admet que la réaction du sol sous la semelle est verticale et uniforme si la hauteur totale de la semelle permet de vérifier la condition.

$$Ht \geq \max\left(\frac{A - a}{4} + C, \frac{B - b}{4} + C\right)$$

c: enrobage des armatures.

Cette condition nous permet de considérer que dans le cas général des semelles sur sol, il n'est pas nécessaire de procéder à des vérifications concernant l'effort tranchant et la contrainte de compression des billes il n'y a pas lieu, en particulier, de prévoir des Etriers ou des barres relevées.

2-2)- Condition de non poinçonnement: On peut aisément remarquer que la condition

$Ht \geq \frac{A - a}{4} + C$ peut conduire le projecteur ... adopter des semelles assez plates lorsque le sol d'assise permet d'adopter une forte contrainte puisque dans ces conditions, A diminue au fur et mesure que la contrainte admissible augmente il y a, alors risque de poinçonnement de la semelle.

Caquot a proposé la formule suivante:

$$ht \geq 1,44 \sqrt{\frac{N_s}{\sigma'_{bo}}} + C$$

contrainte admissible en compression simple $\sigma'_{bo} = 0,6 f_{c28}$

En pratique, on s'aperçoit que dès que la contrainte du sol est voisine ou supérieure à 0.2 M.Pa, il faut vérifier la semelle par la formule de Caquot. après tout ce qui a été dit, il est évident que pour la hauteur totale de la semelle, on adoptera :

$$Ht \geq \text{MAX} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} + C \\ \frac{B - b}{4} + C \\ 1,44 \sqrt{\frac{N_{S\text{MAX}}}{\sigma'_{bo}}} + C \end{array} \right.$$

Puis on calcule les Etats de contrainte sous la semelle

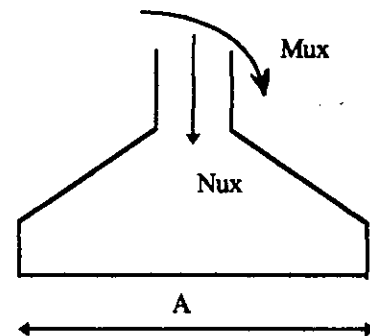
VII-1-A-1-2) FERRAILAGE DE LA SEMELLE:

Nous avons vu au chapitre V les méthodes de détermination des sections d'aciers et leurs modalités d'application.

Le ferrailage de la semelle se fera dans les deux sens.

a) dans le cas où le moment agit dans le sens: A

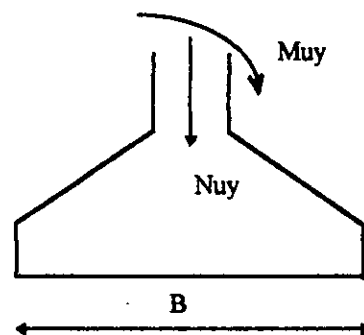
Figure VII-1



b) dans le cas où le moment agit dans le sens B:

On calcule l'état de contrainte due aux sollicitations dans ce sens

Figure VII-2



La section d'acier ... adopter dans le sens A est: $A_{xu} = \text{Max}(A_x; B_y)$ et dans le sens B est:

$$A_{yu} = \text{Max}(A_y; B_x).$$

Enfin, on procédera aux différentes dispositions constructives.

VII-1-B) LES SEMELLES CIRCULAIRES SOUS POTEAUX CIRCULAIRES:

La semelle a la forme d'un cylindre surmonté d'un tronc de cône; elle peut être armée par un quadrillage de deux nappes orthogonales ou par des cerces et des barres verticales.

Pour le dimensionnement de telles semelles, on applique les mêmes principes que ceux énoncés pour la semelle rectangulaire.

VII-1-B-1) ETAPES DE CALCUL.**VII-1-B-1-1) DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE :**

1) Calcul du diamètre de la semelle

Le diamètre a été déjà donnée par l'architecte c'est à dire ϕ est reconnu.

2) Calcul de hauteur totale de la semelle.

$$H_t \geq \begin{cases} \frac{\phi - \phi_p}{4} + C : \text{condition de rigidité} \\ 1,44 \sqrt{\frac{N_{s\text{MAX}}}{\sigma'_{b0}}} + C : \text{condition de non poinçonnement} \end{cases}$$

VII-1-B-1-2) FERRAILAGE DE LA SEMELLE :

1) Option quadrillage orthogonal.

Après avoir calculer les états de contrainte à L'ELU et ce dans les sens XX et YY on procède au calcul des section d'aciers dans les deux sens.

a) Dans le cas ou le moment agit dans le sens XX.

$$\text{Si } e_0 = M_u / N_u \leq \phi_p / 8$$

$$\sigma_M \leq 5/3 \sigma_m$$

$$\Rightarrow \text{On applique la méthode des bielles : } A_{xu} = N_u \times \frac{\phi - \phi_p}{3 \cdot \pi \cdot d_x \cdot \sigma_s}$$

SINON la méthode des consoles : $A_{su} = \frac{M_d}{z \cdot \sigma_s}$ avec $z = 7/8 d$

Pour le sens secondaire au sens du moment, la section d'acier sera déterminée par la méthode des bielles :

$$A_{yu} = N_u \times \frac{\phi - \phi_p}{3 \cdot \pi \cdot d_y \cdot \sigma_s}$$

b) Dans le cas où le moment agit dans le sens YY.

On procédera de la même manière pour la détermination d'aciers dus aux sollicitations dans le sens YY.

On aboutira à B_{yu} (section d'acier dans le sens de M_{uy}) et A_{yu} (section d'acier dans le sens secondaire du moment).

Enfin on adoptera:

Dans le sens XX $A_{xu} = \max(A_{xu}, B_{xu})$

Dans le sens YY $B_{yu} = \max(B_{yu}, A_{yu})$

Les armatures seront munies de crochets et disposées comme indique ci-après:

Si $\phi \leq 1m$: On admet que l'effort est uniformément réparti et on dispose les barres avec un écartement constant dans chaque direction.

Toute fois, comme les barres situées aux extrémités sont souvent trop courtes pour être efficaces, on ne prend pas en compte dans la valeur trouvée pour les sections A_{xu} et B_{yu} les deux barres d'extrémité que l'on considère comme des barres de répartition.

Si $1m \leq \phi \leq 3m$: On divise les deux diamètres.

- Dans la partie centrale: $0.50 A_{xu}$ et $0.5 B_{yu}$.

- Dans chaque partie latérale: $0.25 A_{xu}$ et $0.25 B_{yu}$.

Si $\phi > 3m$: On divise les deux diamètres perpendiculaires en trois parties égales et on place:

- Dans la zone centre: $0.30 A_{xu}$ et $0.30 B_{yu}$

- Dans chaque zone latérale: $0.25 A_{xu}$ et $0.25 B_{yu}$

- Dans chaque zone latérale: $0.10 A_{xu}$ et $0.10 B_{yu}$

2) Armatures constituées par des cerces.

$$A_c = N_u \times \frac{\phi - \phi_p}{6 \cdot \pi \cdot d \cdot \sigma}$$

Dans ce dernier cas on dispose des armatures verticales les aux cerces, qui assurent, pendant le bétonnage, le maintien des cerces aux positions prévues et qui constituent, en outre, une butée efficace pour les bielles de béton comprimées.

VII-2) LES SEMELLES FILANTES

Les fondations linéaires sont constituées par des semelles continues sous murs ou sous poteaux.

Dans la pratique, on peut considérer qu'une semelle rectangulaire est une semelle filante dès que le rapport, longueur sur la largeur dépasse 5.

Lorsque le terrain est susceptible de supporter une pression relativement élevée et qu'il est homogène ou lorsque l'intensité de la charge est relativement faible, on peut réaliser une fonction économique par une semelle ou « rigole en gros béton », c'est à dire en béton de cailloux, non armé (dosage : 150 à 200 Kg de ciment par mètre cube).

Une telle fondation est en principe enterrée. Son implantation se situe entre 60 cm et 1 m de façon à être à l'abri du gel.

Les charge supportées par ces semelles sont relativement faibles de 5 t/m à 40 t/m : le sol doit avoir une contrainte admissible supérieure à 0,5 MPa.

Lorsque le taux de travail du sol est faible par rapport aux charges à transmettre, ou bien que le terrain est hétérogène, la fondation en gros béton ne convient pas, la largeur calculée impose un débordement important.

On utilise alors la semelle de béton armé de préférence à une semelle en gros béton de forte section qui serait une surcharge trop importante pour le sol.

On général les semelles filantes sont :

- des semelles continue sous mur
- des semelles sous poteaux

VII-2-A) SEMELLE CONTINUE SOUS MUR

VII-2-A-1) ETAPES DE CALCUL

VII-2-A-1-1) DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE

1) Calcul de la largeur de la semelle la largeur « B_s » a été déjà proposée il faut vérifier que

$$e_0 \leq \frac{B_s}{6}$$

$$\sigma_M = \frac{-2N_s}{3.100 \cdot \left(e_0 - \frac{B_s}{2} \right)} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

2) Calcul de la hauteur totale « Ht » de la semelle.

$$H1 = \frac{B_s - B_m}{4} + C \quad \text{Condition de rigidité de la semelle}$$

$$H2 = 1,44 \sqrt{\frac{N_s}{0,6F_c28}} + C \quad \text{Condition de non poinçonnement}$$

La hauteur totale qui sera adoptée est $Ht = \text{MAX}(H1 , H2)$

Pour la hauteur e du bord libre : $e \geq 6\phi + 6$

avec :

ϕ : diamètre des barres en cm

VII-2-A-1-2) FERRAILAGE DE LA SEMELLE

Le ferrailage des semelles filantes en béton armé dépend des charges. Les aciers principaux porteurs sont placés dans le sens transversal de la semelle, à la partie inférieure pour reprendre les effort de traction.

Les aciers de répartition servent à raidir la semelle dans le sens de la longueur : ils sont placés sur les aciers transversaux.

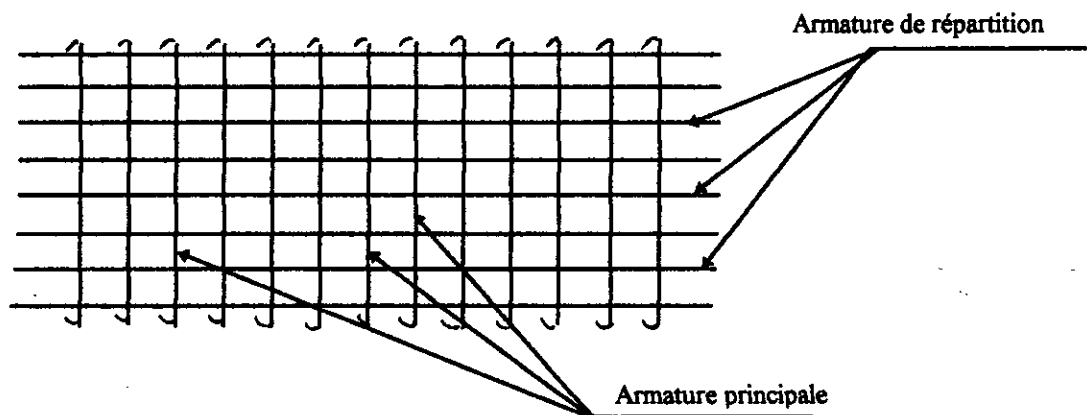
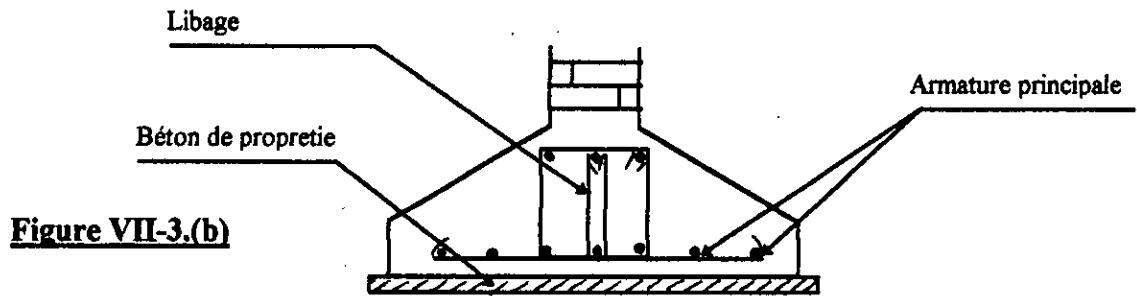


Figure VII-3.(a): Ferrailage d'une semelle filante sous mur.



Pour des murs de maçonnerie, on prévoit généralement un libage (chaînage filant) qui a pour effet de raidir la semelle et permet de remédier au léger tassement différentiel de se produire.

Pour le calcul des armatures, on distingue deux cas :

$$1. e_0 \leq \frac{b_m}{6}$$

$$2. e_0 \leq \frac{B_s}{24}$$

On aura :

Pour les armatures perpendiculaires au mur par unité de longueur la section d'acier donnée par méthode des bielles :

$$A_{xu} = \frac{N_u \left(1 + \frac{3e_0}{B_s} \right) (B_s - b_m)}{8d\sigma_s}$$

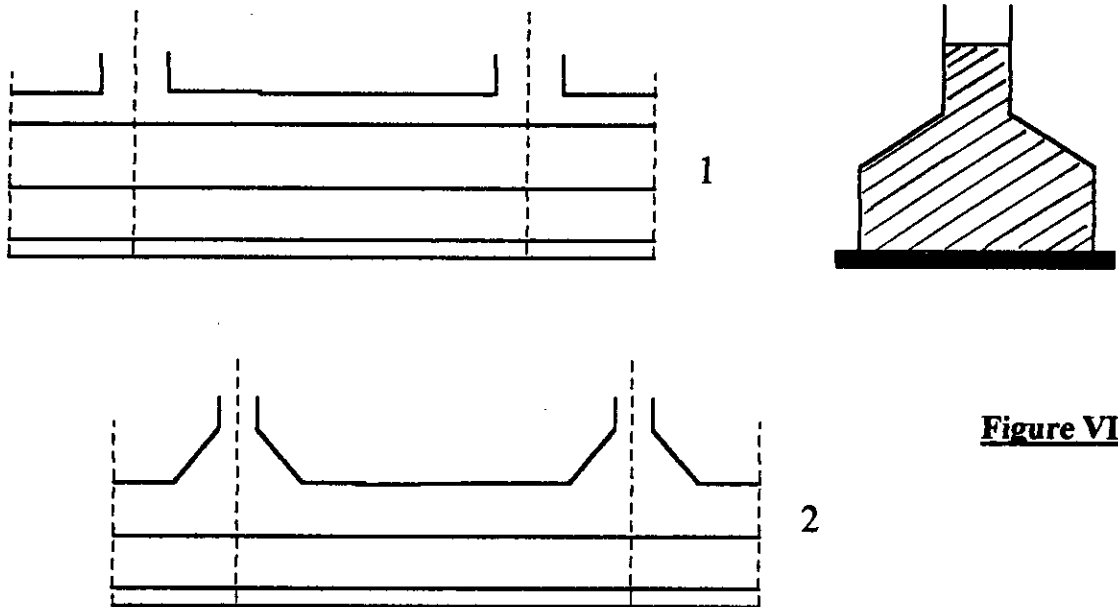
pour les armatures parallèles au mur on prendra :

$$A_{yu} = \frac{A_{xu}}{4} \times B_s \quad (\text{section totale à partir sur la largeur de la semelle})$$

NOTA : Si l'une des conditions précédentes n'est pas remplie, on calculera les armatures perpendiculaires au mur pour équilibrer le moment M_d déjà défini (méthode des consoles).

VII-2-B) SEMELLES CONTINUE SOUS POTEAUX :

Quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les uns des autres, on confectionne une semelle.

**Figure VII-4**

La poutre peut être de hauteur constante (1) ou munie de goussets (2).

Cette seconde disposition est plus rationnelle puisque les moments maximaux de flexion se produisent sous les poteaux, mais de nombreux constructeurs préfèrent la première solution, plus coûteuse certes en matériaux, mais plus simple dans son exécution (coffrage et ferrailage) donc plus économique en main d'oeuvre.

Le problème principal de ce genre d'ouvrage est de déterminer la répartition de la réaction du sol sous la semelle.

Transversalement : ce qui a été dit sur la semelle continue sous mur reste valable, longitudinalement, la répartition des contraintes dépend de la rigidité longitudinale de la fondation, de la distance entre axes des poteaux et de la nature du sol.

VII-2-B-1) CONDITION DE RIGIDITE DE VERDEYEN :

Nous avons vu que pour une semelle sous mur, ou bien pour une semelle isolée, la répartition des contraintes, sous la semelle, peut être considérée comme uniforme, si nous vérifions la condition de raideur et éventuellement la condition de non poinçonnement.

Pour les semelles continues sous poteaux la loi de la répartition des contraintes est fonction également de la raideur de la semelle.

Pour étudier cette raideur, nous utiliserons la théorie de la poutre sur sol élastique.

On calculera la longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{Kb}}$$

avec :

1. I : inertie de la semelle
2. E : module de d'élasticité du béton
3. b : largeur de la semelle
4. K : coefficient de raideur du sol

$K = 0,5 \text{ Kg / cm}^3$ pour un très mauvais sol

$K = 4 \text{ Kg / cm}^3$ pour un sol moyen 2 bars

$K = 12 \text{ Kg / cm}^3$ pour un très bon sol

Après avoir obtenu la longueur élastique de la poutre nous pourrions tenir compte des résultats obtenus par Verdeyen dans son cours de mécanique des sols. Ses conclusions sont les suivantes :

- Lorsque la longueur de la poutre ou l'écartement des charges qui la sollicitent

est tel que : $l \leq \frac{\pi}{2} \times l_e$

Le calcul peut être fait en supposant une répétition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs à la poutre élastique.

- Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire de poteaux de largeur non négligeable, on pourra admettre que la répartition linéaire des contraintes sur une longueur totale de la semelle outre :

égale à $\frac{\pi}{2} \times l_e + a$

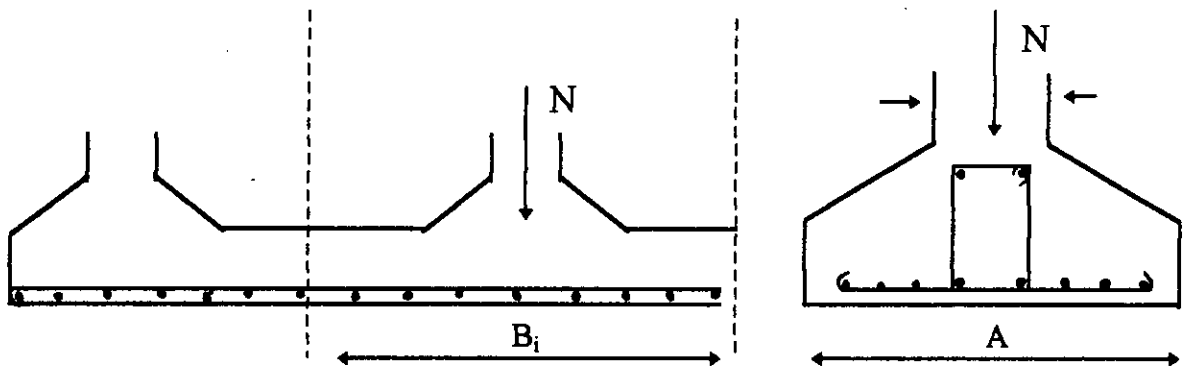
Le calcul de la poutre est effectué comme s'il s'agissait d'une poutre continue soumise aux sollicitations qui correspondent au diagramme simplifié des contraintes.

Pour un poteau de rive, on devra prévoir un détord de semelle au minimum de $\frac{\pi}{4} \times l_e$

VII-2-B-2) PROCEDES DE CALCULS :**VII-2-B-2-1) DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE :**

Tout d'abord on introduit un type de combinaison d'actions à l'état limite ultime dans les deux sens pour les différents poteaux.

La largeur de la semelle dans le sens longitudinal et dans le sens transversal sont déjà données par l'architecte.

VII-2-B-2-2) FERRAILAGE DE LA SEMELLE :**Figure VII-5**

Le fonctionnement de cette semelle, qui doit être assez rigide, se fait dans les deux sens.

a) Transversalement :

Elle agit comme une semelle rectangulaire sous poteaux délimitée par la largeur A de la semelle et Bi (Bi : distance entre 2 axes consécutifs) :

On aura pour une longueur Bi une section d'acier :

$$A_{xi} = N' \times \frac{(A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

avec :

d : hauteur utile de la semelle

$N' = \sigma_{moy} \cdot A \cdot B_i$ (charge fictive)

On calcul ensuite la section d'acier donnée par le chargement linéaire dans le sens longitudinal.

Enfin, on prend le max des aciers

$$A_x = \text{Max} \left\{ A_{xi}, q \times \frac{(A - a)}{8.d.s} \right\}$$

pour les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_x}{4}$$

b) Longitudinalement

Elle agit comme poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travées) et des armatures inférieures (moments négatifs sur appuis).

La détermination des efforts aux nus des appuis considérés comme sections à vérifier, sont calculés par la méthode de ALBERT-CAQUOT.

Cette méthode était initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux a été étendue au calcul des poutre solidaires des poteaux.

Elle peut être donc utilisée en tenant compte ou non de cette solidarité

VII-3) LES RADIERS

VII-3-1) GENERATITES :

Lorsque le sol de fondation ne peut supporter les contraintes élevées résultant de fondations sur semelles isolées et qu'il n'est pas envisagé de se fonder sur une couche profonde plus résistante, il est possible de réaliser une fondation par radier ajouré ou plein, le radier plein, sous immeubles comportant des sous-sols, présente l'avantage de bénéficier d'une charge admissible qui augmente avec la profondeur, la surcharge sur le sol étant égale à la différence entre le poids de l'ouvrage et le poids des terres existant initialement à l'emplacement des sous-sols, on peut, de ce fait, réduire considérablement les tassements par un choix judicieux du niveau d'assise du radier.

La construction ne doit pas être soumise à des surcharges présentant d'importantes dissymétries pouvant des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

VII-3-2) DIMENSIONS :

Le centre de gravité de l'aire du radier doit, dans toute la mesure du possible, coïncider avec le point de passage de la résultante des charges.

Dans l'hypothèse où les tassements différentiels ne sont pas à craindre, les poutres du radier peuvent être dimensionnées suivant les mêmes conditions de flexibilité que celle prévue pour les planchers. Un tel radier peut être considéré comme une fondation souple.

Si les tassements différentiels sont importants et si la structure risque de subir des déformations préjudiciables à sa bonne tenue, les poutres devront être dimensionnées de telle sorte que la rigidité des fondations s'oppose aux grandes déformations.

VII-3-3) CONDITIONS DE CALCUL

En général, le calcul est conduit dans l'hypothèse de surcharge appliquée simultanément sur tous les éléments.

Il est cependant nécessaire d'assurer que, dans certains cas de surcharge partielle, les contraintes des matériaux ne dépassent pas les valeurs maximales admissibles, fixées par les règlements en vigueur, notamment dans les zones de liaison entre parties chargées et parties non chargées.

- Le radier peut être généralement calculé comme plancher dont les points d'appui sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, et soumis à une charge répartie dirigée de bas en haut, et égale à la réaction de terrain diminuée du poids propre du radier.

En raison de l'hypothèse de calcul ci-dessus, on doit toujours s'assurer que les réactions obtenues pour les différents points d'appui sont compatibles avec les charges qu'ils supportent.

- Dans le cas de radier caissonnés, c'est-à-dire avec dalles inférieures, nervures et dalles supérieures, le calcul peut être conduit avec une diminution supplémentaire des charges permanentes éventuelles remplissant les alvéoles entre les nervures du radier.


- Si la résultante des charges verticales ne coïncide pas sensiblement avec le centre de gravité de l'aire du radier et si le radier est considéré comme rigide, les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, les éléments de radier doivent alors être calculés en conséquence.
- SI le radier est soumis à une sous pression hydrostatique, le calcul doit en tenir compte. Il y a lieu de vérifier qu'en aucun cas et à aucune époque, la sous pression ne puisse dépasser le poids de l'ouvrage.

Si la vérification ci-dessus révèle des insuffisances de poids des éléments considérés comme appui, il doit être prévu les dispositifs reportant les réactions sur des parties voisines suffisamment lestées.

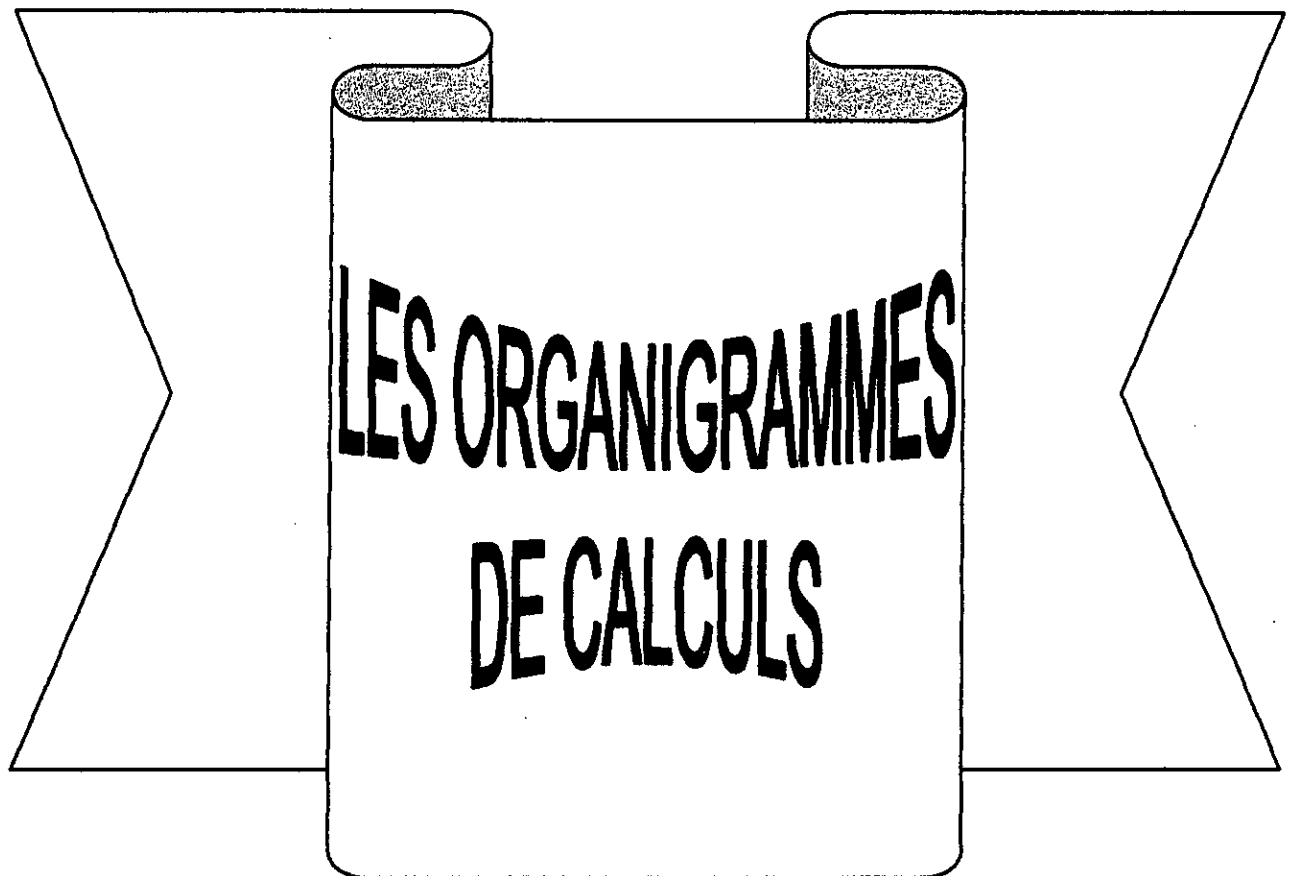
Si le poids total de l'ouvrage est insuffisant vis-à-vis de la sous pression hydrostatique, un lestage général ou un ancrage dans le sol résistant doit être prévu.

Si la sous-pression ne peut être équilibrée par l'un des dispositifs ci-dessus, l'eau doit pouvoir pénétrer librement au-dessus du radier, pour éviter la dislocation ou le soulèvement d'ensemble.

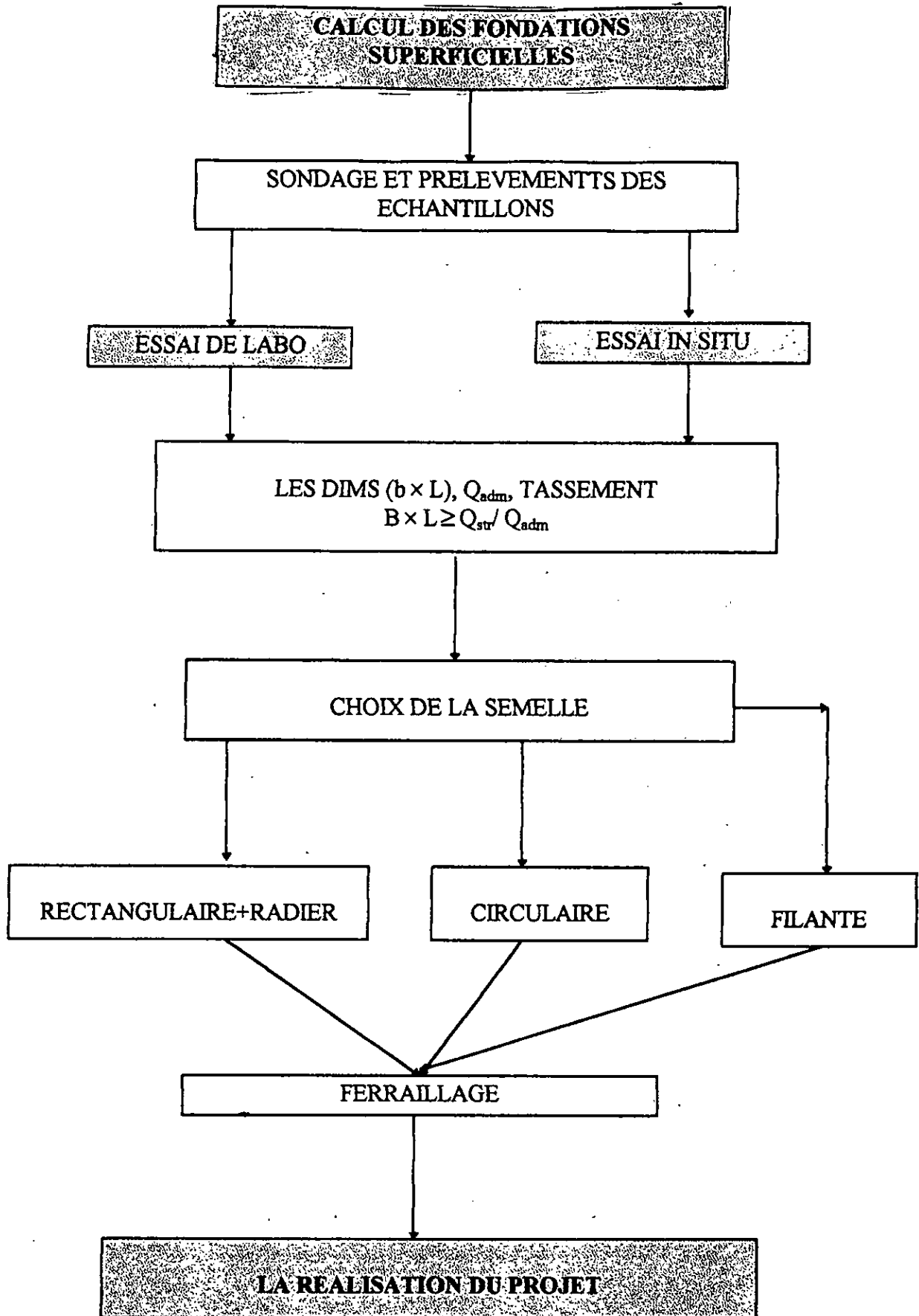
Si le cas échéant, un système mécanique doit assurer la mise en eau rapide évitant le déséquilibre dû aux différences de niveaux extérieur et intérieur.

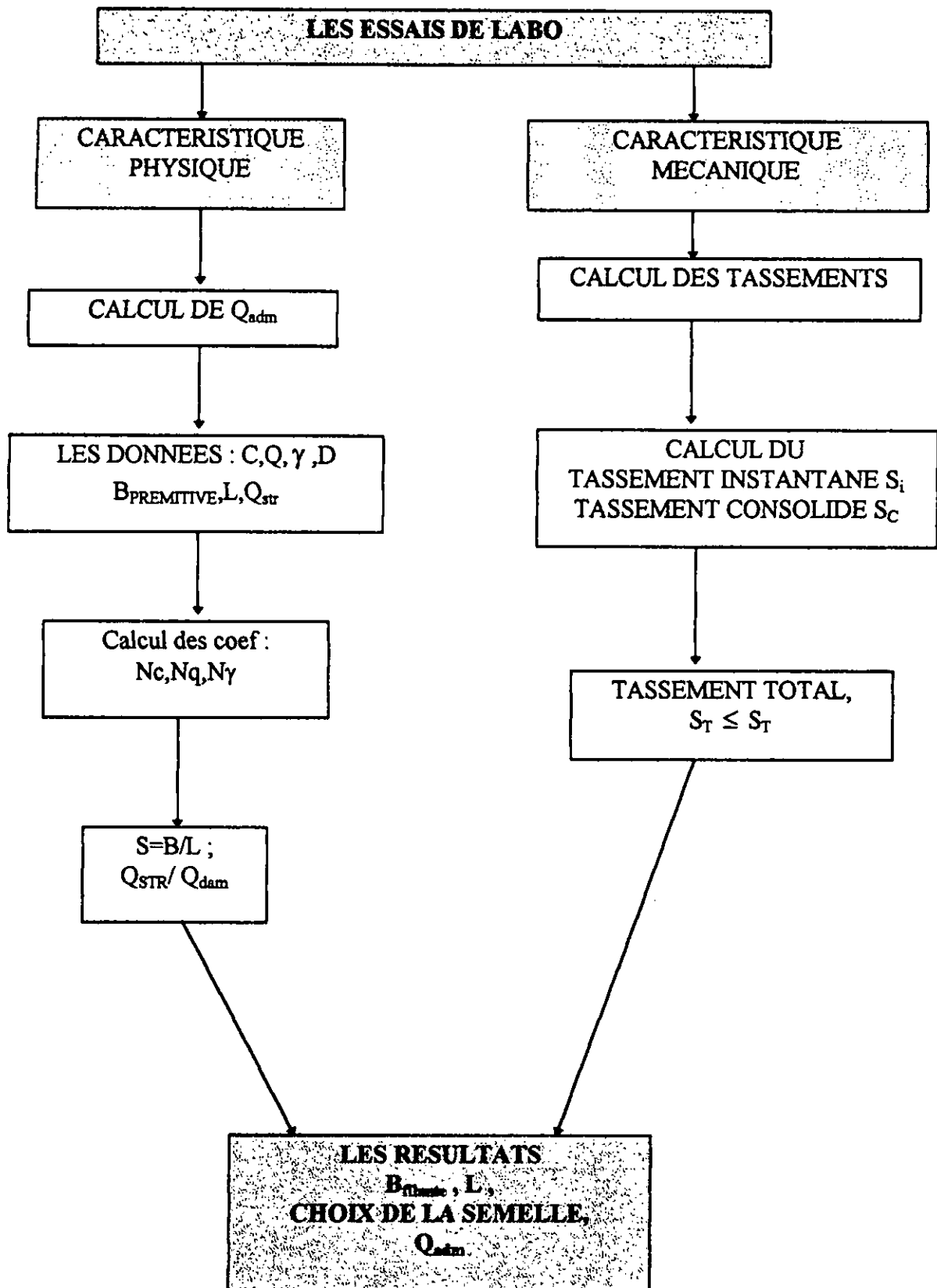


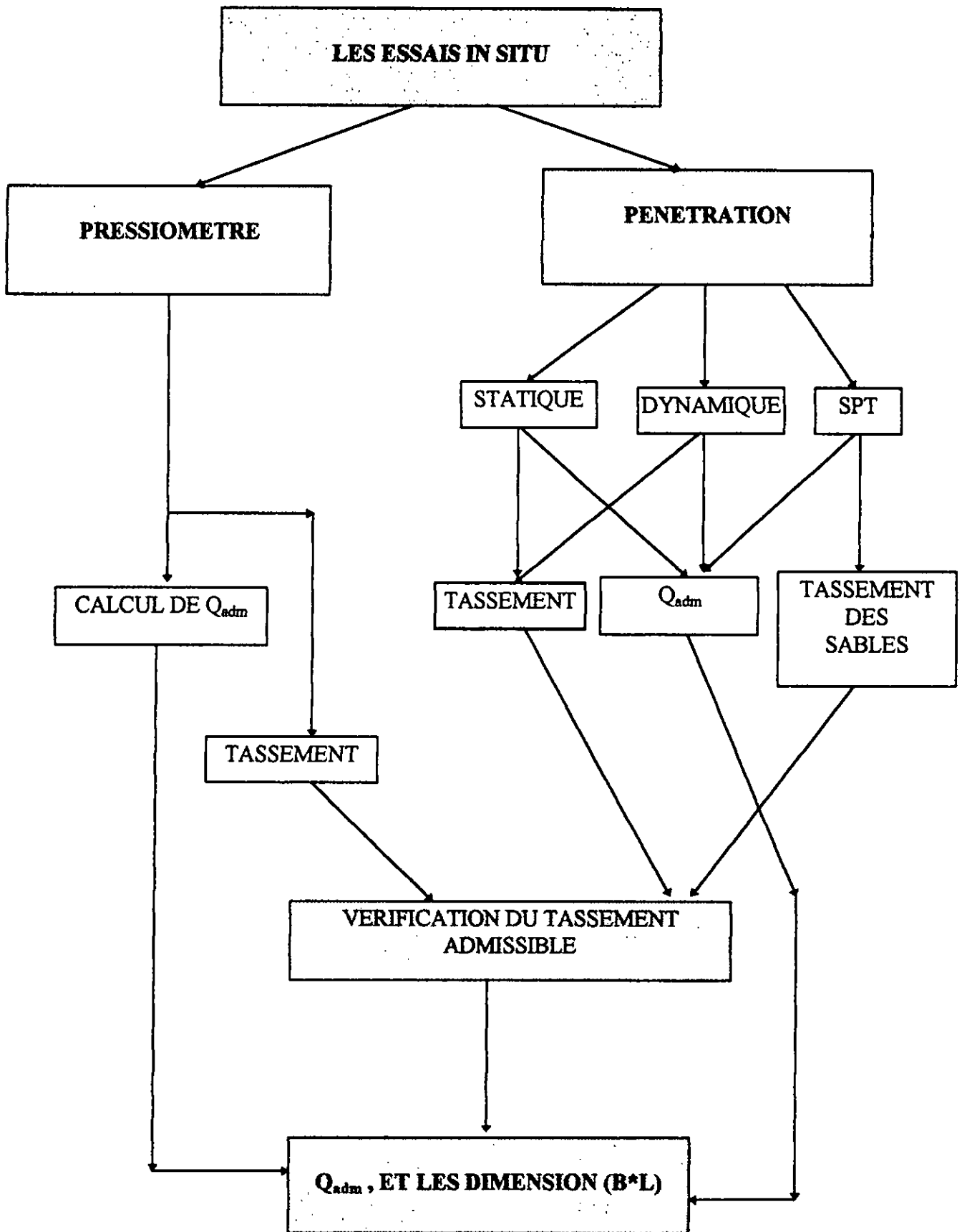
CHAPITRE VIII

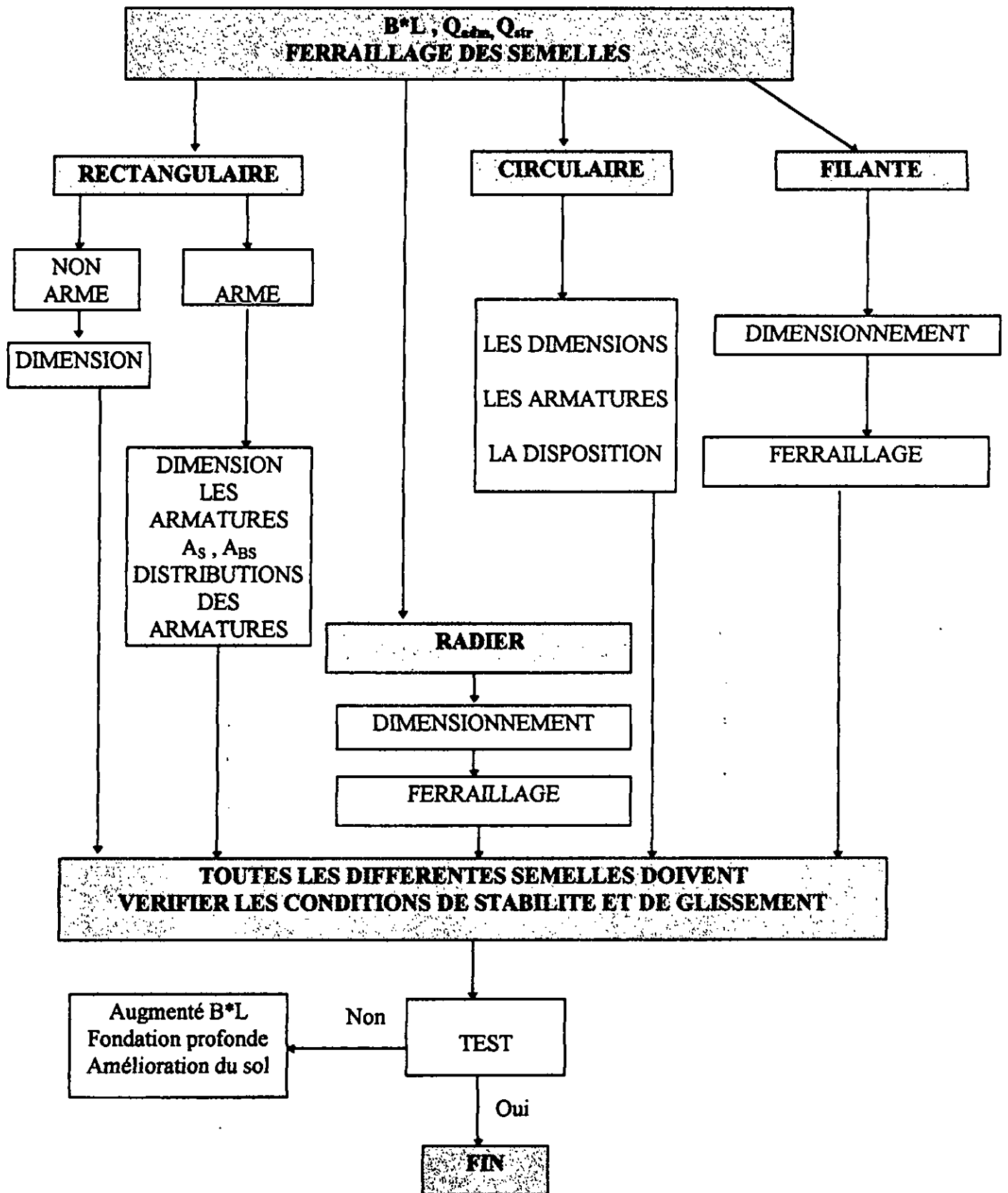


**LES ORGANIGRAMMES
DE CALCULS**









* Organigramme VI

Fondations

Semelle rectangulaire A.B

M, P

$$e_0 = \frac{M}{P} \leq \frac{B}{6}$$

Oui

Non

Diag. Trapèz.

$$\sigma_1 > 0$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{A.B} \left(1 - \frac{6.e_0}{B}\right)$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A.B} \left(1 + \frac{6.e_0}{B}\right)$$

$$\sigma = \frac{P}{A.B} \cdot \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_m = \frac{P}{A.B} \left(1 + \frac{3.e_0}{B}\right) < \sigma_{adm}$$

Dimensionnement A?

$$A \gg \frac{P}{B \cdot \sigma_{adm}} \left(1 + \frac{3.e_0}{B}\right)$$

$$e_0 \leq b/6$$

$$e_0 \leq B/18$$

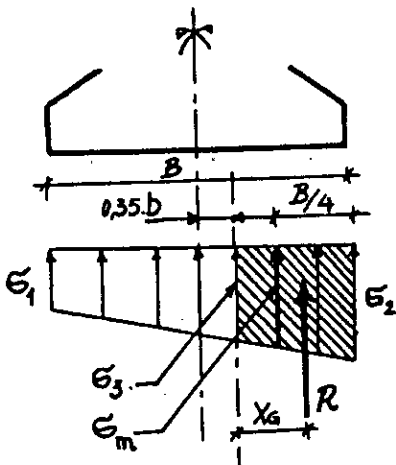
Oui

Meth. Bielles

$$P' = P \left(1 + \frac{3.e_0}{B}\right)$$

$$A_{bs} = \frac{P'(B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \sigma_a}$$

$$A_{as} = \frac{P'(A-a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_a}$$



Meth. Moments

$$M_1 = R \cdot X_g$$

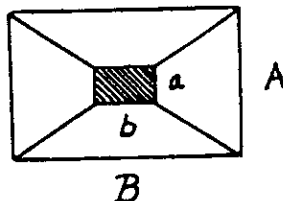
$$R = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right) \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2}\right) \cdot A$$

$$X_g = \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right) \cdot \frac{B/2 - 0.35b}{3}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A.B} \left(1 + \frac{6.e_0}{B}\right)$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{A.B} \left(1 + \frac{4.2 \cdot e_0 \cdot b}{B^2}\right)$$

$$A_s = \frac{M_1}{B \cdot d \cdot \sigma_a}$$



Diag. Triang.

$$R_1 = \sigma_1 \cdot \frac{x}{2} \cdot A$$

$$x/3 = \frac{B}{2} - e_0$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot P}{3(B/2 - e_0) \cdot A} \leftarrow 1.33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$e_0 > b/6$$

$$e_0 > B/18$$

Meth. Moments

$$M_1 = R \cdot X_g$$

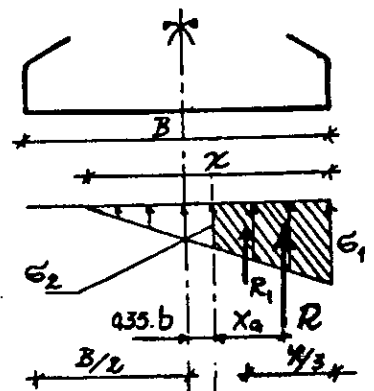
$$R = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right) \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right) \cdot A$$

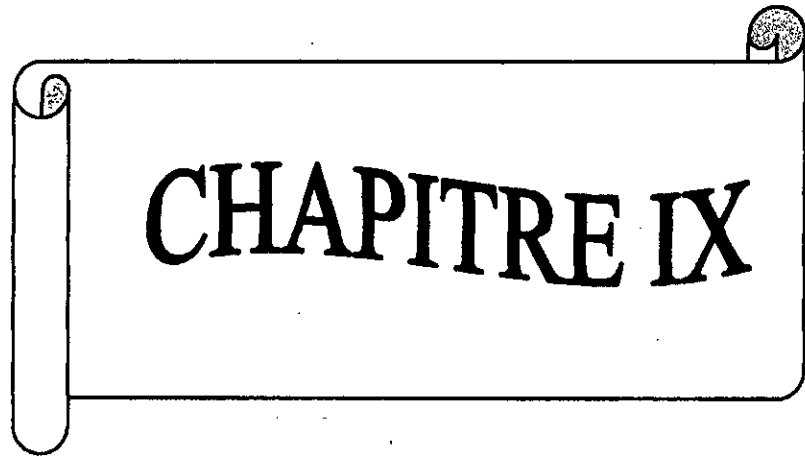
$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot P}{3(B/2 - e_0) \cdot A}$$

$$\sigma_2 = \frac{B + 0.35b - 3e_0}{3(B/2 - e_0)} \cdot \sigma_1$$

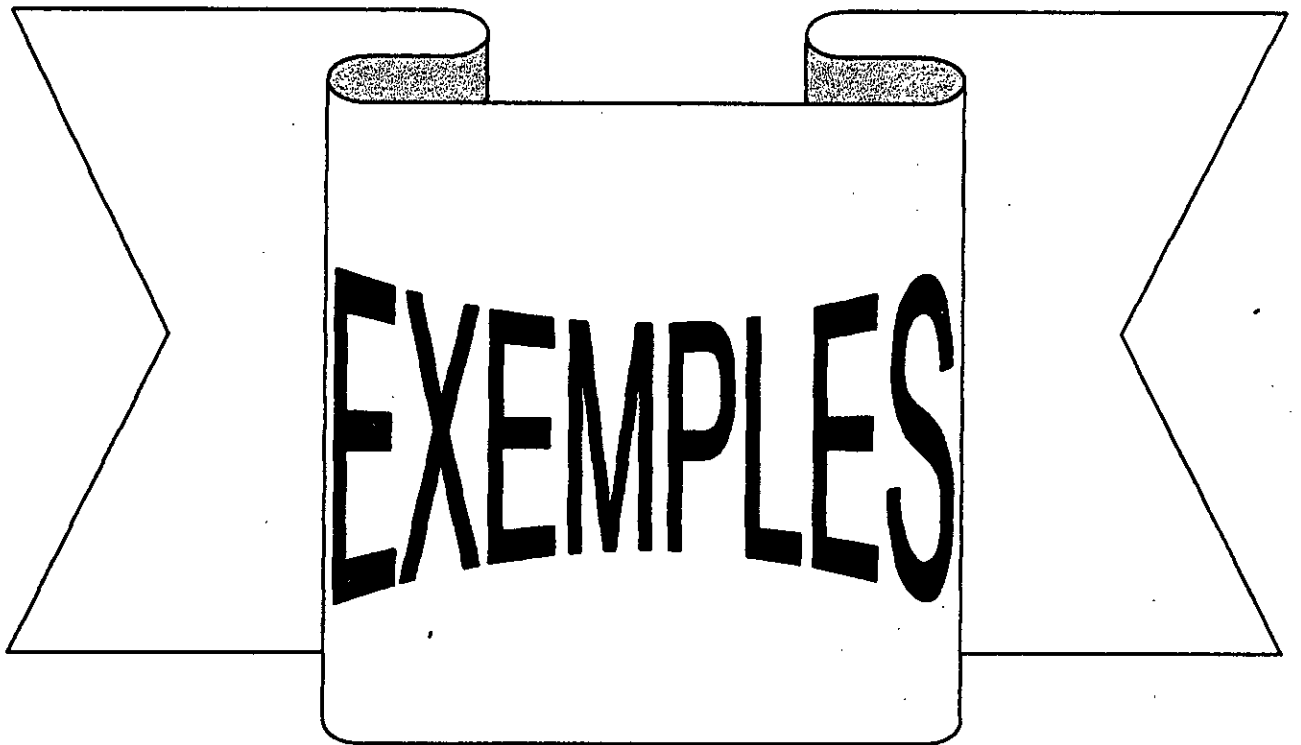
$$X_g = \left(\frac{\sigma_2 + 2\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1}\right) \cdot \frac{B/2 - 0.35b}{3}$$

$$A_s = \frac{M_1}{B \cdot d \cdot \sigma_a}$$





CHAPITRE IX



EXEMPLES

Donner votre choix suivant les méthodes	:	
Méthode de laboratoire	:	1
Méthode de Prèssiomètre	:	2
Méthode de Pénétration	:	3
Calcul des tassements	:	4
POUR QUITER LE PROGRAMME TOTALEMENT	:	0

Choisir un numéros: 1

1 : Calcule de la Capacité Portante Théorique

Donner F_i :
La valeur de C :

9
66

en °
en kN/m^2

Donner les valeurs :
Largeur de la semelle (B)
L'encastrement (D)
Poids spécifique du sol (GAM)

1.2
2
10.6

en m
en m
en kN/m^3

1 : Calcule de la Capacite Portante Théorique

Pour la vérification on donne
Les valeurs des coefficients de portance

N_c : 8.1152
N_q : 2.2533
N_gama : 0.2976

Tapper une touche pour continuer

1 : Calcule de la Capacite Portante Théorique

Les valeurs de :

Q_adm si la semelle est filante :	216.2888	kN/m ²
Q_adm si L = 1* B :	244.8029	kN/m ²
Q_adm si L = 2* B :	227.0125	kN/m ²
Q_adm si L = 3* B :	221.0823	kN/m ²
Q_adm si L = 4* B :	218.1173	kN/m ²
Q_adm si L = 5* B :	216.3382	kN/m ²

Appuyer sur une touche pour répéter

Q :-----> Pour Quitter

Rempiez vos données S-V-P : 0.30
Les dimensions du poteau a * b : 0.30

Les dimensions de la semelle L*B : 1.20
1.20

Les charges : g et q 150
90

Les matériaux : fc28 ; feE 25
les fissurations pré (1.5) ou très préjudiciable (1.15) 400
1.5

Entrer votre choix de la semelle :
semelle non armé ---> 1
semelle armé ----> 2

2

Dimensionnement et ferrailage à l'état armé

calcul de la hauteur
les dimensions de la semelle sont :
L : 1.20 B : 1.20 ht : 0.275

calcul des armatures
La section de Aa : 0.000485
La section de Ab : 0.000485

Donner le diamètre des armatures utilisés
suivant L et suivant B (en mm) :

0.014

0.014

Armatures non tendues et sans crochets

On détermine les armatures de la semelle carrée sachant que :

Charge permanente : 150 Kn

Charge d'exploitation : 90 Kn

Les armatures FeE 400 $\gamma_s = 1,15$ fissuration préjudiciable.

$f_{c28} = 25$ Mpa

$f_{t28} = 2,1$ Mpa

$a' = b' = 1,2$ cm

$a = b = 30$ cm

$h_t = 30$ cm

$C = 5$ cm

$\sigma_{admsol} = 244,8$ Kn/m²

1) Dimension de la semelle :

Vérifions la contrainte sur le sol, nous avons:

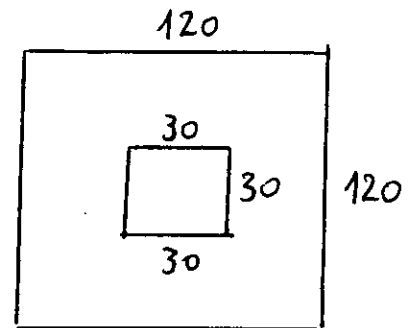
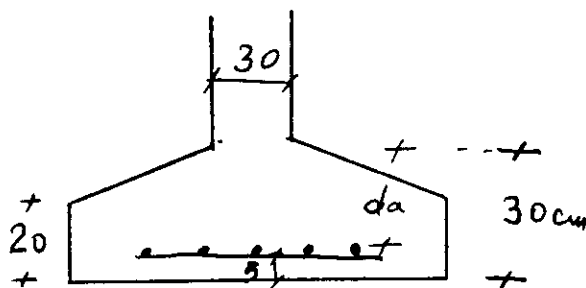
$$P_U = 1,35 \times 150 + 1,50 \times 90 = 337,5 \text{ Kn}$$

$$\text{Contrainte sur le sol} = 337500 / 1200^2 = 0,23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u < \sigma_{sol} = 0,24$$

Pour le calcul de la semelle ait une raideur suffisante, on doit avoir :

$$d_a \geq (b' - b) / 4 = 22,5 \text{ cm} \rightarrow d_a = 25 \text{ cm}$$



2) Détermination des armatures :

Par l'application de la méthode du bielles:

$$\text{Les armatures } A_{a'} = P_U(a' - a) / (8d_a\sigma_s) = 454,6 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\phi 12$$

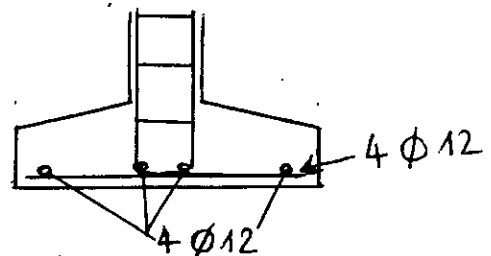
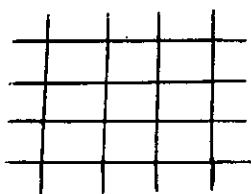
$$\text{Les armatures } A_{b'} = P_U(b' - b) / (8d_b\sigma_s) \rightarrow 4\phi 12$$

$$\text{Suivant } a' : \tau_{seu} = \psi_s f_{t28} = 3,15$$

$$\text{Le périmètre de } 4\phi 12 \text{ étant égale à } 1,2 \times 4 \times \pi = 15,04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 149,88 \text{ N/cm}^2 = 1,49 \text{ Mpa}$$

Puisque $\tau_{se} < \tau_{seu}$ toutes les armatures parallèles a cette direction s'étendant jusqu'aux extrémités de la semelle et ne comportant pas de crochets
Les mêmes résultats pour le coté b'.



CONCLUSIONS

GENERALES

CONCLUSION

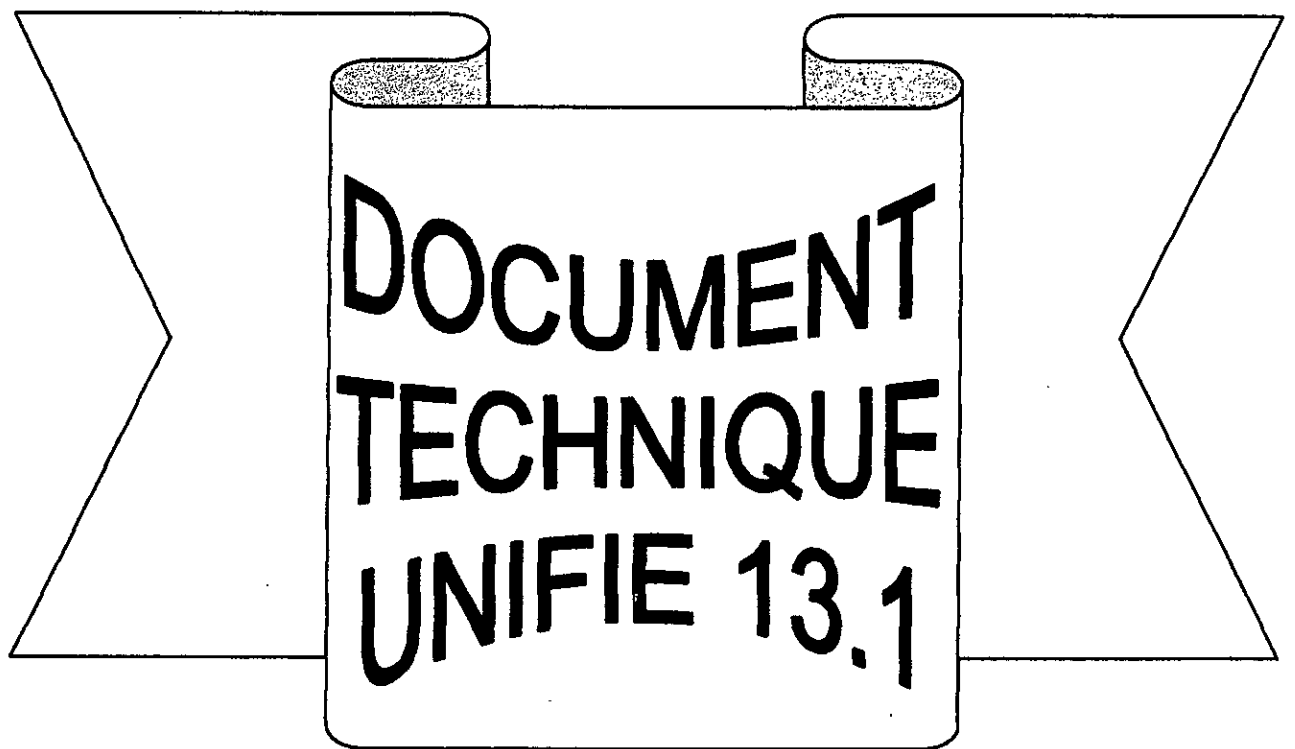
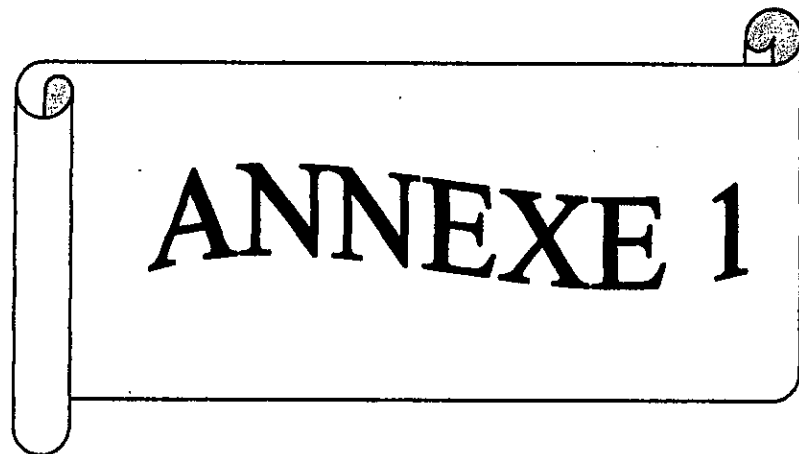
*N*ous nous sommes intéressés au calcul des fondations superficielles qui constituent le type de fondation le plus largement utilisé dans le domaine de la construction.

*L*e but primordial de notre étude était d'élaborer des programmes pouvant déterminer la valeur de la contrainte admissible à partir des données de rapport de sol, du sol considéré et faire le dimensionnement et le ferrailage des fondations choisies suivant les réglementations du BAEL 91.

*L*a contrainte admissible du sol spécifiée est déterminée avec plusieurs méthodes, soit dans ^{le}laboratoire, ou bien dans les sites, avec le rapport de sol qui donne toutes les caractéristiques physiques et mécaniques du sol. Notre programme calcule la portance suivant les formules connues dans les règlements, et donne les paramètres du dimensionnement de la surface des fondations. Les essais in situ sont utilisés dans notre pays simplement pour connaître les différentes sous-couches du sol.

*N*otre programme est composé de plusieurs procédures pour calculer les différentes étapes : la contrainte admissible, le tassement du sol, les dimensions et le ferrailage de la fondation choisie.

*E*nfin, vu les difficultés de programmation, le travail qui nous a été confié ne présente que le premier volet d'un travail qui gagnerait à être poursuivi et enrichi.



règles pour le calcul des fondations superficielles

sommaire

Chapitre 1		
Domaine d'application et objet		3
<hr/>		
Chapitre 2	2,1 Réaction du sol	3
Calcul des ouvrages	2,2 Actions et sollicitations	3
de fondations	2,3 Justifications des ouvrages de fondations	4
	2,31 Etat limite ultime de résistance.....	4
	2,32 Etat-limite ultime de stabilité de forme.....	4
	2,33 Etat-limite d'équilibre statique.....	4
	2,34 Etat-limite de service vis-a-vis de la durabilité.....	4
	2,35 Etat-limite de service vis-a-vis des déformations.....	4
	2,4 Cas particuliers	5
	2,41 Fondations sur sols difficiles.....	5
	2,42 Fondations à des niveaux différents.....	5
	2,43 Fondations superficielles à proximité d'ouvrages sur pieux.....	5
	2,44 Fondations au voisinage de fouilles et talus.....	5
	2,45 Précautions concernant le gel.....	5
	2,46 Fondations antivibratiles.....	5
	2,5 Dispositions constructives	5
	2,51 Joint de rupture.....	5
	2,52 Joint de dilatation.....	5
	2,53 Armatures minimales de chaînage.....	6
	2,54 Position des armatures.....	6
	2,55 Aciers en attente.....	6
Chapitre 3	3,1 Contrainte de calcul déduite de l'expérience	6
Détermination	3,2 Détermination de la valeur ultime q_u	6
de la contrainte de calcul q	3,21 Essais de laboratoire.....	6
	3,22 Essais pressiométriques.....	7
	3,23 Essais pénétrométriques.....	8
	3,3 Évaluation des tassements	9
	3,31 Evaluation à partir des essais de laboratoire.....	9
	3,32 Evaluation à partir des essais pressiométriques.....	9
	3,33 Evaluations des tassements à partir des essais pénétrométriques (statiques, dynamique, SPT).....	10
<hr/>		
Annexes	1 Semelles continues sous mur non armées transversalement	11
	2 Méthode des bielles	11

chapitre 1

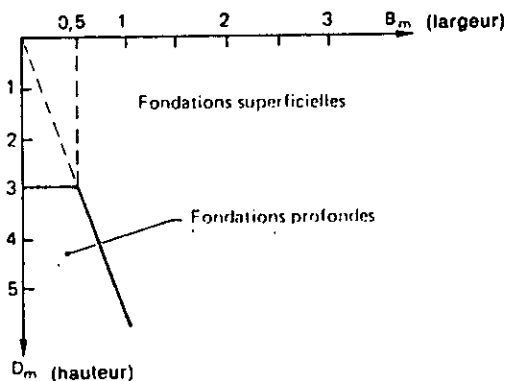
domaine d'application et objet

Les présentes règles de calcul sont applicables aux travaux de fondations superficielles en béton, béton armé constituées par des semelles isolées, des semelles filantes, des radiers généraux et des massifs semi-profonds (puits courts).

Commentaire

On rappelle que le DTU 14.1 traite de l'action de l'eau sur les parties immergées des ouvrages de bâtiment donc sur les radiers.

Lorsque le rapport de la largeur à la hauteur d'une fondation est inférieur à un sixième et que la hauteur est supérieure à 3 m, il s'agit de fondations profondes qui relèvent alors du DTU 13.2.



Les présentes règles de calcul ne traitent pas des fondations de certains ouvrages qui font l'objet de règles particulières.

Commentaire

Il existe ainsi des règles professionnelles pour les cheminées, les châteaux d'eau, etc.

chapitre 2

calcul des ouvrages de fondations

2,1 réaction du sol

La réaction du sol sous une structure, au moins définie dans ses grandes lignes, peut être le plus souvent caractérisée par une valeur ultime q_u .

Commentaire

- Cette valeur tient alors implicitement compte des dimensions prévisibles des semelles, de leurs implantations respectives, de l'éventuelle alternance compression-décompression du sol et de l'inclinaison prévisible de la résultante des charges appliquées.
- Dans certains cas particuliers, il convient de définir pour chaque situation la valeur ultime q_u .

La contrainte de calcul q est la plus petite des 2 valeurs $q_u/2$ et de celle qui dispense de tenir compte des tassements différentiels dans la structure (cf. article 2.35).

Commentaire

- Il est possible de prendre une contrainte de calcul plus grande que celle définie ci-dessus, sans excéder $q_u/2$, mais il faut alors tenir compte des tassements différentiels prévisibles associés.
- Le rapport de sol a pour objet notamment de préciser la valeur de la contrainte de calcul q .
- La contrainte de calcul utilisée pour les vérifications aux ELU (États Limites Ultimes) ne doit pas être confondue avec la contrainte admissible utilisée antérieurement avec les règles dites « aux contraintes admissibles », par exemple le BA 68. Cette contrainte admissible est plus faible que la contrainte de calcul.
- Les dispositions constructives permettent habituellement de limiter les conséquences des tassements locaux entre la structure et son environnement.

2,2 actions et sollicitations

Les actions et sollicitations des ouvrages de fondation sont évaluées en fonction des règles de béton armé en vigueur.

Commentaire

Il s'agit actuellement des Règles BAEL 83 et, le plus souvent, de la partie B, chapitre B8 et B9.

Lorsque les ouvrages de fondations sont surmontés par des structures en charpente bois ou métal, la combinaison des sollicitations doit être faite conformément aux règles de calcul du béton armé ou à défaut conformément aux règles de calcul de la charpente, avec l'accord du maître d'ouvrage.

2,3 justifications des ouvrages de fondations

Les ouvrages de fondation doivent être justifiés conformément aux règles de béton armé en vigueur sous les différents états suivants :

- état-limite ultime de résistance ;
- état-limite ultime de stabilité de forme ;
- état-limite d'équilibre statique (en particulier, glissement et cercles de glissement) ;
- état-limite de service vis-à-vis de la durabilité ;
- état-limite de service vis-à-vis des déformations.

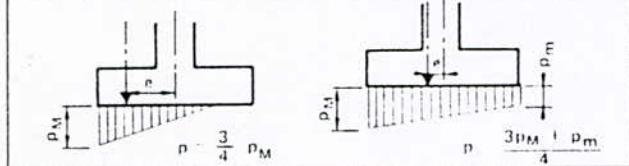
2,31 état-limite ultime de résistance

Les sollicitations s'expriment par la résultante générale des forces prise au niveau du plan de contact avec le sol et on en déduit p , la valeur représentative de la composante normale des contraintes associées.

Commentaire

La réaction du sol peut le plus souvent être considérée, comme uniforme sous les fondations, axée sur la résultante générale des forces et caractérisée par la valeur p .

Il est loisible de considérer une réaction du sol axée sur la résultante générale des forces et respectant une variation linéaire des contraintes avec p valeur normale représentative.



La justification de l'état-limite ultime de résistance est satisfaite vis-à-vis du sol par l'inégalité suivante :

$$p \leq q$$

Dans le cas de combinaison d'actions pour lesquelles l'action du vent est l'action variable de base, l'inégalité satisfaite est :

$$p \leq 1,33 q$$

La justification des dimensions de la fondation et de ses armatures vis-à-vis des règles de béton armé relève de la méthode des bielles dans son domaine d'application ou plus généralement de toute méthode de la résistance des matériaux dans la mesure où la forme des pièces le permet (méthode des moments ou méthode de la poutre). Dans ce dernier cas, les règles de béton armé en vigueur s'appliquent intégralement.

Commentaire

Pour la méthode des bielles voir l'annexe 2

Pour le béton armé, il s'agit actuellement du BAEL 83

2,32 état-limite ultime de stabilité de forme

Lorsque la structure qui surmonte les fondations a été justifiée par l'état-limite ultime de stabilité de forme ou l'état de flexion composée avec moment complémentaire, les sollicitations à prendre en compte dans la justification de l'état-limite ultime de résistance de la fondation doivent tenir compte des excentricités additionnelles provenant des effets de second ordre.

2,33 état-limite d'équilibre statique

Il n'y a pas de justification spéciale d'état-limite d'équilibre statique, sauf en ce qui concerne les deux points suivants :

- condition de non glissement de la fondation sur le sol :
il faut s'assurer que l'inclinaison de la résultante par rapport à la normale au plan de contact de la fondation avec le sol reste dans le cône de glissement de demi angle au sommet tel que $\text{tg } \delta = 0,5$;

Commentaire

L'angle d'ouverture du cône de glissement est lui-même limité par l'angle de frottement interne du sol, dans le cas de sol non cohérent (voir chap. 3).

- condition de stabilité d'ensemble dans le cas de dénivellation ou de pente importante, prenant en compte la structure et le terrain avoisinant.

Commentaire

Par exemple, méthode du cercle de glissement.

2,34 état-limite de service vis-à-vis de la durabilité

A défaut de justification plus précise sous les combinaisons d'actions de service, dans le cas où la fissuration de la fondation est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable, la section d'armatures obtenue à l'état-limite ultime de résistance doit être majorée respectivement de 10 % ou de 50 %.

Commentaire

Pour la définition des états préjudiciable et très préjudiciable, se reporter aux règles de béton armé en vigueur, actuellement le BAEL 83.

2,35 état-limite de service vis-à-vis des déformations

Il n'y a pas à justifier de l'état-limite de service vis-à-vis des déformations, sauf dans les cas suivants :

- le premier cas concerne les structures hyperstatiques calculées en prenant en compte des hypothèses quant au déplacement ou à la rotation des fondations. Il y a lieu de vérifier que les déplacements ou rotation des fondations qui découlent des sollicitations ainsi calculées restent compatibles avec les hypothèses de départ ;
- le deuxième cas concerne les fondations et structures lorsque les tassements différentiels sont à prendre en compte ;

Commentaire

Pour les ouvrages en béton, il s'agit du BAEL article B 52 lorsque les tassements différentiels calculés excèdent 0,500

- le troisième cas sur prescription des DPM.

Commentaire

Il s'agit par exemple d'utilisation particulière de certains locaux

2,4 cas particuliers

2,41 fondations sur sols difficiles

Les fondations superficielles sur sols difficiles nécessitent une étude spécifique couvrant à la fois les domaines de la conception, du calcul et de l'exécution.

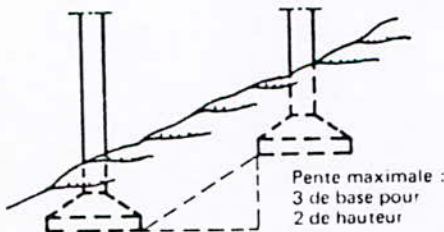
Commentaire

On rencontre notamment de tels problèmes :

- dans le cas de fouilles réalisées sur une grande profondeur dont le fond est situé dans une couche argileuse ;
- dans le cas de fondations reposant sur un sol gonflant dont les variations dimensionnelles sont fortement conditionnées par sa teneur en eau, etc.

2,42 fondations à des niveaux différents

Lorsque le sol d'assise ne peut donner lieu à un glissement d'ensemble, les niveaux des fondations successives doivent être tels qu'une pente maximale de 3 de base pour 2 de hauteur relie les arêtes des semelles les plus voisines.



Si cette condition ne peut être satisfaite, des dispositions spéciales doivent être prises pour éviter le desserrage des terrains supérieurs, pour équilibrer les poussées et pour assurer l'évacuation des eaux.

2,43 fondations superficielles à proximité d'ouvrages sur pieux

Les fondations superficielles ne doivent exercer aucune action dangereuse sur les pieux voisins.

2,44 fondations au voisinage de fouilles et talus

Si, dans le voisinage de l'ouvrage, existent des fouilles ou des dépressions plus profondes que le niveau de fondation, il convient de vérifier que les charges et poussées apportées par les fondations peuvent être supportées par leur terrain d'assise aussi bien en phase provisoire qu'en phase définitive. Au besoin, des dispositions spécifiques doivent être prises à cet effet.

2,45 précautions concernant le gel

Le niveau de fondation doit être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol d'assise à l'abri des conséquences du gel, sauf dispositions spéciales prises à cet effet.

Commentaire

Cette profondeur est fonction de la nature du sol et du climat. Même si le sol ne gèle pas profondément, la teneur en eau du sol sous-jacent peut être modifiée fortement par le gel. La portance du sol s'améliorant en général avec la profondeur, il est indiqué de descendre au moins à 0,50 m en pays tempéré, et d'aller parfois au-delà de 1 m en montagne, compte tenu de l'altitude et de la nature du sol.

2,46 fondations antivibratiles

Les fondations antivibratiles ne sont pas traitées dans le présent texte.

Commentaire

Les fondations antivibratiles nécessitent une étude spécifique couvrant à la fois les domaines de la conception, du calcul et de l'exécution pour l'ouvrage lui-même et les ouvrages avoisinants.

2,5 dispositions constructives

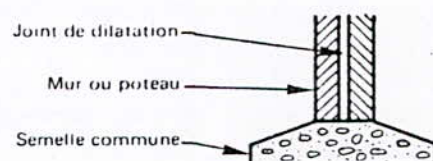
2,51 joint de rupture

Un joint de rupture doit être ménagé entre deux éléments d'ouvrages voisins lorsqu'ils subissent des différences importantes de charge et de tassement.

Il en est de même lorsque le sol présente un changement brusque de compressibilité sous un même ouvrage.

2,52 joint de dilatation

Sur sol homogène et bien consolidé, les joints de rupture coupant les fondations sont de préférence évités ; les joints de dilatation normalement prévus sont alors arrêtés au-dessus des semelles de fondation.



2,53 armatures minimales de chaînage

Les semelles filantes sous mur doivent, sauf disposition contraire des DPM comporter un chaînage dont la section doit être au moins égale à l'une des valeurs suivantes :

3 cm² dans le cas de ronds lisses Fe E 215

2 cm² dans le cas de barres HA Fe E 400

1,6 cm² dans le cas de treillis soudés ou barres Fe E 500.

Commentaire

Il est loisible dans le cas de semelle en gros béton de reporter les armatures du chaînage à la base du mur si celui-ci a une hauteur suffisante.

Dans le cas de grande longueur, les armatures du chaînage peuvent être constituées de barres successives dont le recouvrement est de 35 diamètres (ou de 3 soudures pour les treillis soudés).

Dans les angles saillants ou rentrants de raccordement entre 2 murs, la continuité du chaînage est également assurée par recouvrement.

2,54 position des armatures

La distance libre minimale entre toute génératrice extérieure d'une armature quelconque et la surface de la semelle ou du béton de propreté la plus voisine doit respecter les enrobages prescrits par les règles de béton armé en vigueur. A défaut, cette distance sera prise égale à 4 cm.

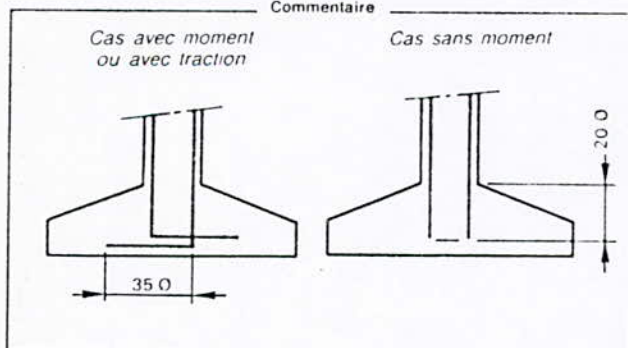
Commentaire

Article A.7.1 du BAEL 83

2,55 aciers en attente

Lorsqu'il est prévu des aciers en attente comme amorce de ferrailage de poteaux ou murs, ces aciers sont à retourner en partie basse des fondations par retour d'équerre s'ils sont calculés pour équilibrer un moment fléchissant ou un effort normal de traction à la base du poteau ou du mur

Commentaire



chapitre 3

détermination de la contrainte de calcul q

La détermination de la contrainte de calcul peut soit être déduite de l'expérience, soit être déterminée par le calcul à partir des résultats d'essais de sol.

3,1 contrainte de calcul déduite de l'expérience

La contrainte de calcul q peut être déduite de l'expérience acquise sur des réalisations existantes voisines pour un sol et un ouvrage donnés

Commentaire

A titre indicatif, le tableau ci-après donne l'ordre de grandeur des contraintes de calcul q admises en fonction de la nature du sol, en l'absence de tout problème particulier.

Nature du sol	q (MPa)
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,75 à 4,5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
Argiles (*)	0,1 à 0,3

* Certaines argiles très plastiques ne sont pas visées dans ce tableau

3,2 détermination de la valeur ultime q_u

La valeur ultime q_u peut être calculée à partir des résultats d'essais géotechniques du sol de fondation.

3,21 essais de laboratoire

En général les essais de laboratoire ont conduit à la connaissance des 3 paramètres suivants :

- C : cohésion
- φ : angle de frottement interne
- γ : masse volumique

Les valeurs à prendre en compte pour ϕ et C sont :

- pour l'équilibre à court terme C_{uu} et ϕ_{uu}
- pour l'équilibre à long terme C' et ϕ'

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, on a :

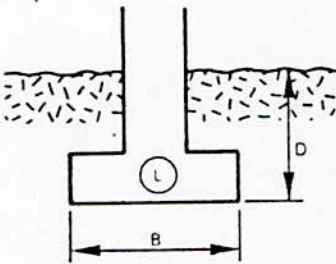
$$q_u = s_c C N_c + \frac{1}{2} s_\gamma \gamma B N_\gamma + s_q \gamma D N_q$$

Coefficients de forme :

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1$$



N_c , N_γ et N_q sont des paramètres sans dimension dépendant de ϕ . Ils sont donnés par le tableau suivant :

ϕ	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

Dans le cas d'une charge inclinée de l'angle δ sur la verticale les 3 termes de la formule précédente sont chacun affectés d'un coefficient minorateur, à savoir :

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

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

Dans le cas de charges excentrées d'excentrement e la largeur à prendre en compte en lieu et place de B est

$$B' = B - 2e$$

3.22 essais pressiométriques

Les essais pressiométriques permettent de déterminer à différents niveaux les 2 paramètres suivants :

- p_l : pression limite
- E_{si} : module pressiométrique.

On calcule ensuite, pour chaque niveau, la pression limite nette correspondante :

$$p_l^* = p_l - p_0$$

où p_0 est la contrainte totale horizontale dans le sol au niveau concerné et au moment où l'on fait l'essai.

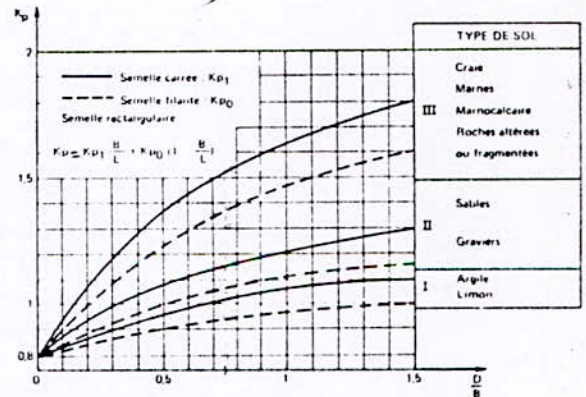
Pour une semelle sous charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, on a :

$$q_u = K_p p_{le}^* + \gamma \cdot D$$

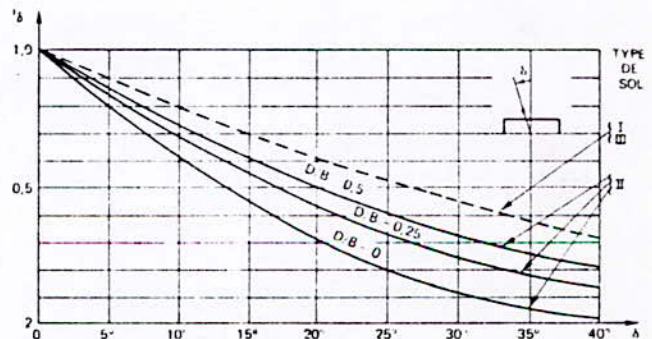
avec γ masse volumique du sol, déjà jugé partiellement le cas échéant

p_{le}^* est la pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à $1,5 B$ située sous la semelle. Les pressions limites nettes étant toutefois plafonnées à 1,5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée

K_p est le facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par l'abaque suivant :



Dans le cas d'une charge inclinée de l'angle δ sur la verticale, la valeur de $K_p p_{le}^*$ est affectée d'un coefficient minorateur i_δ qui tient compte de l'inclinaison, de la nature du sol et de l'encastrement relatif. Ce coefficient minorateur est donné par l'abaque suivant :



Dans le cas de charges excentrées, d'excentrement e, la largeur à prendre en compte en lieu et place de B est :

$$B' = B - 2e$$

3,23 essais pénétrométriques

3,231 pénétromètre statique

L'essai au pénétromètre statique permet de donner un profil continu de pénétration donnant la résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur.

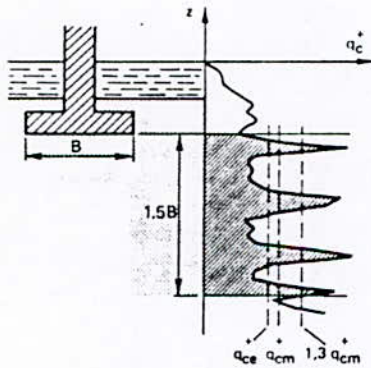
Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B , de longueur L et d'encastrement D , la contrainte de calcul q_u est obtenue par la formule :

$$q_u = k_c q_{ce} i_\delta + \gamma D$$

- i_δ : coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison ;
- γ : masse volumique du sol, déjàugé partiellement le cas échéant ;

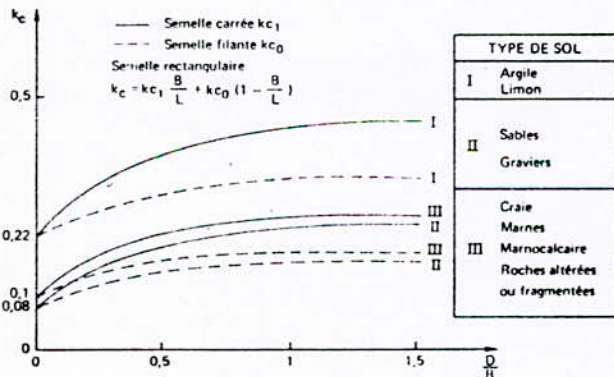
q_{ce} : résistance de pointe équivalente calculée comme la valeur moyenne des résistances de pointes nettes sur une profondeur égale à $1,5 B$ située sous la semelle.

Les résistances des pointes nettes sont déduites des résistances de pointes mesurées en écrétant les valeurs supérieures à 1,3 fois la moyenne calculée sur $1,5 B$ des résistances de pointe mesurées.



Le cas de profils de pénétration qui fait apparaître dans la zone d'action des fondations de l'ouvrage des valeurs de $q_c < 0,5$ MPa doit faire l'objet d'une étude complémentaire avant de choisir le type de fondation et la contrainte q_u .

k_c : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par l'abaque suivant :



Dans le cas de charges inclinées et excentrées, on effectue la rectification comme déjà indiqué à l'article 3,22 « Essais pressiométriques » précédent.

3,232 pénétromètre dynamique

L'essai au pénétromètre dynamique permet d'obtenir un profil de pénétration donnant la résistance dynamique q_d en fonction de la profondeur.

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B , de longueur L et d'encastrement D , la valeur ultime q_u est obtenue par :

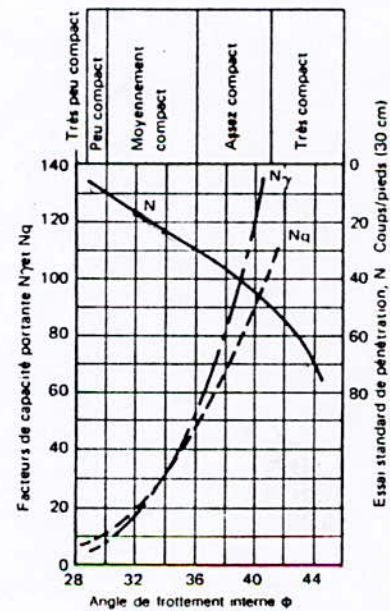
$$q_u = \frac{q_d}{5 \text{ à } 7}$$

Toutefois, l'interprétation des résultats obtenus avec cet appareil doit être faite avec une grande prudence, notamment dans le cas des sols argileux.

3,233 SPT (Standard Penetration Test)

L'utilisation du SPT doit être réservée aux sols pulvérulents. Cet essai permet de donner un profil du nombre de coups N pour enfoncer le carottier standard en fonction de la profondeur.

Le graphique suivant donne ϕ , N_γ et N_q en fonction de N . On poursuit ensuite en appliquant l'article 3,21.



Courbes donnant la relation entre l'angle de frottement ϕ , les facteurs de capacité portante et les valeurs de N de l'essai standard de pénétration

3,3 évaluation des tassements

Les combinaisons d'action à considérer sont celles de l'état-limite de service.

Les présentes règles concernent l'évaluation du tassement d'une fondation superficielle isolée.

3,31 évaluation à partir des essais de laboratoire

Le tassement final d'une fondation est la somme de deux termes :

- s_i : tassement immédiat
- s_c : tassement de consolidation.

Sauf ouvrages particuliers dans lesquels la charge d'exploitation est forte vis-à-vis des charges permanentes et peut être appliquée dans un délai très court, une fois l'ouvrage construit, le terme s_i peut être négligé.

Des essais de laboratoire (œdomètres) donnent, pour chaque couche du terrain située sous la fondation les paramètres suivants :

- e_0 : indice des vides initial
- C_c : indice de compression
- σ'_p : pression de préconsolidation.

Le sol sous la fondation est décomposé en tranches d'épaisseur Δz au plus égale à $B/2$. On calcule la contrainte verticale apportée par la fondation en son axe à mi-épaisseur de la tranche à laquelle on ajoute l'action du poids des terres situées au-dessus, éventuellement déjaugées, soit σ_z le résultat

Le tassement de la tranche considérée a pour valeur :

$$S_i = \Delta z \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \frac{\sigma_z}{\sigma'_p}$$

Le tassement total S_c a pour valeur la somme arithmétique des tassements de toutes les couches.

3,32 évaluation à partir des essais pressiométriques

Le tassement final d'une fondation est la somme de deux termes :

- s_c : tassement dit de consolidation
- s_d : tassement dit déviatorique.

avec :

$$s_c = \frac{\alpha}{9 E_M} (\sigma - \gamma D) \lambda_c B$$

$$s_d = \frac{2}{9 E_M} (\sigma - \gamma D) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

où :

$$B_0 = 0,6 \text{ m}$$

σ : composante normale de la contrainte du sol sous la fondation pour l'état-limite de service.

E_M : module pressiométrique du sol.

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol et donné dans les tableaux ci-dessous :

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	α	E/p_1	α	E/p_1	α	E/p_1	α	E/p_1	α
Surconsolidé très serré	—	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Surconsolidé altéré remanié ou lâche	—	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		—

Avec E module pressiométrique du sol et p_1 pression limite

Roche	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

λ_c et λ_d = coefficients de forme, fonction du rapport L/B donnés ci-dessous.

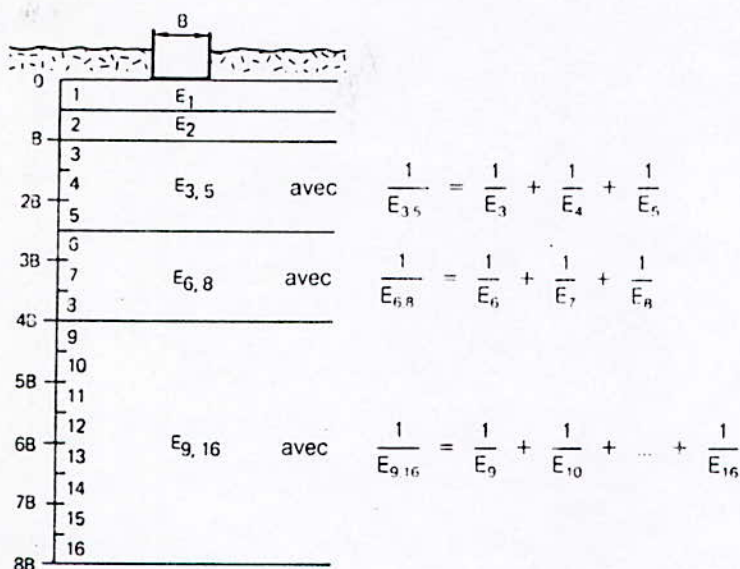
L/B	1		2	3	5	20
	cercle	carré				
λ_c	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Dans le cas d'un sol hétérogène, on découpe le sol en couches successives d'épaisseur $B/2$ et numérotées de 1 à 16.

La valeur de E_M utilisée pour le calcul de s_c est celle du module pressiométrique de la première couche.

La valeur de E_M utilisée pour le calcul de s_d est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{4,0}{E_M} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{9,16}}$$



3,33 évaluation des tassements à partir des essais pénétrométriques (statiques, dynamique, SPT)

Les méthodes pénétrométriques ne permettent pas en général une mesure directe des paramètres de compressibilité du sol.

Il est néanmoins possible d'estimer, à l'aide de corrélations basées sur l'expérience, les paramètres de compressibilité à affecter aux différentes couches de sol situées sous la fondation en fonction de leur nature.

Commentaire

Ces corrélations sont d'autant plus fiables qu'on dispose pour la nature de sol considéré d'essais de compressibilité effectués en place ou en laboratoire.

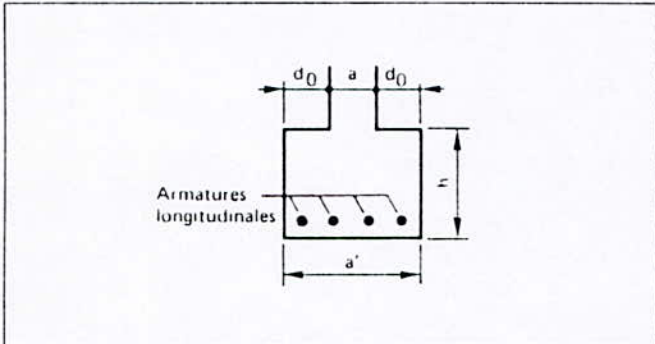
annexe 1

semelles continues sous murs non armées transversalement

Les semelles continues sous murs peuvent ne pas comporter d'armatures perpendiculaires au plan moyen du mur si les conditions suivantes sont supposées remplies :

- le mur transmet à la semelle une charge verticale uniforme et centrée ;
- la hauteur totale h de la semelle est au moins égale au double du débord :

$$h \geq 2 d_0 \quad \text{avec} \quad d_0 = \frac{a' - a}{2}$$



annexe 2

méthode des bielles

généralités

La « méthode des bielles » d'usage courant en France depuis de nombreuses années permet de calculer la plupart des semelles de fondations sur sol (ou sur pieux) rencontrées dans les structures des bâtiments.

Elle consiste à supposer que les charges appliquées aux semelles par les points d'appui (murs ou poteaux) sont transmises au sol (ou aux pieux) par les bielles obliques ; l'obliquité de ces bielles détermine à la base des semelles des efforts de traction qui doivent être équilibrés par des armatures. Un ensemble de deux bielles symétriques fonctionne comme les deux arbalétriers d'une ferme chargée au sommet, les armatures inférieures constituant le tirant qui équilibre la poussée de la ferme.

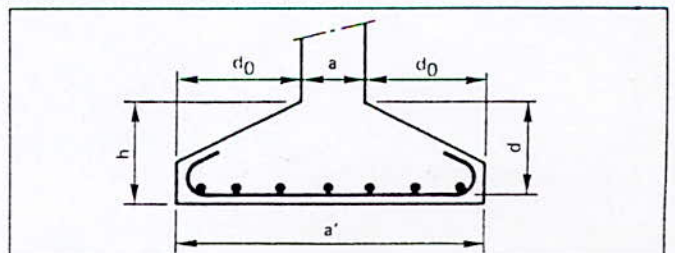
En toute rigueur, la méthode des bielles s'applique essentiellement aux semelles centrées assurant sur le sol une pression supposée uniforme (ou sur les pieux des charges égales). Sa validité a été établie dans ces cas par de nombreux essais systématiques. Toutefois, il paraît possible d'extrapoler son application à d'autres cas, dans les limites précisées ci-après.

application de la méthode des bielles au calcul des semelles sur le sol

On suppose expressément dans ce qui suit que les réactions du sol sont normales à la surface d'appui de la semelle. En réalité, il s'exerce des forces de frottement qui, en certains cas, peuvent avoir une influence favorable et permettre ainsi de réduire la section des armatures inférieures définies ci-après, mais il importe de ne tenir compte de ces effets que dans le cas d'un banc rocheux sain et franc.

semelles continues sous murs transmettant une charge uniformément centrée

La coupe transversale de telles semelles est conforme au croquis ci-dessous qui définit les notations.



Les notations utilisées dans les annexes sont celles des Règles BAEL 83.

Soit p_u la valeur de la charge de calcul par unité de longueur (à l'état-limite ultime).

L'application de la méthode des bielles implique les conditions :

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2 d_0$$

$$\left(\text{ou } \frac{a' - a}{4} \leq d \leq a' - a \right)$$

La condition $d > \frac{d_0}{2}$ permet de considérer que, dans le cas général des semelles sur sol, il n'est pas nécessaire de procéder à des vérifications concernant l'effort tranchant et la contrainte de compression des bielles ; il n'y a pas lieu, en particulier, de prévoir des étriers ou des barres relevées.

L'aire de la section par unité de longueur de la semelle des armatures inférieures disposées transversalement à son plan moyen a pour valeur :

$$A = p_u \frac{d_0}{4d} \cdot \frac{1}{f_c/\gamma_s} = p_u \frac{a' - a}{8d} \cdot \frac{1}{f_c/\gamma_s}$$

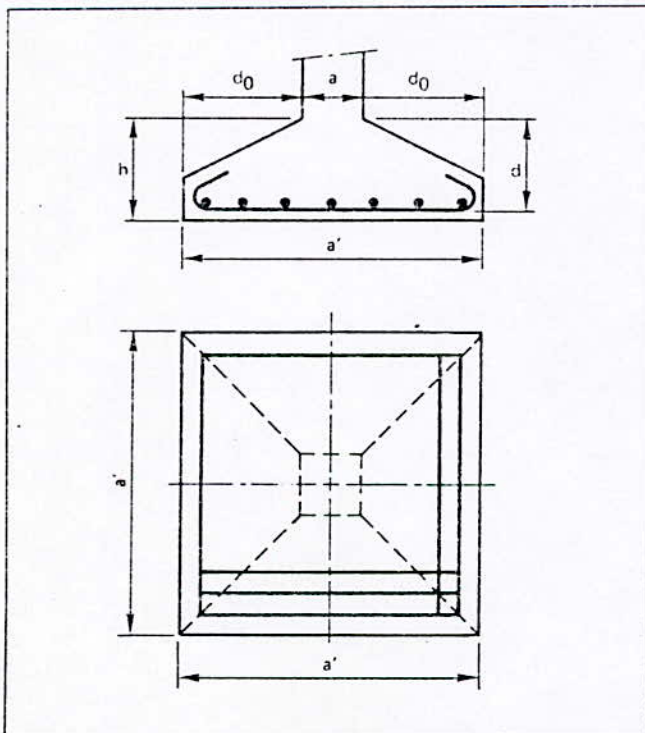
Sauf justifications, toutes les barres s'étendent sur la totalité de la dimension a' de la semelle et sont terminées par des crochets normaux ou d'autres ancrages par courbure équivalents ; l'épaisseur de la semelle aux extrémités est au moins égale à $6 \varnothing + 6 \text{ cm}$, \varnothing étant le diamètre des armatures en cm.

Dans le cas de semelle sur sol correspondant à des contraintes de calcul du sol élevées, on doit justifier le comportement de la semelle au poinçonnement.

semelles à base carrée sous poteaux de section carrée

Il n'est traité que du cas où la charge est centrée et la pression sur le sol supposée uniforme.

Les dispositions sont conformes à celles représentées sur la figure ci-dessous qui définit les notations.



Les armatures de la semelle sont constituées par un quadrillage de barres orthogonales en deux lits superposés, de même section dans chaque sens et disposées à espacement constant.

Si d est la hauteur utile moyenne des deux lits d'armatures.

P_u la charge de calcul (à l'état-limite ultime) transmises par le point d'appui à la semelle, l'application de la méthode des bielles implique les conditions :

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2 d_0$$

$$\left(\text{ou } \frac{a' - a}{4} \leq d \leq a' - a \right)$$

La section commune A des barres de chacun des deux lits est donnée par la formule :

$$A = p_u \times \frac{a' - a}{8d} \times \frac{1}{f_c/\gamma_s}$$

Sauf justifications, ces barres s'étendent dans chaque sens sur toute la dimension de la semelle et sont terminées par des crochets normaux ou par des ancrages courbes équivalents.

Dans le cas de semelle sur sol correspondant à des contraintes de calcul du sol élevées, on doit justifier le comportement de la semelle au poinçonnement.

semelles à base rectangulaire sous poteaux de section rectangulaire

Il n'est traité que du cas où la charge est centrée et la pression sur le sol supposée uniforme.

En toute rigueur, la méthode des bielles ne s'applique que si la pression sur le sol peut être considérée comme uniforme et si la section de base du poteau et celle de la semelle sont homothétiques.

Cette dernière condition n'est pas toujours réalisée et l'on rencontre souvent en pratique des semelles dont les débords dans les deux sens sont du même ordre.

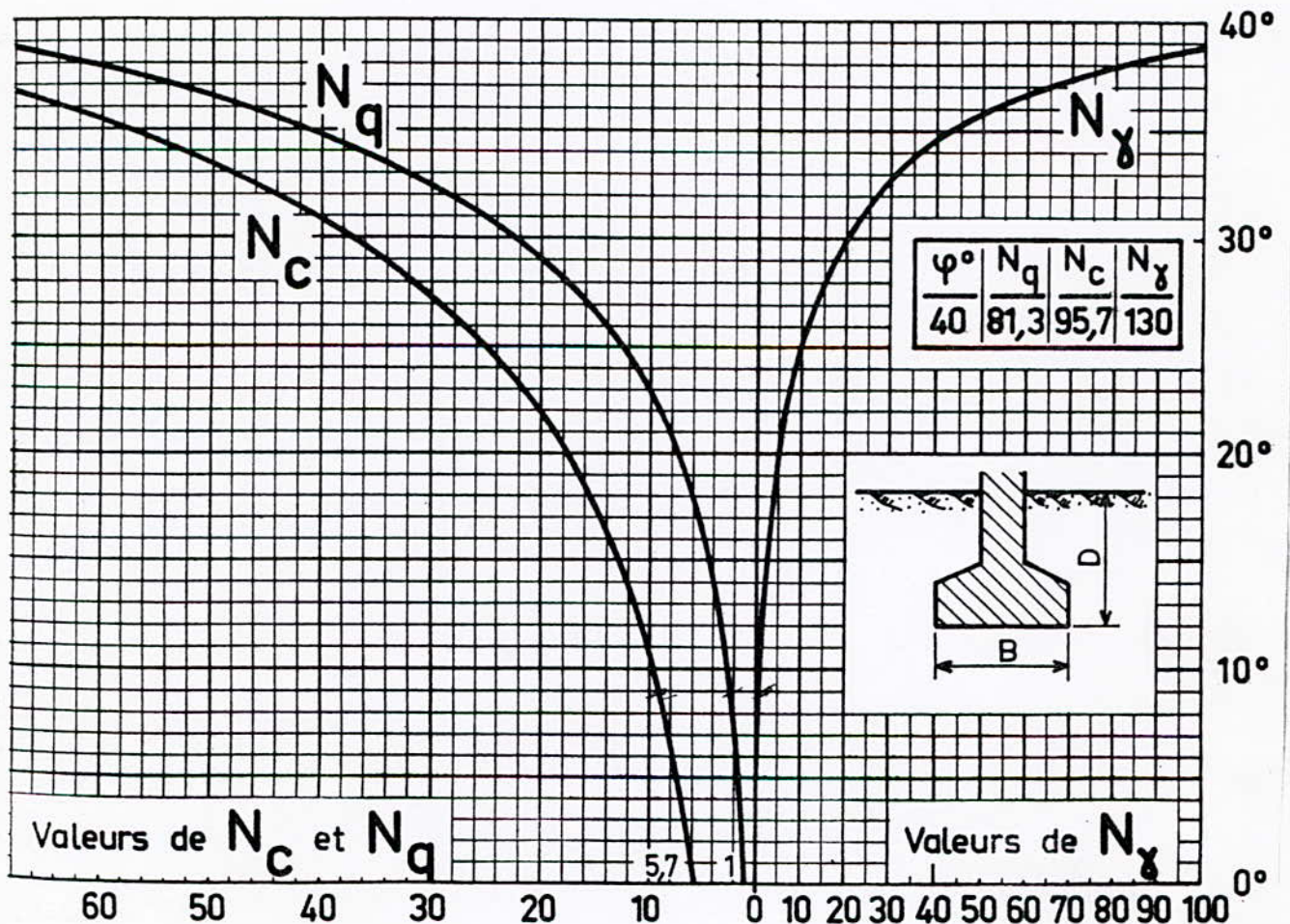
L'expérience a cependant légitimé l'extrapolation de la méthode des bielles à de tels cas.

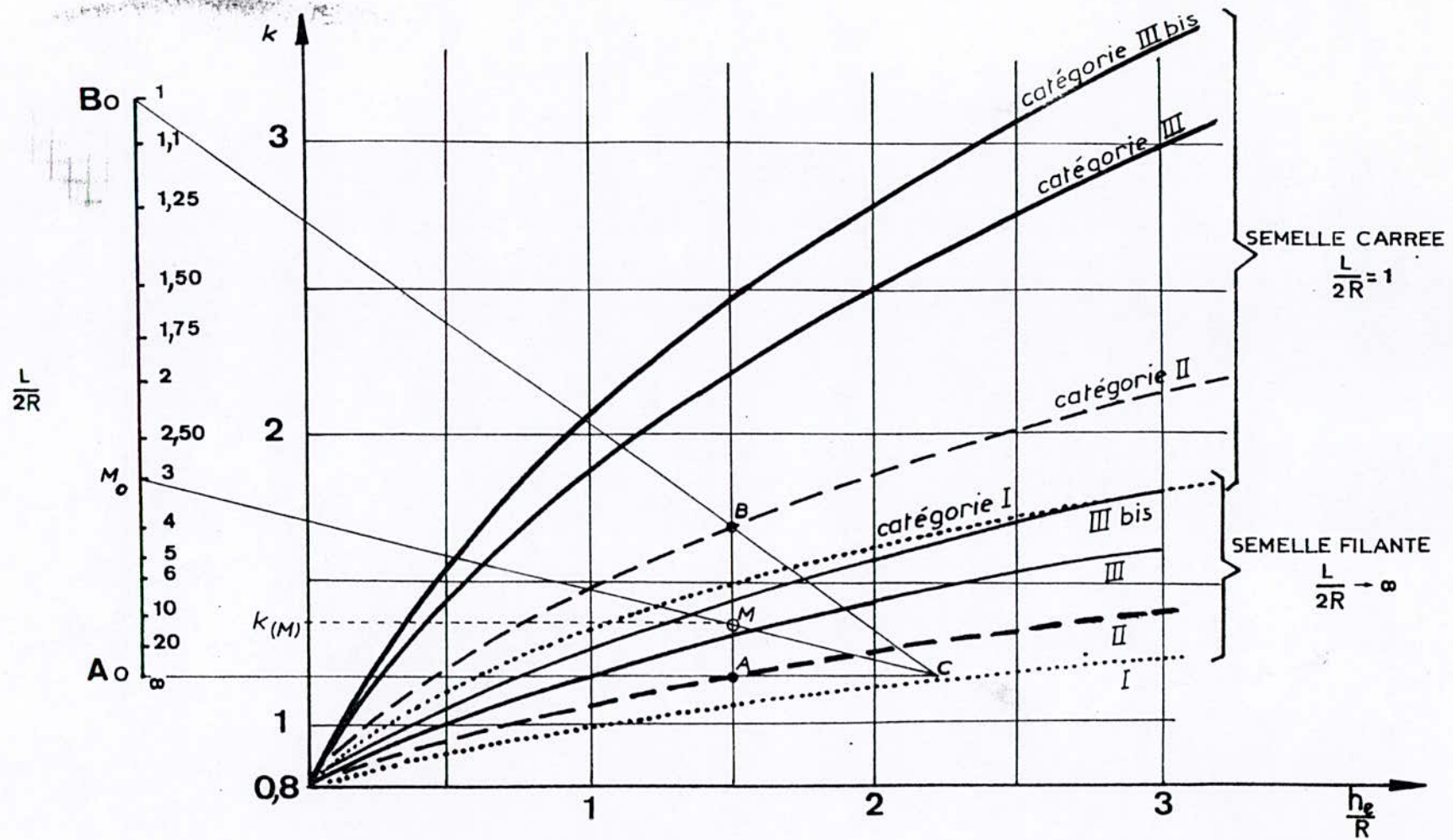
Tableau — Annexe 1

Coefficients des termes de portance pour les fondations superficielles horizontales chargées verticalement et reposant sur un milieu horizontal selon le document technique français unifié, D.T.U. 13-1.

φ°	N_c	N_q	N_γ	φ°	N_c	N_q	N_γ	φ°	N_c	N_q	N_γ
0	0	1	5,14	22	6,68	7,83	16,9	36	56,6	37,8	
5	0,2	1,56	6,47	23	7,73	8,66	18,1	37	67,0	42,9	
10	1,0	2,49	8,45	24	8,97	9,60	19,3	38	79,5	48,9	
11	1,20	2,71	8,80	25	10,4	10,7	20,7	39	94,7	56,0	
12	1,43	2,97	9,29	26	12,0	11,8	22,2	40	113,0	64,2	
13	1,69	3,26	9,80	27	13,9	13,2	24,0	41	133,0	73,9	
14	1,99	3,59	10,4	28	16,1	14,7	25,8	42	164,0	85,4	
15	2,33	3,94	11,0	29	18,8	16,4	27,9	43	199,0	99,0	
16	2,72	4,33	11,6	30	21,8	18,4	30,1	44	244,0	115,0	
17	3,14	4,77	12,3	31	25,5	20,6	32,7	45	297,0	135,0	
18	3,69	5,25	13,1	32	29,8	23,2	35,5	46	366,0	159,0	
19	4,29	5,80	13,9	33	34,8	26,1	38,7	47	455,0	187,0	
20	4,97	6,40	14,8	34	40,9	29,4	42,2	48	570,0	223,0	199,0
21	5,76	7,70	15,8	35	48,0	33,3	46,1	49	718,0	265,0	230,0
								50	914,0	319,0	267,0

Coefficients des termes de portance pour les fondations superficielles horizontales chargées verticalement et reposant sur un milieu horizontal (selon Terzaghi).





R : demie largeur de la fondation

— Abaque pour détermination du facteur de portance k des fondations superficielles.



CLIENT : SONATRACH
ETUDE : E/S BLOC REfectoire + BUREAU
LIEU : OUED - SMAR

DOSSIER N° : 21-94-0053
DATE : 22/02/1995

S O M M A I R E

- I- INTRODUCTION
- II- SITUATION ET NATURE DU PROJET
- III- CARACTERISTIQUES DU SITE
 - A) Aspect topographique
 - B) Contexte géologique
 - C) Sismicité de la région
- IV- RECONNAISSANCE IN SITU
 - A) Résultats
 - 1) Sondages carottés
 - 2) Pénétromètres statiques
- V- ESSAIS DE LABORATOIRE
 - A) Organisation des essais
 - B) Résultats
 - C) Interpétation
- VI- RECOMMANDATION ET CHOIX DU TYPE DE FONDATION
- VII- CONCLUSION

I-INTRODUCTION:

Suite à la lettre de commande datée du 03/10/1994 provenant de la SONATRACH *division exploration*, le laboratoire des travaux public du centre (L.T.P.C) a entrepris l'étude géotechnique d'un sol devant servir à la construction d'un bloc : cantine + bureaux (R+1).

II- SITUATION ET NATURE DU PROJET:

Le terrain d'étude se trouve à Oued Smar. Il est limité au NE par un hangar en cours de construction puis par l'E.N.S.P. la limite SE est matérialisée par un hangar déjà existant, puis par une route communale.

La surface totale du terrain est 1h 41a 18c avec une emprise de l'ouvrage au sol de 2504 m².

Ce projet consiste en la réalisation d'un (R+1): cantine + bureaux, les descentes de charges n'ont pas été communiqués par le client

III- CARACTERISTIQUES DU SITE:

A) Aspect topographique:

La visite de site effectuée par l'équipe du L.T.P.C. nous a permis de constater que le terrain est relativement plat et ne présente aucune anomalie topographique.

B) Contexte géologique:

Le site étudié se trouve à Oued Smar région qui fait partie de la vaste cuvette de la Mitidja.

Sur la carte géologique, feuille d'Alger cette zone est cartée "a¹ a²": anciens marécages.

Cette zone assez vaste, peut en fait comporter des sols très différents selon la position géographique. En général ces sols correspondent à des sédiments d'âge Quaternaire d'origine surtout alluviale où alternent argiles, argiles vaseuses et lentilles sablo-graveleuses .

En surface, sur une dizaine de mètres on trouve une prédominance limoneuse. En fait la couverture argilo-limoneuse est absente. elle est remplacée par endroits par une argile graveleuse.

C) Sismicité de la région:

On pourra se référer pour la détermination de la valeur de l'accélération sismique "A" à prendre en compte dans les calculs aux "Recommandations pour l'évaluation des charges sismiques" publiées dans le R.P.A (C.G.S Edition 89).

IV- RECONNAISSANCE IN-SITU:

Le programme de reconnaissance in-situ a consisté en:

* L'exécution de deux (02) sondages carottés de (20) mètres de profondeur chacun.

* La réalisation de dix (10) essais de pénétration au pénétromètre statique, poussés jusqu'à 20 de profondeur.

Le plan d'implantation des sondages carottés et des pénétromètres statique est donné en annexe .

A) Résultats de la reconnaissance in-situ:

1- Sondages carottés:

L'analyse des carottes de sondages a permis l'établissement des logs de sondages donnant la nature et la Lithologie des sols ainsi que leurs variations en profondeur, ces logs sont données en annexe.

Les sondages carottés réalisés révèlent un sous-sol essentiellement argileux marneux plastique parfois vaseux, représenté par la succession lithologique suivante:

Sondage n°1

0-1.5m	Argile graveuleuse à éléments sub-arrondis de nature schisteuse.
1.5-9.0m	Argile de couleur marron
9.0-14m	Argile vaseuse
14-20m	Argile marneuse

Sondage n°2

0-10m	Argile marneuse très plastique .
10-20m	Argile vaseuse

Les travaux de sondage ont montré un niveau d'eau situé à 2m de profondeur, pour le sondage S₁ et 1,38m pour S₂.

2- Pénétromètres statiques:

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des diagrammes qui montrent la variation de la résistance de pointe (Rp), du frottement latéral et du frottement total en fonction de la profondeur. Ces diagrammes sont donnés en Annexe.

Les pénétrogrammes des dix (10) essais de pénétration statiques effectués montrent un sol relativement homogène avec de faibles résistances Rp ne dépassant pas les 30 bars.

Ces pénétrogrammes permettent également de distinguer les couches du sous-sol suivant leur résistance, ainsi en surface existe une couche de grande résistance (entre 40 et 70 bars), mais de faible épaisseur ne dépassant pas 1.5m, cette couche correspond au remblai formé par l'argile graveleuse, elle est absente dans les pénétrogrammes N°7 et N°8.

Ce remblai est suivi en profondeur par une couche de résistance variable entre 4 et 20 bars allant au delà des 20m de profondeur.

Les tableaux ci-après donnent pour chaque pénétromètre la localisation des couches en profondeur avec la valeur de résistance de pointe correspondant à chacune d'elle.

Tableau récapitulatif:

STATION	PROFONDEUR (m)			Rp(moy) (bar)
1	0.0	-	1.0	30
	1.0	-	4.0	7
	4.0	-	10.0	14
	10.0	-	14.0	10
	14.0	-	20.0	7
2	0.0	-	1.0	40
	1.0	-	4.5	10
	4.5	-	7.0	17
	7.0	-	20.0	10
3	0.0	-	1.0	30
	1.0	-	10.0	10
	10.0	-	20.0	7
4	0.00	-	1.0	40
	1.0	-	4.0	8
	4.0	-	7.0	15
	7.0	-	20.0	9
5	0.00	-	1.0	30
	1.0	-	5	8
	5.00	-	10.0	13
	10.00	-	20.0	10
6	0.00	-	3.5	12
	3.5	-	6.0	16
	6.0	-	20.0	10
7	0.00	-	1.0	5
	1.0	-	6.5	15
	6.5	-	20.0	10
8	0.00	-	1.5	10
	1.5	-	8.5	15
	8.5	-	20.0	10
9	0.00	-	2.0	5
	2.0	-	3.0	10
	3.0	-	9.0	13
	9.0	-	20.0	10
10	0.00	-	1.0	30
	1.0	-	2.5	10
	2.5	-	11.5	7
	11.5	-	14.0	12
	14.0	-	20.0	10

V - ESSAIS DE LABORATOIRE

A) Organisation des essais:

Les essais de laboratoire ont été réalisés sur des échantillons intacts prélevés des sondages et ont comporté les essais suivants:

Essais d'identification:

- * Analyse granulométrique
- * Limites d'Atterberg
- * Mesure de la teneur en eau
- * Mesure de la densité sèche et humide.

Essais mécaniques:

- * Cisaillement au triaxial CU+U
- * Cisaillement rectiligne UU saturé
- * Essais de compressibilité à l'oedomètre.

B) Résultats des essais de laboratoire:

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés dans des tableaux récapitulatifs donnés ci-joint, les courbes et graphiques de tous les essais sont donnés en annexe.

C) Interpretation des essais de laboratoire

a) Essais d'identification

1- Granulométrie:

Les résultats de l'analyse granulométrique mettent en évidence le caractère essentiellement fin (Argileux, marneux) des sols du site, avec un pourcentage de passant à 0.08 mm important (supérieur à 50 %) pour tous les échantillons analysés.

2- Etat en place:

Les teneurs en eau naturelle mesurées varient dans l'intervalle ($22.02\% < W < 46.02\%$), les degrés de saturation correspondants ($90.14 < S_r < 100\%$), montrent que le sol est très mouillé à saturé.

3- Compacité

Les poids volumique secs obtenus montrent que le sol en place présente des compacités faibles à moyennes:
 $1.18 < d < 1.67t/m.$

4- Plasticité:

Les limites d'Atterberg ont donné les résultats suivants:

* Les valeurs de limite de liquidité (Wl) varient entre dans l'intervalle : $45.2\% < Wl < 78.9\%$.

* Les limites de plasticité (Wp) varient de $22.05 < Wp < 34.86$.

* Les indices de plasticité (Ip) calculés ont comme intervalle de variation : $22.25 < Ip < 48.93$ indiquant un sol à plasticité élevée. Les indices de consistance possèdent un domaine de variation compris entre $0.72 < Ic < 1.08$ correspondant à un sol ferme à consistant et cela pour tous les échantillons.

5- Activité

L'activité des argiles est donnée par la relation de SKEMPTON dite aussi coefficient d'activité de l'argile :

$$Ac = \frac{Ip}{\% < 2\mu}$$

Avec:

- Ac : Activité
- Ip : indice de plasticité
- % < 2 μ : pourcentage de particules inférieurs à 2 μ

Le coefficient d'activité permet l'identification du type d'argile d'où la possibilité d'estimer le potentiel de ces argiles à changer de volume suite à la variation de la teneur en eau.

Les valeurs ci-après du coefficient d'activité peuvent être retenues à titre d'ordre de grandeur:

- Kaolinite Ac = 0.33 - 0.46
- Illite Ac = 0.9
- Montmorillonite Ca Ac = 1.5
- Montmorillonite Na Ac = 1.5

En prenant ces valeurs comme référence, on peut dire que l'on est en présence d'un sol contenant surtout de la kaolinite, mis à part un seul échantillon localisé au niveau du sondage N°2 à une profondeur entre 9.2 et 9.8, pour lequel $Ac = 1.86$ ce qui le rapproche de la montmorillonite calcique.

Ces résultats permettent d'affirmer que ce sol présente une activité normale ce qui se traduit par un potentiel de gonflement normal peu dangereux pour les fondations.

b) Essais mécaniques

1- Compressibilité à l'œdomètre:

- Les valeurs des pressions de consolidation obtenues ($1.15 \text{ bars} < P_c < 2.8 \text{ bars}$) montrent que les sols en place sont surconsolidés.

- Les coefficients de compressibilité ($15.1 \% < C_c < 28.2$) correspondent à un sol moyennement compressible à assez compressible.

- les valeurs du coefficient de gonflement sont pour la plus part des échantillons inférieurs à 6.3, avec seulement 2 valeurs dépassant les 7%, 10% pour l'échantillon au niveau du sondage N°2 entre 4.7 et 5.2 m de profondeur, et 11.9% pour l'échantillon au niveau du sondage N°1 entre 7.5 et 8m de prondeur.

Ces valeurs confirment les résultats obtenues pour le coefficient d'activité et permettent de tirer la même conclusion c'est à dire que ce sol présente un potentiel de gonflement normal sans risque pour les ouvrages

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DU CENTRE

DOSSIER N° : 21.94.0053
ETUDE : BLOC REFECTOIRE + BUREAUX
LOCALISATION : OUED SMAR

sondage N° 01							
Profondeur(m).....		2.7	4.0	5.2	7.5	15.0	18.0
		2.9	4.5	5.6	8.0	15.30	18.5
Classification géotechnique		At	At	At	At	At	Ap-At
Teneur en eau naturelle : W%		22.02	27.67	26.42	35.35	46.02	30.32
Densité sèche : d (t/m ³)		1.67	1.56	1.57	1.40	1.18	1.48
Densité humide : h(t/m ³)		2.04	1.99	2.00	1.63	1.74	1.93
Poids spécifique S(t/m ³)							
Degre de saturation : Sr(%)		96.24	100	100	100	97.12	99.21
Granulométrie % de passant à :	2mm				97.9	97.1	
	80μ	98.9	99.0	99.3	97.2	95.7	98.8
	3μ	49.32	52.20	52.31	57.82	67.92	39.11
Limites d'ATTERBERG	Liquidite :WL	52.00	57.00	59.0	69.9	81.2	50.0
	Plasticite:IP	27.75	30.29	35.6	41.33	46.34	27.23
	Consistance:IC	1.08	0.96	0.91	0.83	0.76	0.72
Activité: Ac		0.56	0.58	0.68	0.71	0.68	0.70
Caractéristiques oedométriques	Pc (bars)	2.1	1.15	2.3	2.05		
	Cc (%)	17.3	15.1	16.5	28.0		
	Cg (%)	6.3	5.1	4.8	11.9		
Coefficient de perméabilité K (cm ² /g)							
Cisaillement	C (bars)	0.9		0.4			
	φ (degrés)	9		10°30			
Triaxial	C (bars)		1.25 1.25				
	φ (degrés)		11°30 13°				

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DU CENTRE

ANALYSE N° : 21.94.0053
 LIEU : BLOC REFECTION + BUREAUX
 LOCALISATION : OUED SMAR

sondage N° 02									
Profondeur(m).....		2.0 2.6	4.7 5.2	9.2 9.8	12.4 13.0	13.6 14.2			
Classification géotechnique		At	At	At	Ap	Ap			
Teneur en eau naturelle : W%		25.04	29.96	24.43	28.14	27.02			
Densité sèche : d (t/m ³)		1.60	1.46	1.56	1.52	1.52			
Densité humide : h(t/m ³)		2.01	1.90	1.94	2.814	2.702			
Poids spécifique S(t/m ³)									
Degré de saturation : Sr(%)		98.19	95.44	90.14	98.49	97.02			
Granulométrie % de passant à :	2mm								
	80µ	99.71	99.95	99.3	99.0	98.45			
	3µ	58.14	72.91	19.14	37.67	32.35			
Limites d'ATTERBERG	Liquidité : WL	56.9	79.9	59.9	47.3	45.9			
	Plasticité : IP	31.46	48.93	35.71	25.25	22.35			
	Consistance IC	1.01	0.67	1.86	0.67	0.69			
Activité : Ac		0.54	1.02	0.99	0.76	0.84			
Caractéristiques oedométriques	Fc (bars)	2.6	2.1						
	Cc (%)	15.5	28.2						
	Cg (%)	5.5	10.0						
Coefficient de perméabilité K (cm ² /g)									
Cisaillement	C (bars)		0.66						
	(degrés)		9°						
Triaxial	C (bars)	0.4 25°							
	(degrés)	0.4 35°							

VI- RECOMMANDATION ET CHOIX DU TYPE DE FONDATION:

A) Avertissement:

Le L.T.P.C n'est pas habilité par ses status à jouer le rôle de bureau d'étude, c'est-à-dire à interpréter et à utiliser les résultats de ses reconnaissances et essais pour déterminer directement lui même la nature et les dimensions des fondations des ouvrages à construire. Le présent avis n'est donné qu'à titre de conseil ou de recommandation.

B) Stabilité d'ensemble:

Le site étudié ne présente à priori aucun signe d'instabilité.

C) Mode de fondations:

Vu les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol ainsi que la nature des ouvrages à construire (R+1) nous recommandons au bureau d'étude, des fondations superficielles de type semelle carrée de largeur $B = 1.2$ mètres avec une profondeur d'ancrage de 2 mètres comptée à partir de la surface du terrain naturel.

D) Calcul de la contrainte admissible:

1- Pénétromètre statique:

L'estimation rapide de la contrainte admissible du sol peut être évaluée par les résultats des essais de pénétration statique, elle sera également évaluée par les essais de laboratoire.

D'après SANGLERAT pour les milieux cohérents ($R_p < 25$ bars), au voisinage de la surface et avec un cône deft :

la cohésion non drainée est donnée par la relation :

$$R_p/18 < C_u < R_p/15$$

R_p étant pris égal à 4 bar (valeur minimale) à une profondeur de 2m :

$$C_u = 0.24 \text{ bar}$$

La contrainte admissible sera évaluée par la formule suivante (préconisée par SANGLERAT pour les milieux purement cohérents):

$$Q_a = \gamma D + \frac{5.15 C}{F_s}$$

γ_h : Densité humide
 D : encastrement
 C : Cohésion
 Fs: Coefficient de sécurité (fs= 3)

Pour D = 2m
 $\gamma_h = 2.01 \text{ t/m}^3 = 0.2 \text{ bar}$
 $C_u = 0.24 \text{ bar}$

On trouve : $Q_a = 0.8 \text{ bar}$

Pour D = 3m

$Q_a = 1 \text{ bar}$

2- Essais de laboratoires:

On peut utiliser la formule générale préconisée par le document technique unifié (DTU) N°13-1, pour les fondations superficielles:

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{\int \gamma N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + C.N_c}{F_s}$$

avec $\int = \frac{B}{2(1 + B/L)}$

γ : Densité apparente du sol.
 D : Profondeur d'encreage.
 B, L : Dimensions de la semelle.
 Fs : Facteur de sécurité (Fs = 3).
 N_γ , N_q , N_c : Coefficients de portance.

Application Numerique:

En prendra les caractéristiques géotechniques moyennes suivantes pour le calcul de la contrainte admissible.

- * Angle de frottement interne: $\varphi_u = 9^\circ$
- * Cohesion non drainée : $C_u = 0.66 \text{ bar}$
- * Densité apparente : $\gamma_h = 2.06 \text{ T/m}$

1): Pour un angle de frottement de 9° on trouve (DTU 13-

$N = 0$; $N_q = 11.8$; $N_c = 6.47$

Avec une profondeur d'ancrage de 2m et une semelle carrée de 1.2m de largeur, on trouve une contrainte admissible de 1.9 bars.

$q_{adm} = 1.9 \text{ bars}$

E) Stabilité aux tassements:

1- Pénétromètre statique:

Le calcul des tassements se fera par la méthode du pénétromètre statique en utilisant la formule suivante :

$$\Delta H_i = H_i \frac{\Delta \sigma}{\alpha R_p}$$

Avec :

H_i : Epaisseur de la couche i

$\Delta \sigma$: Accroissement de la contrainte au milieu de la couche i

R_p : Résistance à l'enfoncement de la pointe du pénétromètre

α : Coefficient dépendant de la nature du sol

L'identification visuelle ainsi que les résultats des essais de laboratoire ont permis de classer l'argile existante dans le sol du site comme une argile très plastique de ce fait le coefficient α sera choisi dans l'intervalle $2.5 < \alpha < 5$ la valeur que l'on prendra sera $\alpha = 3$.

Pour une semelle carrée isolée de largeur $B = 1.2$ m et une contrainte de service égale à 0.8 bar les valeurs des tassements obtenues sont admissibles et varient entre 2.77 et 5.2 cm, et sont donnés pour chaque pénétromètre dans le tableau ci-joint notez que la valeur de la densité apparente utilisée est une valeur moyenne et vaut γ_h (moy) = 2.06 T/m³.

PE N°	PROF COU	Rp	Z	Z/B	α	β_0	Δ	σ_f	H
1	2 - 3 m	14	0.5	0.41	0.8	0.1	0.64	0.74	1.76
	3 - 4 m	14	1.5	1.25	0.25	0.31	0.2	0.51	1.21
2	2 - 3 m	10	0.5	0.41	0.8	0.1	0.64	0.74	2.46
	3 - 4 m	10	1.5	1.25	0.25	0.31	0.2	0.51	1.7
3	2 - 3 m	10	0.5	0.41	0.8	0.1	0.64	0.74	2.46
	3 - 4 m	10	1.5	1.25	0.25	0.31	0.2	0.51	1.7
4	2 - 3 m	8	0.5	0.41	0.8	0.1	0.64	0.74	3.1
	3 - 4 m	8	1.5	1.25	0.25	0.31	0.2	0.51	2.12
5	2 - 3 m	6	0.5	0.41	0.8	0.1	0.64	0.74	3.1
	3 - 4 m	8	1.5	1.25	0.25	0.31	0.2	0.51	2.12
6	2 - 3.5m	12	0.75	0.62	0.55	0.15	0.44	0.59	1.63
	3.5-4.5m	16	2	1.66	0.2	0.41	0.16	0.57	1.18
7	2 - 3 m	15	0.5	0.41	0.8	0.1	0.64	0.74	1.64
	3 - 4 m	15	1.5	1.25	0.25	0.31	0.2	0.51	1.13
8	2 - 3 m	15	0.5	0.41	0.8	0.1	0.64	0.74	1.64
	3 - 4 m	15	1.5	1.25	0.25	0.31	0.2	0.51	1.13
9	2 - 3 m	10	0.5	0.41	0.8	0.1	0.04	0.74	2.46
	3 - 4 m	13	1.5	1.25	0.25	0.31	0.2	0.51	1.3
10	2 - 2.5m	10	0.25	0.2	0.9	0.05	0.72	0.77	1.28
	2.5 - 4m	7	1.25	1.04	0.32	0.25	0.25	0.5	2.5

PE N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TASS	3 cm	4.16	4.16	5.2	5.2	3 cm	2.77	2.77	3.76	3.78

2- Essais de laboratoire:

Avec une contrainte de 0.8 bars, pour une semelle carrée de 1.2 mètres de largeur, les contraintes finales engendrées dans le sous-sol sont inférieures aux pressions de consolidation du sol dans ce cas les tassements s'il ya lieu seront minimes.

VII - CONCLUSION:

La présente étude conclue en la possibilité de construire le bloc refectoire + bureaux à Oued Smar sur le site étudié.

Nous recommandons au bureau d'études des fondations superficielles type semelles carrées avec une profondeur d'ancastrement de 2 mètres à partir de la surface du terrain naturel.

Pour le calcul des fondations, nous donnons une contrainte admissible du sol de 0.8 bar; avec cette contrainte la stabilité du sol vis à vis de la rupture et des tassements sera assurée.

Il appartient au bureau d'études de dimensionner les ouvrages à partir des descentes de charges qui sont à sa disposition.

Le L.T.P.C vous rappelle qu'il se tient à votre disposition pour toute information complémentaire.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

A. OUTALEB

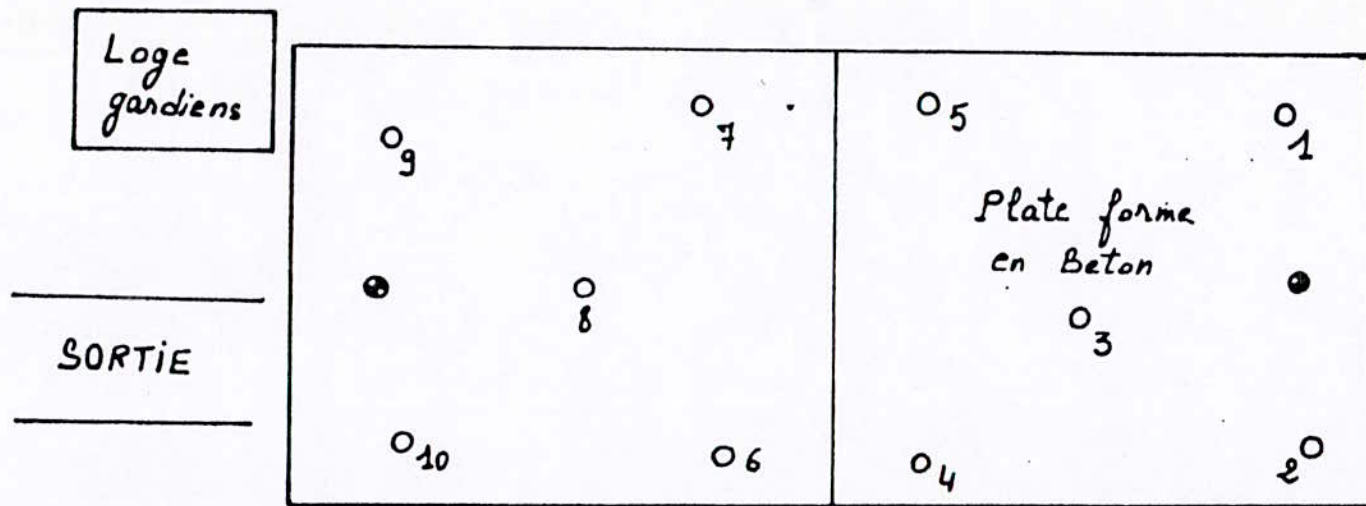


*Le Chef de Dépt.
Sols et Fondations*



Mme. F. DEBICHE

Complément du Rapport



O : Pénétromètre Dynamique
● : Sondage carotté



PLAN SCHEMATIQUE D'IMPLANTATION
DES SONDAGES

CHANTIER:

date:

Réf. dossier:

appareil:

Sondag N° 0 1

PRECISION :

10 m
100 m
1000 m

X = Z = m

Y =

INCL:

Echelle		Ø et type d'outil type		Carottage nature - prélèvement (I intact, P paraffine)		niveau eau	perte	(OBS)	DESCRIPTION	E T A G E	Observations (boue, à sec etc)
en. m.				%							
Cote (m)	Prof. (m)	Substrat	Ball.	0	25	50	75	100			
									Argile gravelleuse		
										0.5	
									Argile marneuse plastique de couleur marron bien récupérée sous forme de carottes		QUATERNAIRE
										2.3	
										2.9	
										4.0	
										4.5	
										5.2	
										5.6	
										6.5	
										6.8	
										7.5	
										8.0	
									Argile noirâtre très Plastique		
										9.0	
										14	
									Argile marneuse bien récupérée en carottes		
										15.0	
										15.3	
										18.0	
										18.5	
										20	

ETABLI par

(m)

CHANTIER:

date:

Réf. dossier:

appareil:

Sondage N° 0 2

PRECISION :



X = Z = m
 Y =

INCL:

Echelle en m.		Biel type d'aubliage		Carottage nature - prélèvement (I intact, P paraffiné) %		niveau eau	Cours	DESCRIPTION	E T A G E	Observations (boue, à sec etc)
Cote (m.)	Prof (m.)	Substratum	Ball	0	25					
						2.0				
						2.6				
						3.5				
						4.0				
						4.7				
						5.2				
5						6.4				
						7.0				
						9.8				
						9.8				
10						12.4				
						13.0				
						13.6				
						14.2				
15						16.6				
						17.0				
						17.4				
						17.6				
20										

Argile marneuse de couleur marron très plastique

Quaternaire

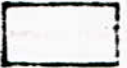
Argile noirâtre très plastique Bien récupérée sous forme de carottes

ETABLI par

20 (m)

L.T.P.C

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA



Dossier 21/94/D053

Localisation OUED SMAR

Numero PE: 01

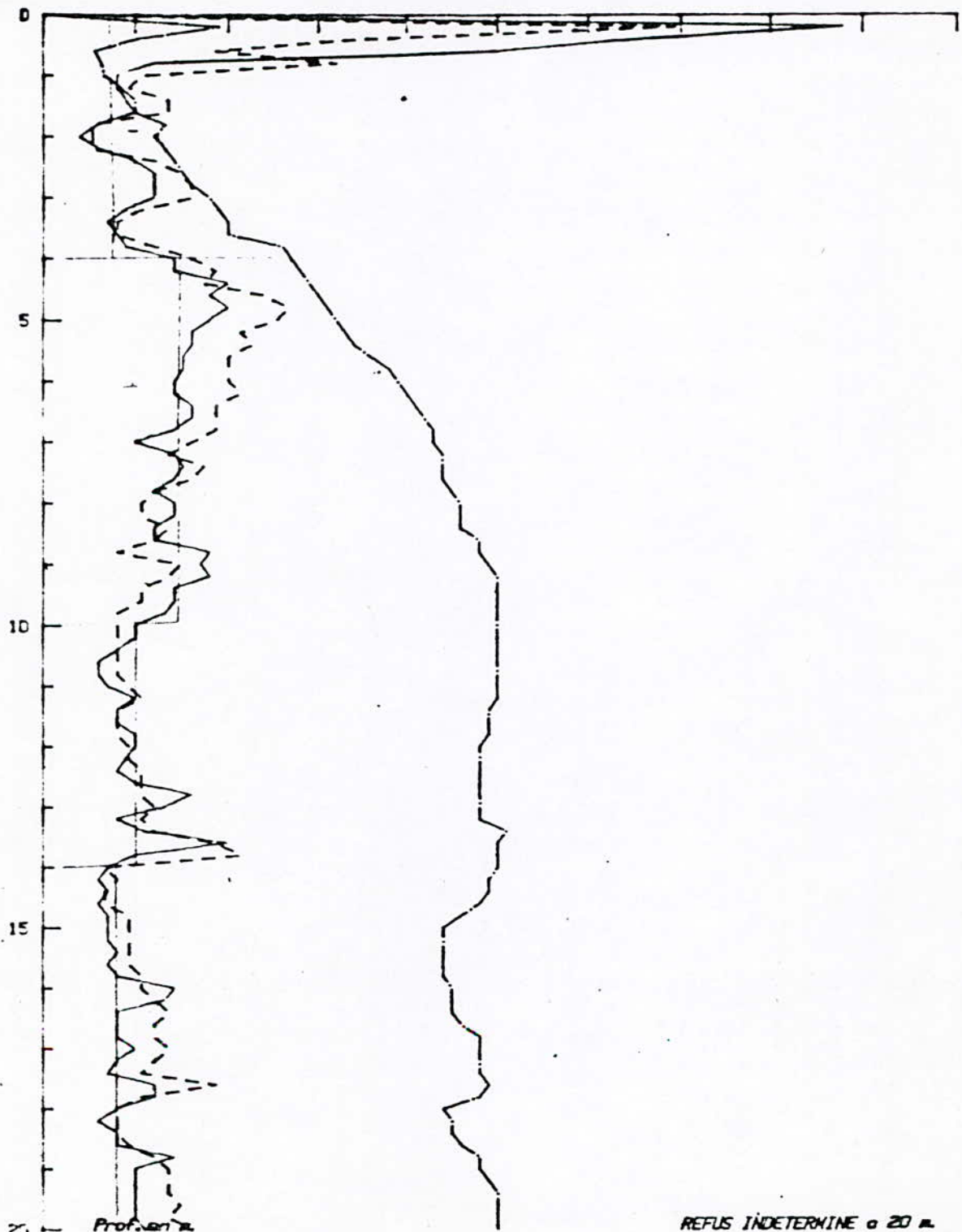
Etude

Client SONATRACH

Ouvrage

Date essai

TDT	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	Kg
FL	.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	bars
RF.	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	bars

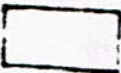


Profondeur

REFUS INDETERMINE a 20 m.

L.T.P.C

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA



Dossier 21/94/D053

Localisation OUEDSMAR

Etude

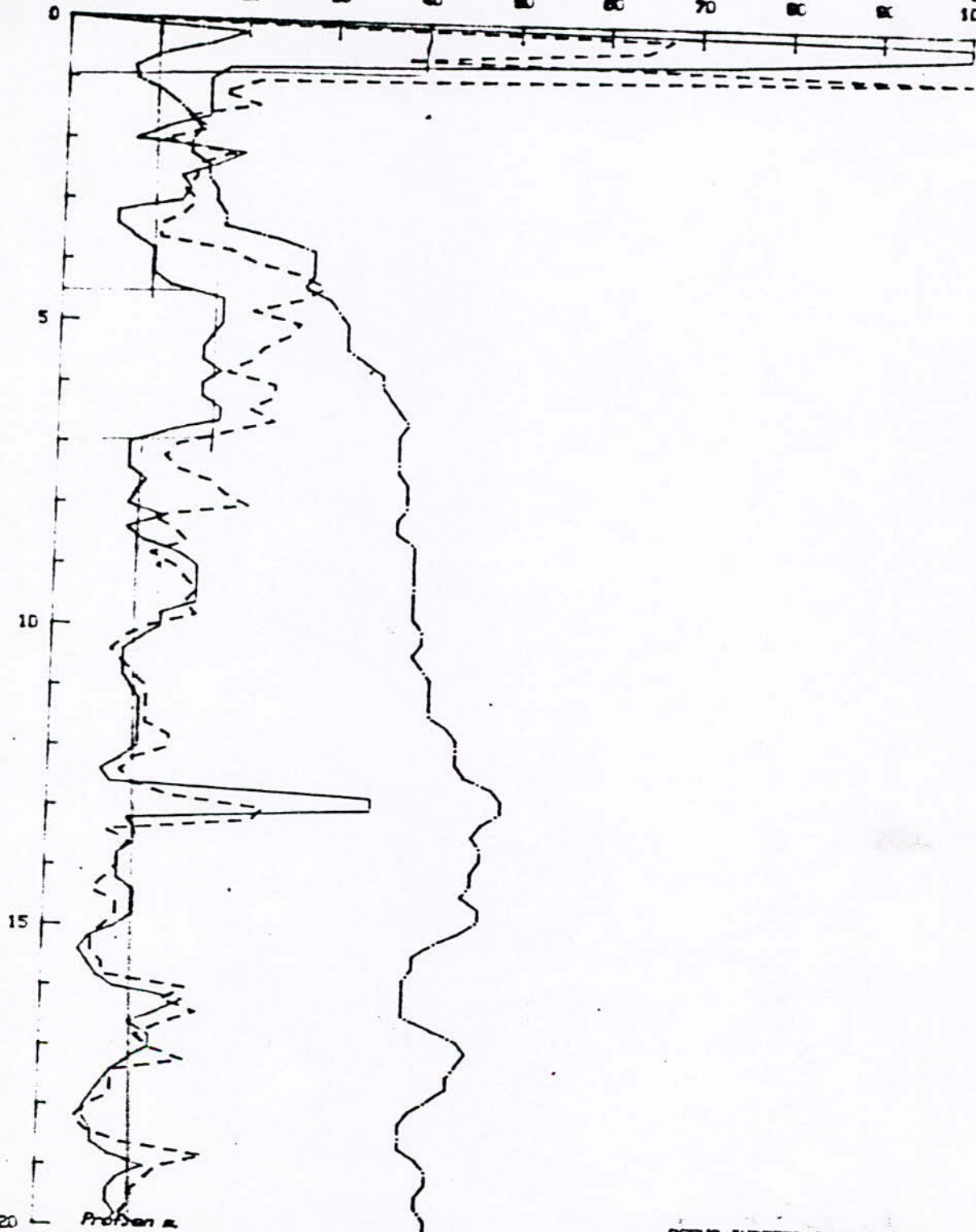
Client SONATRACH

Duvrage

Date essai

Numero PE: 02

TOT	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	Kg
FL	.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	bars
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	bars



20

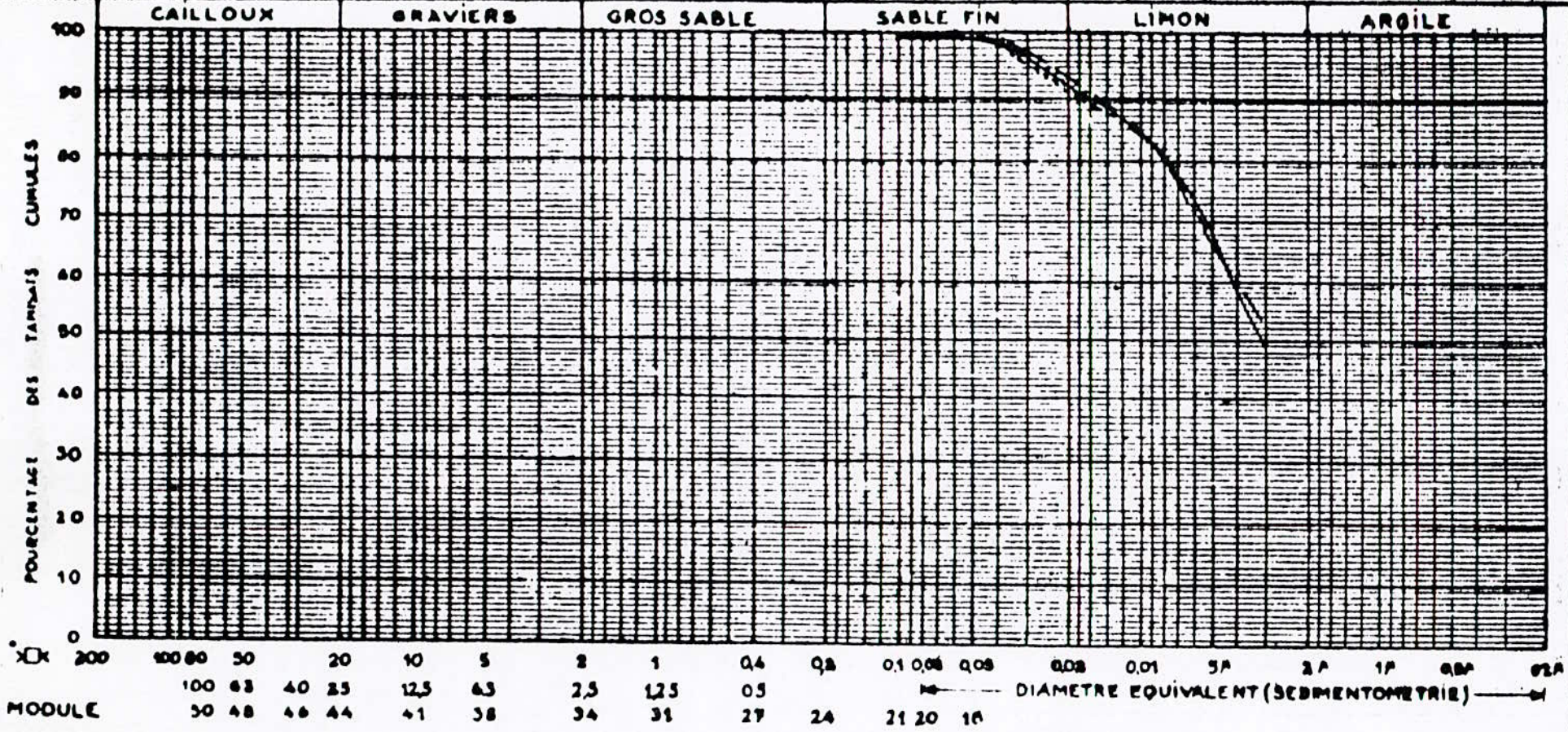
Profondeur m.

REFUS INDETERMINE a 20 m.

DÉSIGNATION DES ÉCHANTILLONS { N° 1 - Profi 2,70 / 2,90
 N° 2 - 1 - 3 4,00 / 4,50
 N° 3 - 1 - 3 5,20 / 5,60

DOSSIER

36 et 37 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



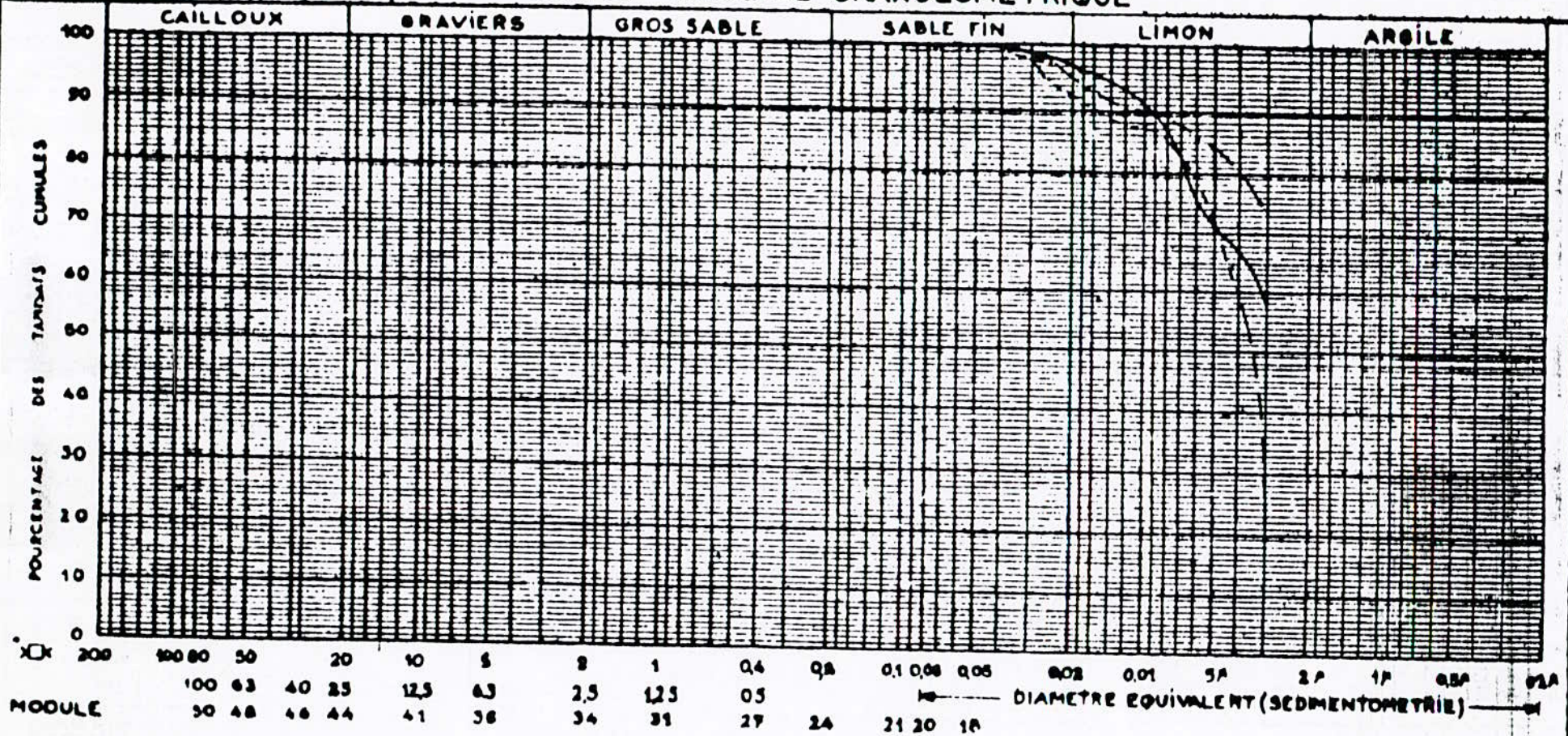
	% < 80µ	3.8 LIMITES D'ATTERBERG			5.20 E 5
		W.L.	W.P.	W.R.	
Ech. _____					
Ech. _____					
Ech. _____					

DÉSIGNATION
DES
ÉCHANTILLONS

----- N° 5ge N° 2 - Prof: 2.00/2.60
 ----- N° 5ge N° 2 - Prof: 4.70/5.20
 ----- N° N° 2 - Prof: 9.20/9.80

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S.B			S.20
		LIMITES D'ATTERBERG			
	< 80µ	W.L.	W.P.	W.R.	E.S
Ech.					
Ech.					
Ech.					

L. T. P. C

CISAILLEMENT RECTILIGNE : UU. SAT

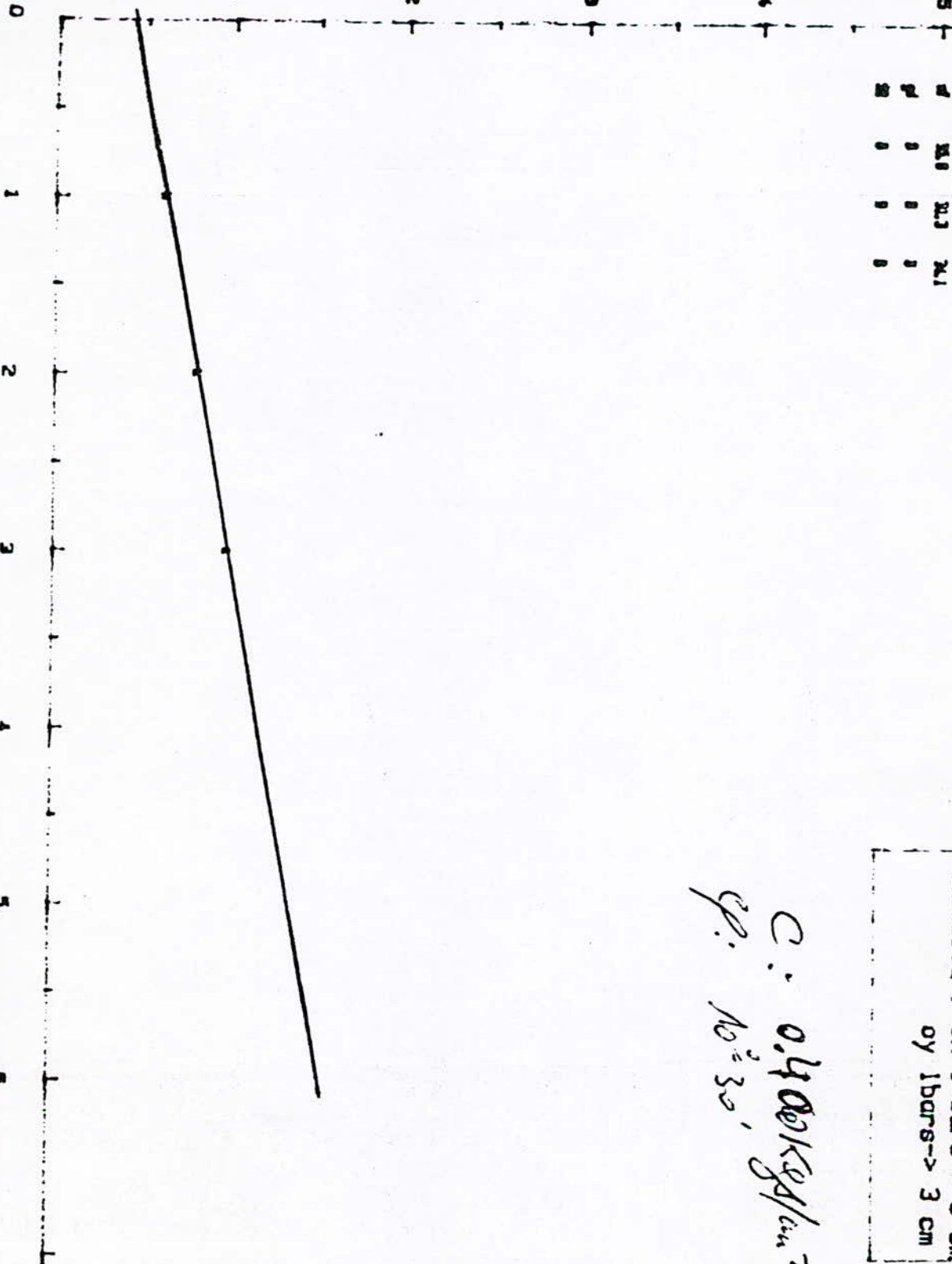
Dossier No: 81.94.0053

Sondage No: 1

Localisation : DUEO SMAR

Contrainte tangentielle (en bars)

Site	1	2	3
M.1	M.2	M.1	M.1
M.3	M.3	M.3	M.1
M.4	M.4	M.4	M.1
M.5	M.5	M.5	M.1



Profondeur : 7.5-8.00
 Echelle : ox 1 bars -> 3 cm
 oy 1bars -> 3 cm

C : 0.400 kg/cm²
φ : 10° 30'

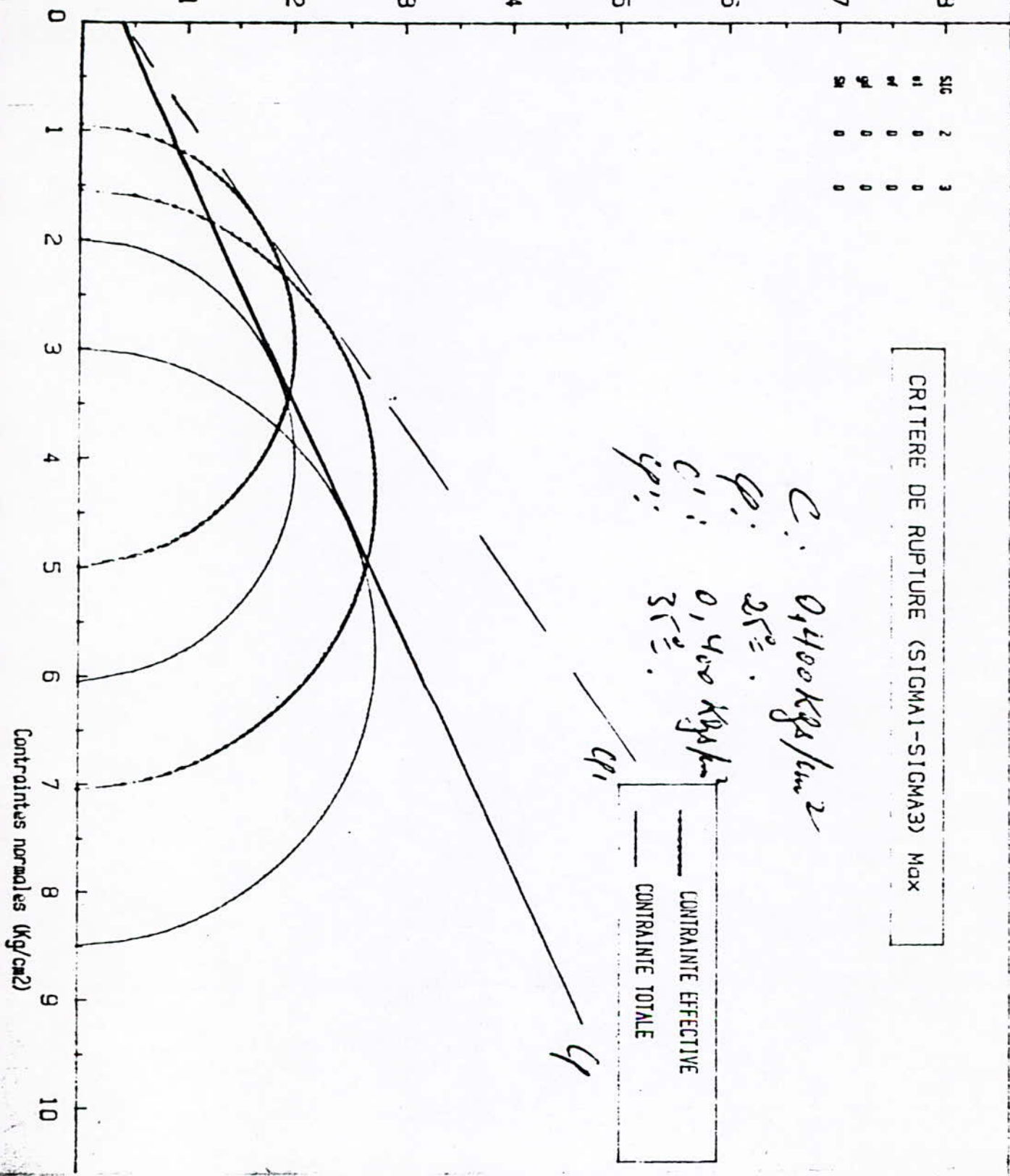
5 Contrainte normale (en bars)

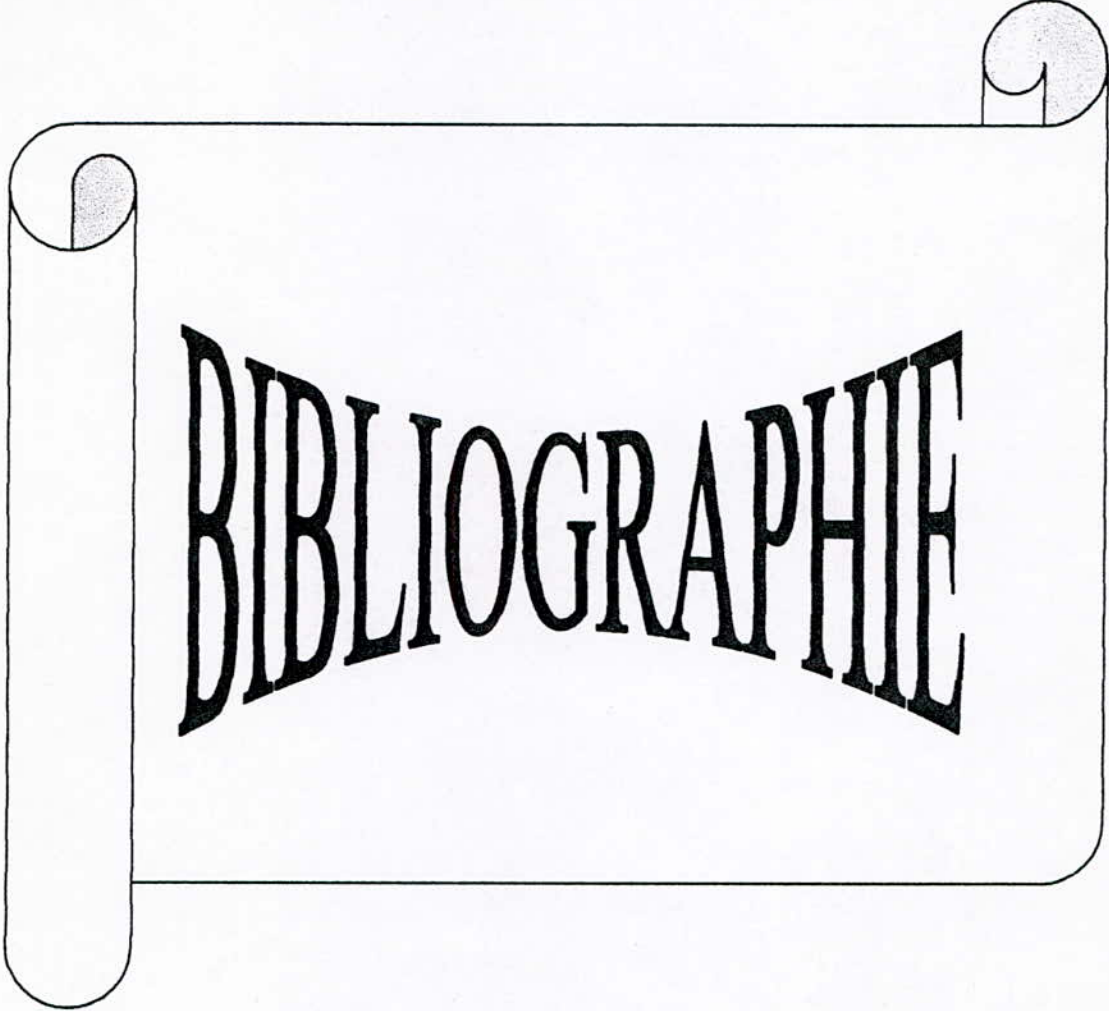
L. T. P. C

ESSAI TRIAXIAL : CU+U

Dossier No: 91-94-0053
Sondage No: 02
Profondeur : 2.00-2.60
Localisation: DUEB-SMAR

Contraintes de cisaillement (kg/cm²)





BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **DTR.BC.2.32** : " Méthode de sondages et d'essai des sols ", Alger, 1992.
- [2] **DTR.BC.2.331** : " Règles de calcul des fondations superficielles ", Alger, 1992.
- [3] **DTU 13.1** ; " Règles pour le calcul des fondations superficielles ", France, 1968.
- [4] **Brown.R.W** ; " Practical foundation engineering handbook ", éd McGraw-Hill, 1996.
- [5] **Charon.Pg** ; " BAEL.83, (cours+exercices) ", éd Eyrolles, Paris, 1985.
- [6] **Filliat.G** ; " La pratique des sols et fondations ", éd Moniteur, Paris, 1981.
- [7] **Philipponnat.G** ; " Fondations et ouvrages en terre ", éd Eyrolles, Paris, 1979.
" Maitrise du BAEL.91 ", éd
- [8] **Fuentes.A** ; " Calcul pratique des ossatures en béton armé ", éd Eyrolles, Paris, 19
- [9] **Lambe,T.W & Whitman,R.V** ; " Soil mechanics ", éd John wiley & sons ; New yourk, 1969.
- [10] **Bowles,J.E** ; " Foundation analysis and design ", éd Mc Graw-Hill, New York, 1977.
- [11] **Gurrin.A** ; " Traité de béton armé ", (Tome III - Les fondations), éd Dunod, Paris, 1967.
- [12] **Cassan.M** ; " Les essais in situ en mécanique des sols ", T1 et T2, éd Eyrolles, Paris, 1978.
- [13] **Leonards.G.A** ; " Les fondations ", éd Dunod, Paris, 1968.
- [14] **Costet.J & Sanglerat.G** ; " Cours pratique de mécanique des sols ", T1 et T2, éd Dunod, Paris, 1983.
- [15] **Giroud.J.P** ; " Tables pour le calcul des fondations T1, T2, T3 ", éd Dunod, Paris, 1973.
- [16] **Techniques de l'Ingénieur** ; « C2314 et C246 », Paris 1996.
- [17] **LTPC** ; « Les rapports des exemples », Alger.

[18] Delannoy C. ;Programmer en turbo pascal 7.0“ , éd Berti.

[19] Aho.A ; “ algorithme et structures de données“ , éd InetrEdions, Paris, 1989.

[20] Rosenbaum ;“ Turbo Pascal 6.0 “ , Paris, 1990.

المراجع العربية:

- محمد عمر العشو : مبادئ ميكانيك التربة، الموصل، العراق، ١٩٨٥.
تسيتوفسيج : ميكانيك التربة، مير، موسكو، ١٩٧٩.
(ترجمة د: داوود سليمان المنير - سوريا)
تسيتوفسيج : القواعد والأساسات، مير، موسكو، ١٩٧٩.
(ترجمة د: داوود سليمان المنير - سوريا)

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL**

PROJET DE FIN D'ETUDES

En Vue de l'obtention du Diplôme

D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL

Thème :

**ELABORATION
D'UN LOGICIEL DE CALCUL
DES FONDATIONS
SUPERFICIELLES**

Présenté par :

Khalil BRAHIMI
Abdellah BOUDINA

Dirigé par :

Mr R. BAILOUD

**PROMOTION
JUILLET 1997**