

وزارة الجامعات والبحث العلمي
Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

الدراسة الوطنية لتسليمه التفتان
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE GEOTECHNIQUE
D'UN SITE ASSIETTE ASSUJETTE
A UN OUVRAGE D'ART

Préparé par :

L.T.P.C

Dirigé par :

M. MESSAFER

Révisé par :

MM. SADEL :

M. HAMCHAOU

PROMOTION

1992

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE GEOTECHNIQUE
D'UN SITE ASSIETTE ASSUJETTI
A UN OUVRAGE D'ART

Proposé par :

L.T.P.C

Dirigé par :

Mr.MESSAFER

Etudié par :

MM. SADEL

M.HAMCHAoui

PROMOTION

JUILLET 1992

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEDICACES

A mon père, ma mère et mon frère.

A ma grand mère.

A la mémoire de mon grand père.

A toute ma famille.

A tous mes amis.

SAMY.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEDICACES

A mes parents

Mohamed.

REMERCIEMENTS

Nous remercions toutes les personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce travail .

En particulier :

Nos chers parents pour leurs sacrifices ; que dieu vous garde.

Monsieur T.MESSAFER , notre promoteur pour son aide précieuse et sa patience .

Monsieur R.BOUTEMEUR , notre président de jury .

Monsieur S.BELKACEMI , notre examinateur ainsi que tous les membres du jury .

Nous tenons à remercier personnellement :

Mon oncle K.ABDELAZIZ.

Et Messieurs,

EL HADI MATI, MOHAMED HELAL, AMINE KARA, BELKACEM HOUARI, NACER TAIRI pour leur présence à nos cotés dans les moments difficiles.

Sans oublier HAKIM BELALOUI et FARID BEKHTI.

A tout nos chers(es) amis(es), nos vifs remerciements .

TABLE DES MATIERES

I. INTRODUCTION	1
II. CARACTERISTIQUES DU SITE	3
0. NATURE DU PROJET	3
1. CARACTERISTIQUES DU SITE	3
1.1. Topographie	3
1.2. Contexte géologique	3
III. CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE	5
1. PREAMBULE	5
2. NATURE DE LA RECONNAISSANCE	6
2.1. Fiches d'identifications	7
2.1.1. Fiche d'identification 1	7
2.1.2. Fiche d'identification 2	8
2.1.3. Fiche d'identification 3	9
2.1.4. Fiche d'identification 4	10
2.1.5. Fiche d'identification 5	11
2.2.6. Fiche d'identification 6	12
2.2.7. Fiche d'identification 7	13
3. RENSEIGNEMENTS APPORTES PAR LES ESSAIS DE LABORATOIRE... 15	15
3.1. Observations	15
3.2. Essais physiques	15
3.3. Essais mécaniques	17
4. RENSEIGNEMENTS APPORTES PAR LE PENETROMETRE STATIQUE ... 18	18
5. PROFIL GEOTECHNIQUE	20
5.1. Fondation en milieu stratifié	21
5.2. Niveau de la nappe phréatique	23
IV. DESCENTE DE CHARGES	34
1. EFFORTS VERTICAUX	35
1.1. Charges permanentes	35
2. EFFORTS HORIZONTAUX.....	43
3. MOMENT AU POINT DE L'appui	44

V. FONDATIONS SUPERFICIELLES	48
1. CALCUL A PARTIR DU PENETROMETRE STATIQUE	48
1.1. Méthode de calcul	48
1.1.1. Capacité portante	48
1.1.2. Evolution des tassements	50
1.2. Applications	51
1.2.1. Fondation sur couche d'argile	51
1.2.2. Fondation sur l'horizon de galets	55
2. CALCUL A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE	57
2.1. Méthode de calcul	57
2.1.1 Capacité portante	57
2.1.2. Tassement	59
2.1.2.1 Rappels théoriques	59
2.1.2.2. Calcul de tassement initial	60
2.2 Applications	61
2.2.1. Etude de la semelle de fondation sous culée (coté MILA)	61
2.2.2. Etude des semelles sous piles	62
2.2.3. Conclusion	63
VI. FONDATIONS PROFONDES	64
1. INTRODUCTION	64
2. ESSAI IN SITU	64
3. METHODE DE CALCUL AU PENETROMETRE STATIQUE	64
3.1. Charge minimale	65
4. ANALYSE DES PENETROGRAMMES	66
5. METHODE PRATIQUE DE CALCUL	68
5.1. Formule générale	68
5.1.1 Résistance de pointe	68
5.1.2 Profondeur d'ancrage	69
5.1.3 Frottement latéral	69
6. CACUL DES PIEUX POUR LE PONT	70
6.1 Données générales	70
6.2 Pieux ancrés dans la couche d'argile	71
6.3 Pieux ancrés dans la couche de galets	72
CONCLUSION	75
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXES	

SOMMAIRE

DEDICACES

REMERCIEMENTS

I- INTRODUCTION

II- CARACTERISTIQUES DU SITE

III- CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE

IV- DESCENTE DE CHARGES

V- FONDATIONS SUPERFICIELLES

VI- FONDATIONS PROFONDES

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

INTRODUCTION :

A travers les âges, les constructeurs et les projeteurs ont admis la nécessité d'établir des fondations solides, conscients que les constructions résisteraient mieux aux forces de la nature si elles étaient fondées sur le rocher.

Les premiers batisseurs jugèrent l'importance d'une fondation à la tenue de l'ensemble de l'édifice .

Dans son sens le plus strict , la fondation est l'élément qui sert de support à l'ouvrage et à ses charges : elle comprend la couche superficielle de l'écorce terrestre et la partie de l'édifice destinée à reporter les efforts sur le sol .

La technique des fondations concerne donc simultanément deux problèmes :

- L'importance des charges qui seront transmises au terrain.
- L'évaluation de la capacité portante du sol .

Très souvent , c'est le premier aspect du problème qui est envisagé ; il peut en résulter des désordres , car l'aptitude d'une fondation à servir de support est limitée par les caractéristiques du terrain sous-jacent. Ce dernier point ne peut être éclairci que par une reconnaissance géotechnique qui permettra de prévoir, avec une bonne approximation les réactions du sous sol.

Une analyse de stabilité, si compliquée et exacte soit elle, n'a aucune utilité pour un projet si elle se fonde sur une estimation erronée de la résistance de cisaillement du sol. Il est à peine exagéré de dire que les erreurs résultant d'une mauvaise estimation du comportement du sol sont bien plus graves, dans la plupart des cas, que celle résultant de l'utilisation des théories très sommaires encore utilisées en mécanique des sols.

types d'erreurs qui peuvent affecter l'estimation de la résistance au cisaillement

En réalité, l'étude des particularités s'échelonne de la phase de reconnaissance préliminaire jusqu'à achèvement de l'ouvrage, puisque elle vise aussi bien à résoudre les problèmes qui se posent sans ambiguïté dès un premier examen, que ceux qui n'apparaîtront qu'à la faveur du déroulement des travaux.

On distingue deux catégories de fondations : superficielles et profondes.

Les premières sont placées immédiatement, sur la partie la plus basse de l'ouvrage qu'elles supportent, les secondes peuvent être placées beaucoup plus bas. Naturellement aucune ligne de séparation précise n'existe entre les deux classes et l'on passe progressivement de l'une à l'autre.

En effet, d'après les résultats de la campagne de reconnaissance, nous déciderons du mode de fondation qui nous semble le plus adéquat. On envisagera en premier lieu la solution de fondation superficielle de type semelle isolée avec un encastrement convenable à partir du terrain naturel. Cette solution devra être testée vis à vis des critères de vérification : le non poinçonnement et un tassement admissible.

Dans le cas où le test se révèlera négatif on passera à la solution de fondation profonde. Evidemment, pour pouvoir mener tous les calculs que cela implique, nous aurons à établir une descente de charges (dans notre cas à partir du modèle de pont fourni par les plans de l'E.N.G.O.A.).

CHAPITRE 2

CARACTERISTIQUE DU SITE

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES DU SITE

II.0. NATURE DU PROJET :

Le projet en question est un pont à plusieurs travées isostatiques à poutres précontraintes .

Ce pont va remplacer le remblai prévu initialement derrière la culée du côté de MILA du viaduc qui va traverser Oued RHUMEL.

La portée de ce pont est de 335 m , la longueur moyenne des poutres est de 33.5 m .

II.1. CARACTERISTIQUES DU SITE :

II.1.1. TOPOGRAPHIE :

Le site à étudier est situé à quelques kilomètres de la ville de MILA sur la route liant MILA à GRAREM .

Les coordonnées approximatives du terrain sont :

$$X = 362.75$$

$$Y = 822.4$$

$$Z = 191.674 \text{ à } 198.898$$

*relatifs
à l'axe 1.*

La topographie du site présente une légère pente (3 à 5 degrés).

II.2. CONTEXTE GEOLOGIQUE :

D'après la carte géologique de SIDI-DRISS au 1/50.000 (feuille N°51) , le site est formé essentiellement des formations sédimentaires du quaternaire et du tertiaire essentiellement eocènes et miocènes .

Deux formations essentielles dominent la géologie régionale :

-Les argiles et grés de SMENDOU (m2b) qui , occupent la majeure partie du terrain .

-Les grés et poudingues du Oued MILA (m2b) reposant sur les formations précédentes en s'étirant d'Est en Ouest le long de la vallée de Oued RHUMEL et de Oued MILA .

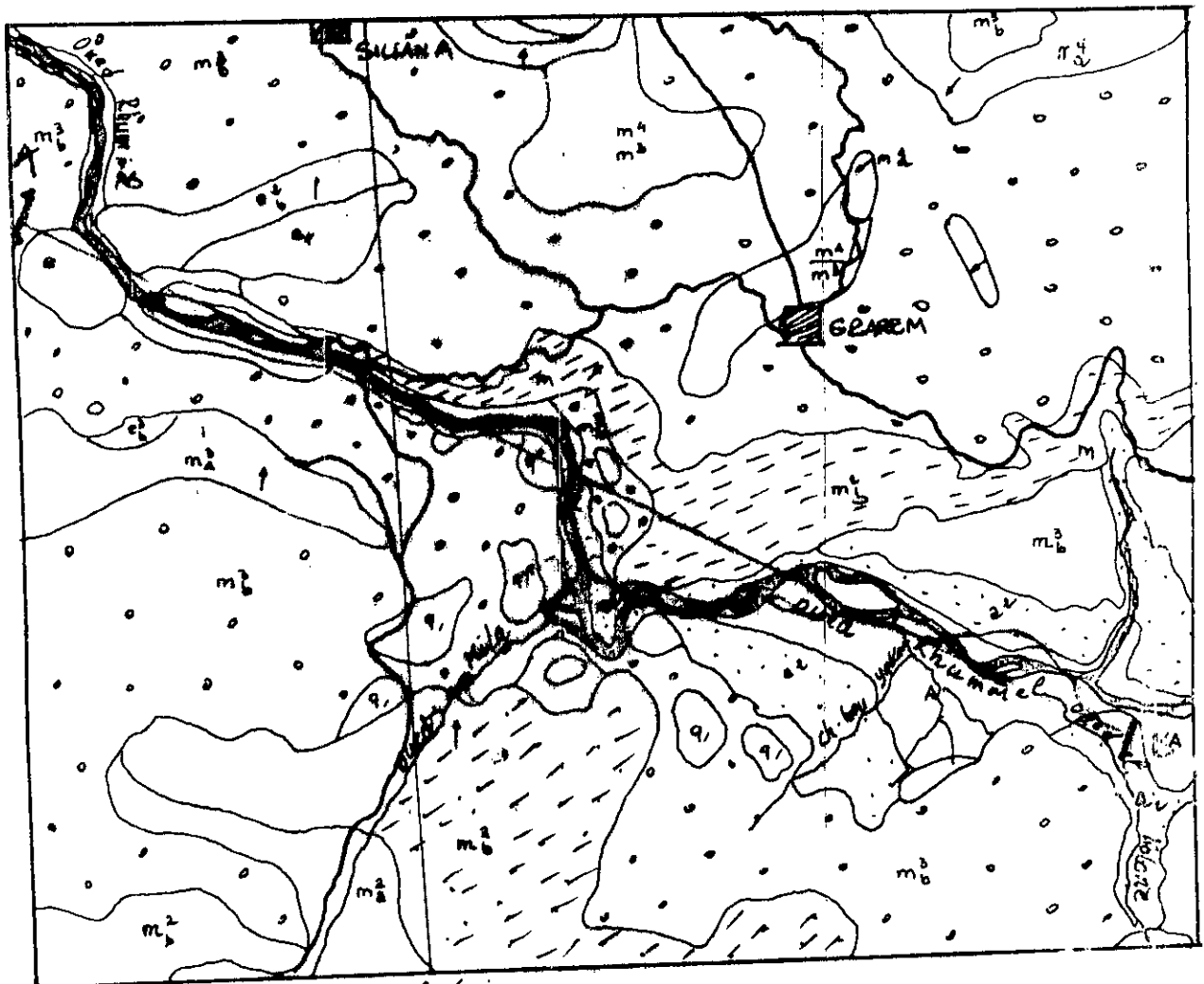
D'autres formations moins développées du miocène affleurent à proximité du complexe précédemment décrit .

La vallée est occupée par différentes formations alluvionnaires (A, a2, q1, q2) .

PONT SUR L'OUED RHUMMEL

EXTRAIT DE LA CARTE GEOLOGIQUE DE SIDI DRISS (1902)

ECH: 1/50.000



LEGENDE

A Alluvions actuelles

a2 Alluvions récentes

q1 Alluvions anciennes

q' Alluvions anciennes

$\frac{m_2}{m_3}$ Éboulis de grès sur les argiles

$\frac{m_4}{m_5}$ Argile et grès de Smerouou

$\frac{m_6}{m_7}$ Grès et poudingues de l'oued MILA

m2 Calcaires de Sidi MEROUANE

e2 Grès de Numidie

m2 Argile à gypse de l'oued MILA

m4 Grès et poudingues de SILIANA

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

CENTRE DE DOCUMENTATION

BULLETIN DE DEMANDE DE THESE (OU MEMOIRE)

/)/@M ET PRENOM : _____ DEPARTEMENT _____

AUTEUR DE LA THESE : _____ SPECIALITE _____

TITRE : _____

COTE : _____

SIGNATURE :

DATE : _____

CHAPITRE III

CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE

III.1 PREAMBULE :

La définition géotechnique d'une couche est basée sur la valeur des paramètres physiques (poids spécifique , teneur en eau , plasticité , etc...) et mécaniques (cohésion , angle de frottement interne , résistance à la compression , etc...) du matériau constituant. Elle suppose donc en principe un matériau de nature minéralogique précise , homogène et isotrope.

Si on se reporte à la définition géologique des formations , basée sur la chronologie stratigraphique faisant qu'une même couche peut contenir des niveaux de natures franchement différentes, on conçoit que la définition géotechnique précise ne puisse être obtenue pour une succession de matériaux différents quoique regroupés sous la même appellation géologique.

Des difficultés d'un autre ordre s'ajoutent aux précédentes. Il s'agit de la représentativité de l'échantillon prélevé , et de son traitement en laboratoire , les résultats pouvant varier d'un opérateur à l'autre.

Ainsi la définition géotechnique précise d'un horizon géologique sera rarement réalisée : elle représentera l'exception. La règle générale est la dispersion , voire l'hétérogénéité des résultats en fonction des sites reconnus et des campagnes réalisées.

Pour un même site , une étude géotechnique reposant sur un nombre important d'analyses et d'essais, permet toutefois le plus souvent d'extraire des valeurs moyennes correctement représentatives d'un horizon géologique. C'est finalement ce qui permet de choisir une assise de fondation , et de prévoir de façon satisfaisante son comportement sous charge.

Ce qui précède incite à la prudence à l'égard des synthèses géotechniques hâtives , dont la commodité ne sert souvent qu'à dissimuler le caractère erroné.

Une étude géotechnique possède donc , pour un site et pour un projet un caractère spécifique.

III.2 NATURE DE LA RECONNAISSANCE :

La campagne de reconnaissance s'est basée sur :

- La réalisation de 05 sondages carottés de 22.50 à 25.50 (m) de profondeur avec prélèvement d'échantillons parafinés.

- L'exécution de 09 essais de pénétromètre statique poussés jusqu'au refus.

Voir , en annexe , le plan d'implantation des sondage et essais concernant les essais de pénétration statique , ils ont été exécutés à raison d'un essai sous chaque pile et culée.

Pour ce qui est des sondages carottés , ils ont , aussi , été implantés dans l'axe du pont au niveau des piles mais par alternance (voir annexe) :

- Sondage (1) sous la culée côté MILA.

- Sondage (2) sous la pile p150.

- Sondage (3) sous la pile p130.

- Sondage (4) sous la pile p110.

- Sondage (5) sous la pile p90.

La coupe géologique figurant en annexe réalisée à partir des sondages (couches représentées sous forme de fiches d'identification en annexe) montre que les formations les plus répandues sont les suivantes :

- Une couche de terre végétale constituée par une argile noire compacte dont l'épaisseur varie de 0,20 (m) (au sondage(3)) à 3,60(m) (au sondage(2)).

- Une couche d'argile marneuse et de marne parfois grise parfois brúnatre souvent gypseuse renfermant de petit cailloux de calcaire. L'épaisseur de cette couche varie selon les sondages , elle est près de 20,00 (m) au sondage(1) et de 06,00(m) au sondage(2) puis de 23,00 (m) au sondage(5).

- Des gros blocs de calcaire gréseux alternant avec des gros galets parfois emballés dans une matrice argileuse , parfois des blocs de calcaire alternent avec de petites couches de sable fin.

L'hétérogénéité est surtout rencontrée dans la couche de calcaire où des poches d'argiles très plastiques ont été retrouvées. Les gros blocs de calcaire rencontrés dans l'oued proviennent du démantèlement des terrains plus au moins anciens et transportés par les eaux de ruissellement ou des crues à leurs places actuelles.

III.2.1. FICHES D'IDENTIFICATIONS :

Les coupes géologiques faites à partir des résultats de sondages ont mis en évidence une certaine hétérogénéité du sol.

Dans ce qui suit, il a été établi pour chaque couche, différenciée par sa couleur ou la nature des matériaux en présence, une fiche technique de reconnaissance regroupant les caractères géologiques (descriptifs) et géotechniques (essais de laboratoire) ainsi qu'une coupe géologique détaillée illustrant les résultats des sondages

III.2.1.1 Fiche d'identification 1 : ARGILE NOIRATRE

Identification à partir de deux échantillons : S₂(2.50/3.05); S₄(1.50/1.85).

C'est la couche superficielle de notre site et comprend donc sa couverture végétale.

Son épaisseur aux différents points de sondage est variable. En effet , on trouve :

Sondages	Epaisseur (m)
S ₁	1.10
S ₂	3.60
S ₃	0.20
S ₄	1.85
S ₅	1.00

Ce qui donne une épaisseur moyenne de 1.55 (m).

ETAT PHYSIQUE :

Le pourcentage passant à 80 μ varie de 88 % (S₂) à 71 % ,il dépasse les 50 % , on est donc en présence d'un sol fin.

On utilise dans ce cas les critères de plasticité pour identifier ce sol. On a :

$$W_l = 75.8 \text{ à } 56.5 \%$$

$$I_p = 43.21 \text{ à } 20.34 \%$$

D'après l'abaque de Casagrandé , nous sommes en présence d'une argile minérale de forte plasticité (S₂) ou encore de limons compressibles (S₄).

L'indice de consistance I_c nous renseigne sur la consistance du sol. On a :

$I_c = 1.26$ à 1.69 donc, le sol est de consistance dure à très dure.

Les densités sèches varient de 1.440 à 1.536 (T/m^3) ; le sol est donc lâche.

Le degré de saturation varie de 66.5% à 78.67% (S_d) ; le sol est donc très humide.

Remarque : $\bar{\gamma}_{sat} = 1.81$ (T/m^3) donc $\gamma' = 0.81$ g/cm^3 .

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

	Caractéristiques Oedométriques			Cisaillement Rectiligne		Compression Simple	
	P_c (bar)	C_c (%)	C_g (%)	C_u (bar)	ϕ_u (deg)	R_c (bar)	$C_u = R_c/2$ (bar)
S_2	3.6	49.8	8.6	—	—	1.900	0.950
S_4	2.2	15.8	6.3	—	—	1.920	0.960

Compressibilité :

A certains endroits (coté S_2) , cette couche s'avère très compressibles puis à d'autres (coté S_4) elle ne l'est que moyennement.

Gonflement : $C_g > 0.04$ donc, sol ayant une tendance au gonflement. *Sensible au déchargement*

Etat de consolidation : couche apparemment sur-consolidée.

Résistance à la rupture par cisaillement : $C_u = 0.95$.

III.2.1.2 Fiche d'identification N°2 : ARGILE JAUNE (Marne)

Identification à partir d'un seul échantillon : $S_4(2.70/3.00)$.

On ne trouve cette couche qu'au niveau d'un seul sondage (S_4) , son épaisseur est de 2.70 (m). L'hétérogénéité de cette couche se caractérise par la présence de bloc calcaire.

ETAT PHYSIQUE ET CLASSIFICATION :

Le pourcentage passant à 80μ la classe dans la catégorie des sols fins.

$$W_L = 64.2 \%$$

$$I_p = 36.47 \%$$

$$I_c = \frac{W_L - W}{I_p} = 0.89$$

$$\gamma_d = 1.395 \text{ (T/m}^3\text{)} = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

$$S_r = 91.6 \%$$

Donc, nous sommes en présence d'une argile minérale de forte plasticité, très ferme de consistance, lâche et proche de saturation.

Remarque :

$$\gamma_{sat} = 1.837 \text{ (T/m}^3\text{)} \text{ donc } \gamma' = 0.837 \text{ g/cm}^3.$$

ETAT MECANIQUE :

Caractéristiques Oedométriques			Cisaillement Rectiligne		Compression Simple	
Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)	Cu (bar)	ϕ_u (deg)	Rc (bar)	Cu=Rc/2 (bar)
0.650	24.2	8.8	0.443	4°2'	—	—

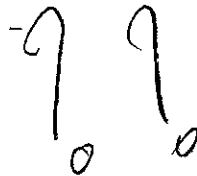
ETAT DE CONSOLIDATION :

D'après le graphe (fig. 1.(a)), on voit clairement que cette couche est sur-consolidée.

Compressibilité : couche assez fortement compressible.

Gonflement : sol présentant une tendance au gonflement.

Caractéristiques mécaniques de cisaillement :



III.2.1.3. FICHE D'IDENTIFICATION N°3 : ARGILE BARIOLÉE

Identification à partir d'un seul échantillon : S₁(12.10/12.50).

On retrouve cette couche d'argile barriolée une seule fois au niveau du sondage 1. Elle est parfois gypseuse et présente une intense oxydation.

Son épaisseur, recueillie une seule fois donc, est de 4.00 m.

ETAT PHYSIQUE ET CLASSIFICATION :

Pourcentage passant par 80 μ = 97 % donc, le sol est fin.

$$W_L = 119.4 \%$$

$$I_p = 74.80 \% \quad I_c = 0.94$$

$$\gamma_d = 1.22 \text{ (T/m}^3\text{)}$$

$$S_r = 100 \%$$

Remarque : $\gamma_{sat} = 1.82 \text{ (T/m}^3\text{)}$ donc $\gamma' = 0.82 \text{ g/cm}^3$.

ETAT MECANIQUE :

Caractéristiques Oedométriques			Cisaillement Rectiligne		Compression Simple	
Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)	Cu (bar)	ϕ_u (deg)	Rc (bar)	Cu=Rc/2 (bar)
2.8	26.8	8.4	—	—	1.420	0.710

Etat de consolidation : On observe clairement d'après le graphe

Si que cette couche est surconsolidée.

Gonflement : $C_g > 0.04$ donc, sol présentant une tendance au gonflement.

Caractéristiques de cisaillement :

97

III.2.1.4 Fiche identification N°4 : ARGILE ROUGEATRE.

Identification à partir d'un seul échantillon : Sz(15.7/16.45).

On retrouve cette couche une seule fois (S1), son épaisseur au point de reconnaissance est de 7,5(m) et contient des cailloux de calcaire.

ETAT PHYSIQUE ET CLASSIFICATION :

Pourcentage passant par 80 μ = 95 % donc, le sol est fin.

$$W_L = 84\%$$

$$I_p = 54.22\%$$

$$I_c = 0.91$$

$$\gamma_d = 1.43 \text{ (T/m}^3\text{)}$$

$$Sr = 100\%$$

Remarque : $\overline{\gamma}_{sat} = 1.918 \text{ (T/m}^3\text{)}$ donc $\gamma' = 0.918 \text{ g/cm}^3$.

ETAT MECANIQUE

Caractéristiques Oedométriques			Cisaillement Rectiligne		Compression Simple	
Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)	Cu (bar)	ϕ_u (deg)	Rc (bar)	$Cu = Rc/2$ (bar)
—	—	—	—	—	2.610	1.305

Compressibilité : pas de Cc.

Gonflement : pas de Cg.

Etat de consolidation : on ne peut pas juger.

Caractéristiques de cisaillement :

III.2.1.5. Fiche d'identification N°5 : ARGILE BRUNE , BRUNATRE A BEIGE.

Identification à partir de 4 échantillons : S₄(3.00/3.10) et (12.5/13.0) ; S₅(1.8/1.90) et (3.50/3.90).

On retrouve cette couche au niveau des sondages 4 et 5 à des profondeurs de 1.85 (m) au S₄ et 1.00 (m) au S₅ , son épaisseur est de 5.00 (m) au S₄ et de 1.10 (m) au S₅ , la moyenne est de 3.05 (m).

on la retrouve aussi sous forme de poche d'argile au S₄ à 12.50(m) de profondeur pour une épaisseur de 4.80. Elle est souvent altérée , toujours gypseuses et parfois sableuse ou encore oxydée.

ETATS PHYSIQUE ET CLASSIFICATION :

Passants à 80 μ : 60% à 83.5% (S₄) et 86% et 80% (S₅) donc sol fin.

WL = 55.0 et 82.5 (S₄) ; 79.00 à 75.00 (S₅) soit $\overline{WL} = 72.875$.

$I_p = 17.25$ et 38.7 (S_4) ; 45.85 et 49.03 (S_5) soit $\overline{I_p} = 37.707$.

$I_c = 1.97$ à 1.29 (S_4) ; 1.1 et 1.2 (S_5) soit $\overline{I_c} = 1.345$.

$\gamma_d = 1.682$ à 1.41 (S_4) ; 1.49 et 1.61 (S_5) soit $\overline{\gamma_d} = 1.535$.

$S_r = 93.59$ à 95.29 (S_4) ; 88.1 et 98.6 (S_5) soit $\overline{S_r} = 93.895$.

Remarque : $\overline{\gamma_{sat}} = 1.938$ (T/m^3) donc $\gamma' = 0.938$ g/cm^3 .

Par rapport aux différents moyennes enregistrées, nous sommes en présence de limons argileux minéraux compressibles, très dures de consistance, lâches et proche de saturation.

ETAT MECANIQUE :

	Caractéristiques Oedométriques			Cisaillement Rectiligne		Compression Simple	
	Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)	Cu (bar)	ϕ_u (deg)	Rc (bar)	$Cu = Rc/2$ (bar)
S_4 3.0/3.3	—	—	—	0.53	18°	—	—
S_4 12.5/19	3.2	32.4	16.0	0.55	5°	—	—
S_5 1.6/1.9	3.8	24.8	4.2	0.20	22°5'	—	—
S_5 3.5/3.9	3.5	10.4	5.2	—	—	2.46	1.23

Etat de consolidation : largement surconsolidée.

Compressibilité : Comme prévu, cette couche est fortement compressible.

Gonflement : $C_g > 4\%$ donc tendance au gonflement du sol.

Cisaillement :

III.2.1.6. Fiche d'identification N°6 : ARGILE ALTEREE.

Deux échantillons au niveau du sondage 5. C'est une argile très altérée gypseuse, avec des passées de cailloux de calcaire dans une matrice argilo-sableuse.

On ne la retrouve qu'au niveau du sondage 5 à la profondeur de 6.00 m sur une épaisseur de 7.2 m.

ETAT PHYSIQUE :

Passant à $80 \mu = 77\%$ donc sol fin. $W_L = 60.00$ à 63.50 ,

$$\begin{aligned} \overline{W_L} &= 61.75, I_p = 28.28 \text{ à } 30.83 \\ \overline{I_p} &= 29.55, I_c = 1.32 \text{ à } 1.47, \\ \overline{I_c} &= 1.395, \gamma_d = 1.66 ; 1.755 ; 1.83 ; 1.73, \\ \overline{\gamma_d} &= 1.743 \text{ (T/m}^3\text{)}, \\ \overline{S_r} &= 96.8 ; 89.9 ; 86.2 ; 93.2, \\ \overline{S_r} &= 91.525 \% \end{aligned}$$

Remarque : $\overline{\gamma_{sat}} = 1.938 \text{ (T/m}^3\text{)}$ donc $\gamma' = 0.938 \text{ g/cm}^3$.

Par la suite, il s'agit de limons plastiques, très dures de consistance, denses et saturés.

ETAT MECANIQUE

	Caractéristiques Oedométriques			Cisaillement Rectiligne		Compression Simple	
	Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)	Cu (bar)	ϕ_u (deg)	Rc (bar)	Cu=Rc/2 (bar)
S ₅ 6.9/7.4	3.5	11.4	2.3	0.73	11°5'	—	—
S ₅ 10.5/10.9	—	—	—	—	—	5.49	2.745

Compressibilité : Couche moyennement compressible.

Gonflement : Cg < 4 %, faible tendance au gonflement.

Etat de consolidation : sol sur-consolidé.

Cisaillement :

Le 2^{ème} échantillon donne une valeur trop éloignée de Cu à ne pas considérer.

III.2.1.7. Fiche d'identification N°7 : MARNE GRISE.

Echantillons d'identification: S₁(3.8/4.0); (5.4/5.9); (7.6/8.25).
S₂(5.3/5.9); (6.5/6.9).
S₃(16.3/16.6).

C'est la formation la plus répandue, on la retrouve de part et d'autre du sondage 3 à des profondeurs différentes :

S₁ : profondeur 3.8 m sur une épaisseur de 7.2 m.

S₂ : profondeur 3.6 m sur une épaisseur de 4.9 m.

S₃ : profondeur 13.8 m sur une épaisseur de 12.3 m.

Cette marne est gypseuse , oxydée au niveau des sondages S₁ et S₂ et renferme des cailloux de calcaire.

ETAT PHYSIQUE :

Passant à 80 μ = 95 % (S₁), 80.5 % et 84 % (S₂) et 93 % (S₅) donc, sol fin.

$$\overline{WL} = 74.883 \%$$

$$\overline{Ip} = 42.728 \%$$

$$\overline{Tc} = 1.445 (T/m^3)$$

$$\overline{Sr} = 88.5 \%$$

Cette marne grise s'avère donc être une argile très plastique (Cabaque de CASAGRADE) , très dure de consistance , lâche et saturé pratiquement.

Remarque : $\overline{\gamma}_{sat} = 1.86 (T/m^3)$ donc $\gamma' = 0.86 g/cm^3$.

	Caractéristiques Oedométriques			Cisaillement Rectiligne		Compression Simple	
	Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)	Cu (bar)	φu (deg)	Rc (bar)	Cu=Rc/2 (bar)
S ₁	1.5	20.6	6.3	—	—	2.39	1.195
	3.95	26.2	13.5	1.030 1.250	4°8' 0.5°	2.47	1.235
S ₂	3.1	20.4	4.7	0.418	24°	—	—
	—	—	—	—	—	1.22	0.61
S ₅	—	—	—	—	—	1.59	0.795

Etat de consolidation : pour celle se trouvant au niveau de S₁ et S₂ , elle est largement surconsolidée mais pour celle reconnue au S₅ on ne peut que le supposer.

Compressibilité : d'après les valeurs de Cc, ces couches de marne grise s'affichent comme assez fortement compressibles.

Remarque: Nous ne comprenons pas qu'il n'y'ait pas d'essai oedométrique pour l'échantillon du sondage 5 car il représente une marne grise distincte de celle de S₁ et S₂.

Gonflement : Cg > 4 % , tendance au gonflement.

Caractéristique de cisaillement :

III.3 RENSEIGNEMENTS APPORTES PAR LES ESSAIS DE LABORATOIRE :

III.3.1 OBSERVATIONS :

- Couche calcaire :

Cette couche est caractérisée par la présence de gros blocs de calcaire. Aucun éssai au laboratoire n'a été réalisé dans cette couche vu la nature des échantillons prélevés.

Les éssais de pénétrömètre statique ont révélé que cette couche est de bonne caractéristiques géotechniques vu que les valeurs de résistances de pointes et frottements latéral ainsi que les contraintes totales sont élevés en surface.

- Couche d'argile :

22 échantillons parafinés provenant des sondages (1),(2),(3),(4) et (5) ont été analysés au laboratoire, ils sont classés comme suit :

- 06 échantillons pour le sondage n°1 dont les profondeurs de prélèvements sont 2,70(m) ; 3,80 ; 5,40 ; 7,60 ; 12,10 et 15,70 (m).

- 05 échantillons pour le sondage n°2 dont les profondeurs de prélèvements sont 2.50 ; 5.30 ; 6.50 ; 10.00 ; 12.20 (m).

- 01 échantillon au sondage n°3 à 5.80 (m).

- 03 échantillons au sondage n°4 à 1.50 ; 3.00 ; 12.50 (m).

- 07 échantillons au sondage n°5 à 1.60 ; 3.50 ; 6.90 ; 10.50 16.30 (m).

III.3.2 ESSAIS PHYSIQUES :

Ces éssais permettent donc de déterminer la nature et le comportement des sols en place sous le poids du futur ouvrage. Deux ont été programmés de la manière suivante:

- Essai d'identification :

Mesure de la teneur en eau (w).

Mesure du poids spécifique sec (γ_d).

Détermination des limites d'ATTERBERG (WL, IP).

Analyses granulométrique et sédimentométrique .

- Essai mécanique :

Compressibilité à l'oedomètre

Cisaillement rectiligne.

Compression simple.

Triaxial.

Résultats :

La teneur en eau est faible à moyenne variant~~é~~ entre 13 % et 49 % avec une moyenne de 27 % .

Les densités sèches et humides varient dans les intervalles respectifs suivant :

$$1,22 < \gamma_d < 1,905 \quad (\text{T/m}^3)$$

$$1,66 < \gamma_h < 2,16 \quad (\text{T/m}^3)$$

Solient des valeurs moyennes de 1,55 (T/m³) et 1,90 (T/m³) respectivement .

En fait , on a rencontré 12 échantillons sur 21 avec des γ_d < 1,60 (T/m³).

Les valeurs des densités sèches correspondent à un sol lâche à denge. On remarque aussi que la compacité du sol décroît avec la profondeur (on a rencontré , par exemple , des densités sèches de 1,30 (T/m³) à 16.0 (m) de profondeur dans la couche argileuse) ce qui n'est pas étonnant dans des formations formant le lit d'un oued.

Le degré de saturation S_r varie entre 66 et 100 % correspondant à un sol partiellement à complètement saturé. (06 échantillons seulement ont un degré de saturation inférieur à 90 %).

Les limites d'ATTERBERG sont assez dispersées :
 $17 < I_p < 74 \%$ et $54 < W_L < 120 \%$

Leur étalement sur le diagramme de CASAGRANDE montre que les sols présents varient entre des argiles très plastiques et des sols organiques ou limoneux à haute compressibilité.

Nous avons , donc , des valeurs moyennes : $I_p = 40 \%$ et $W_L = 70 \%$

L'analyse granulométrique a pour but de donner une idée sur la répartition des grains constituant le sol. Lorsque les dimensions des grains sont inférieures à 0,80(mm) , le tamisage n'est plus possible aussi on a recours à la sédimentométrie.

Les résultats granulométriques montre que le sol en place est essentiellement fin de nature argilo-limoneuse.

La proportion d'éléments inférieure à 3 microns est variable atteignant les extrêmes de 72 % au sondage n°1 et 5 % au sondage n°5.

III. 3. 3 ESSAIS MECANIQUES :

On a exécuté sur les échantillons prélevés :

- 12 essais oedométriques.
- 08 essais de cisaillement rectiligne.
- 12 essais de compression simple.
- 01 essai triaxial. *type*

- Compressibilité :

Cet essai nous permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps, l'amplitude du gonflement des matériaux et la plus grande valeur de la pression effective verticale supportée par le sol au cours de son histoire.

Les essais montrent que le sol est surconsolidé avec une pression de consolidation variant entre 1,50 et 3,50 (bars) avec une valeur moyenne de 2,9 (bars).

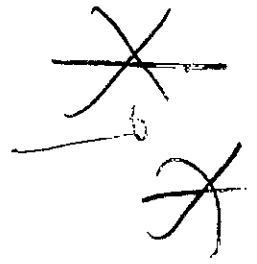
Les coefficients de compressibilité varient entre 10 et 32 % à l'exception d'une valeur au sondage (2) qui est de près de 50 % (échantillon prélevé à 2,50 (m)). La moyenne des C_c est de 24 % ce qui classe le sol dans une zone de compressibilité assez forte.

Les coefficients de gonflements obtenus varient entre 2 et 16 % ce qui montre que le terrain a des tendances au gonflement assez fortes.

- Cisaillement rectiligne :

En ce qui concerne la résistance au cisaillement 08 essais de cisaillement à la boîte non consolidés, non drainés (U.U) ont été réalisés à saturation. Cet essai est utilisé pour mesurer la cohésion apparente (C_u) et l'angle de frottement interne (ϕ_u) d'un sol dans une étude de stabilité à court terme. Les résultats donnent des valeurs pour l'angle de frottement (ϕ_u) très dispersées variant entre 0,5° et 24°, la cohésion (C_u) est faible à moyenne variant entre 0,20 à 1,25 (bars).

*75 jours de
9 essais au
piédomètre*



Non

*Y a-t-il une
explication?*

- Compression simple :

Les 12 essais de compression simple ont donné des résultats de résistance à la compression peu dispersés variant entre 1,22 et 2,6 (bars) à l'exception d'une valeur au sondage (5) à 10,50 (m) de profondeur où une valeur, trop éloignée des autres, de 5,50(bars) a été obtenue.

Puisque nous avons à faire à un sol cohérent (fin) saturé, la cohésion non consolidée non drainée C_u se déduit de la résistance à la compression simple par : $C_u = R_c / 2$

C_u , donc, peut être estimé à partir de cet essai, la valeur trouvée est :
 $0,61 < C_u < 1,3$ (bars).

III.4 RENSEIGNEMENTS APPORTES PAR LE PENETROMETRE STATIQUE :

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol à vitesse constante un pieu modèle réduit (faible diamètre) muni d'un dispositif permettant de mesurer l'effort de pointe et le frottement latéral.

Les résultats sont représentés sur un diagramme qui donne en profondeur :

- La résistance de pointe (R_p).
- La résistance de frottement latéral (F_l).
- L'effort total (Q_t).

Dans le cadre de notre étude (09) essais de pénétration statique ont été exécutés à raison d'un essai sous chaque pile.

L'analyse des résultats obtenus confirme l'hétérogénéité du terrain. La corrélation entre les paramètres, les sondages et les résultats de laboratoire est pratiquement impossible à l'exception de quelques essais :

1-On constate, ainsi, que l'essai n°1 a observé le refus à 5,60(m) alors que la coupe de sondage et les essais de laboratoire ont mis en évidence une argile de faible compacité.

Ceci est dû à la présence de gros blocs (signalés au sondage) qui font buter le pénétromètre ; d'ailleurs les valeurs des résistances de pointe en dents de scie caractérisent ces passages caillouteux.

2- Le pénétrogramme n°2 met en évidence une formation argileuse sur 9,00(m) environ de faible résistance $10 < R_p < 30$ bars

3-De même pour le pénétrogramme n°3 mais sur une profondeur de 12,00 (m) pour signaler la présence de gros galets de calcaire.

4,5- Les valeurs en dent de scie des résistances de pointe pour les essais n°4 et 5 caractérisent la présence de gros blocs calcaires en conformité avec la coupe de sondage.

6- Le pénétrogramme n°6 montre la présence d'une formation argileuse sur 12,50 (m) avec $R_p < 30$ (bars) avec des passages caillouteux à divers horizons (2,00 ; 8,00 ; 10,00 t 12,50 (m)).

7- Le pénétrogramme n°7 met en évidence un passage argileux sur environ 4,00 (m) ensuite des gros galets calcaires.

8- L'essai n°8 a observé le refus à 2,40(m) ce qui s'explique par la présence en surface de gros blocs.

9- Enfin le pénétrogramme n°9 met en évidence une alternance entre des passages caillouteux et ceux argileux.

En conclusion : on peut dire que le site est très hétérogène. La formation argileuse présente de faibles résistances de pointe ($10 < R_p < 35$ (bars)).

RESULTATS REGROUPES

	minimum	maximum	moyenne	ecart type	nombre de mesures
W	13.23	49.15	25.73	8.97	22
γ_d (t/m ³)	1.22	1.906	1.55	0.20	22
γ_h (t/m ³)	1.656	2.158	1.98	0.13	22
Wl (%)	54.00	119.40	72.96	15.92	20
Ip (%)	17.25	74.60	39.97	13.73	20
Ic (%)	0.86	1.80	1.23	0.31	20
Sr (%)	66.50	100.00	89.51	9.24	24
Pc (bars)	0.65	3.95	2.93	1.00	12
Cc (%)	10.40	49.60	23.90	10.30	12
Cg (%)	2.30	16.00	7.55	3.90	12
Re (bars)	1.22	2.61 *	1.89	0.51	11
Cu (bars)	0.20	1.25 **	0.664	0.329	9
ϕ_u (degré)	0.50 **	24.00	10.62	8.65	9

(*) : La valeur maximale de 5.49 bars trouvée au sondage 5 n'est pas compabilisée car trop écartée.

(**) : Valeur trouvée au triaxial.

III.5 PROFIL GEOTECHNIQUE :

L'interpretation des essais en place et de laboratoire doit conduire à l'établissement d'un profil géotechnique où il sera indiqué pour chaque couche les caractéristiques mécaniques moyennes directement utilisables pour les calculs de stabilité et de tassement. Son établissement s'appuie sur celle dressée à

partir de la reconnaissance géotechnique sommaire, elle sera complétée par l'étude des résultats.

L'usage dans ce genre de reconnaissances liées aux essais in-situ et de laboratoire est de regrouper les différents résultats obtenus sous forme de graphes (ci-joints) d'ailleurs appelés, à juste titre, " COURBES SYNOPTIQUES" permettant d'accéder à une vue d'ensemble des caractéristiques physiques et mécaniques du site très pratique pour mener les observations nécessaires à l'établissement d'un profil géotechnique type, pouvant éventuellement servir dans les différents type de calculs de fondation.

III.5.1 FONDATION EN MILIEU STRATIFIE

Pour pouvoir appliquer la théorie de calcul des fondations superficielles, on a supposé que le terrain était homogène tout au moins jusqu'à une profondeur suffisante. Mais il est bien rare que dans la nature, les massifs soient réellement homogènes.

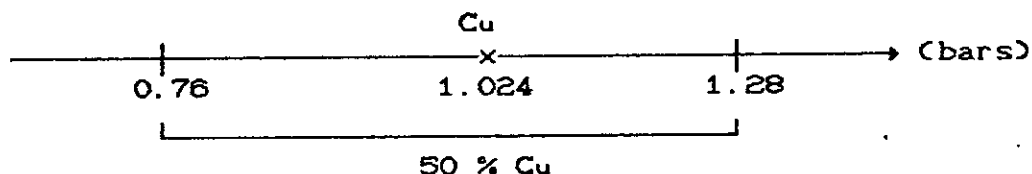
Aussi si les propriétés du milieu varient de façon aléatoire mais dans un intervalle limité (de l'ordre de 50%), on pourra calculer la force portante en utilisant des valeurs pondérées des caractéristiques géotechniques. Si l'intervalle de variation est plus important, il conviendra d'être prudent et de se tenir plutôt en dessous de la moyenne. Il est impossible de donner des règles plus précises et dans ce domaine l'expérience de l'ingénieur jouera un grand rôle [2].

En application de cela, nous procédons aux calculs suivant:

1) Concernant Cu :

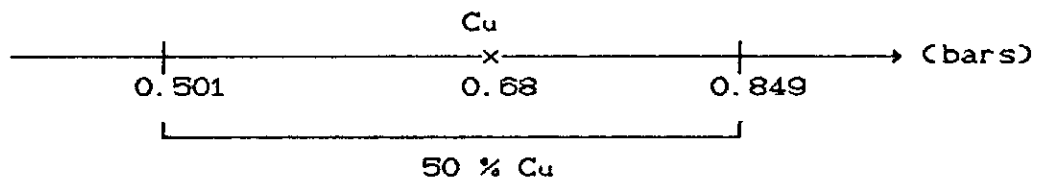
Sondage 1 : Valeurs de Cu à partir de 4 (m) de profondeur :

1.03 / 1.235 / 1.25 / 0.71 / 1.195 / 1.305 (bars)



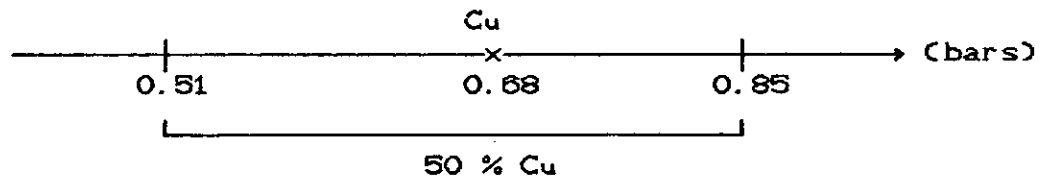
Sondage 2 :

Cu : 0.95 / 0.416 / 0.61 / 0.71 / 0.71 (bars)



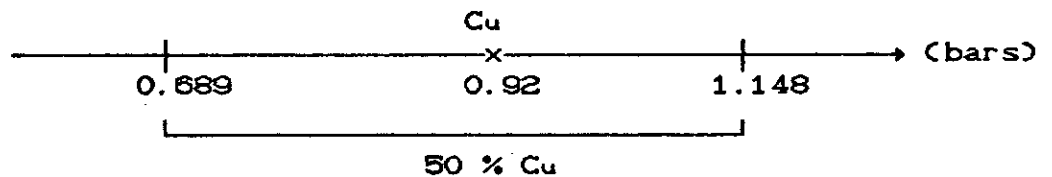
Sondage 4 :

Cu : 0.96 / 0.53 / 0.55 (bars)



Sondage 5 :

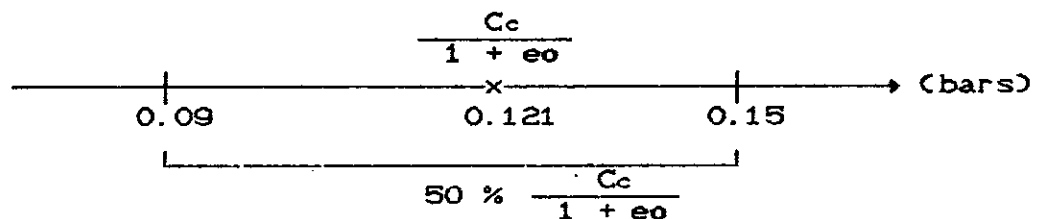
Cu : 1.23 / 0.73 / 0.795 (bars)



D'une manière générale les valeurs ne sortent pas trop de l'intervalle de 50% autour de Cu et quand c'est le cas, on peut l'imputer à la différence des appareils qui mesurent cette valeur (cisaillement rectiligne, compression simple).

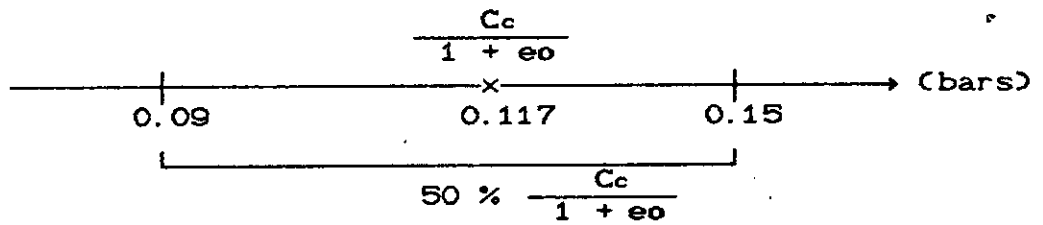
2) concernant $\frac{C_c}{1 + e_0}$:

S1 : 0.12 / 0.153 / 0.12 / 0.11



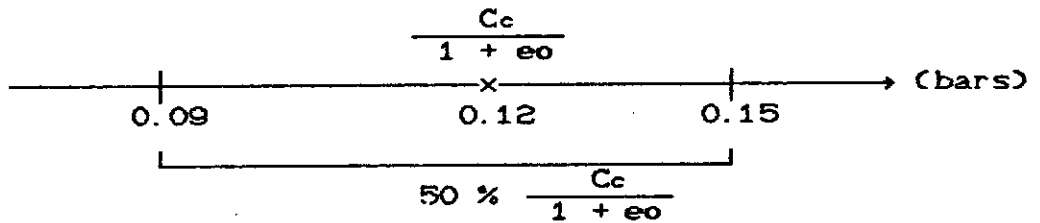
S2 :

0.115 / 0.120



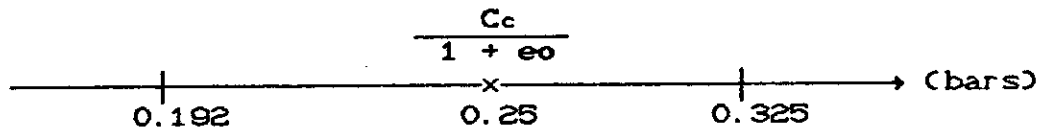
S4 :

0.085 / 0.155



S5 :

0.130 / 0.060 / 0.075 / 0.759



(Résultats dispersés au s5)

Tous les sondages donnent satisfaction sauf le dernier.

Nous considérerons donc dorénavant un ensemble argileux homogène.

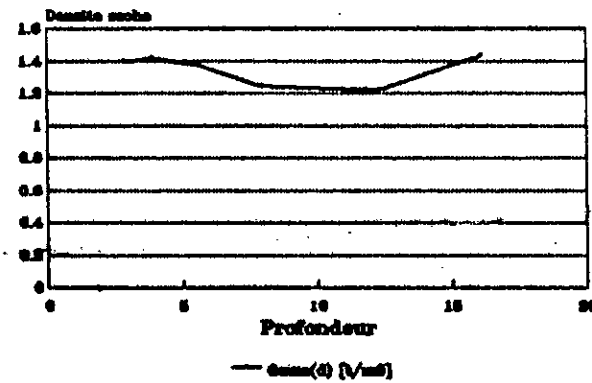
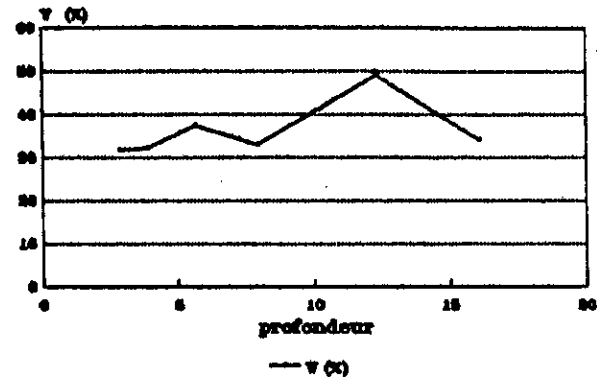
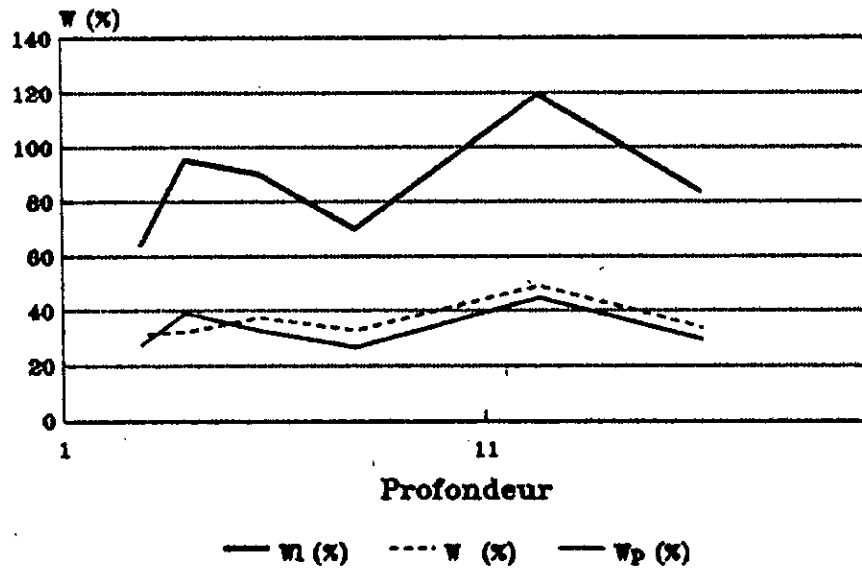
III.5.2. NIVEAU DE LA NAPPE THREATIQUE :

D'une manière générale, dans les sites où le niveau de la nappe d'eau est élevé, il faut faire le calcul de la capacité portante dans l'hypothèse défavorable où la nappe pourrait atteindre (ou même dépasser) la base de la fondation (quand elle est superficielle). Ceci est aussi nécessaire (comme dans notre cas) dans les régions à fortes précipitations, où les sols peuvent être inondés à partir de la surface, même si la nappe se trouve bien au dessous de la base de fondation [3].

D'un autre côté vu les valeurs de S_r très proche de 100 % (terrain saturé) et la nature argileuse du sol qui oriente vers un comportement à court terme faisant intervenir la pression intersticielle de l'eau, on est amené à supposer, lors du calcul des fondations le cas défavorable suivant :

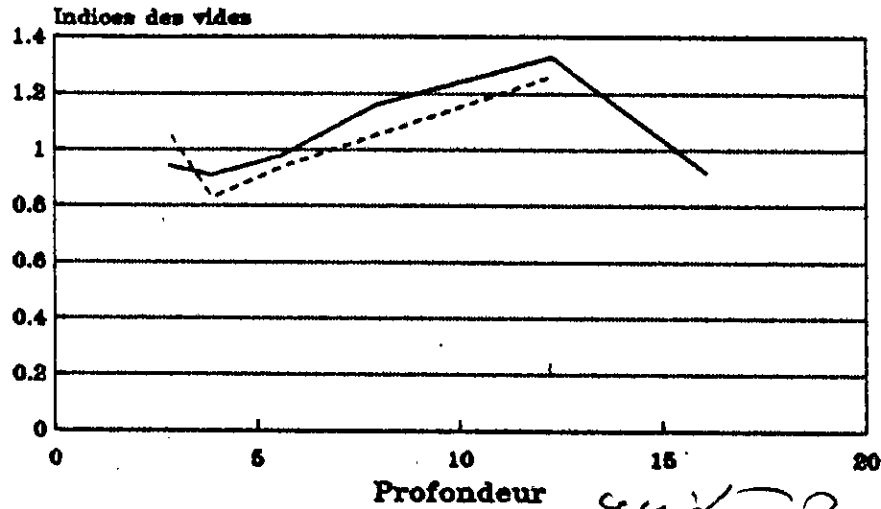
Nappe d'eau au niveau du terrain naturel.

Courbes synoptiques



sondage 1

corbes synoptiques

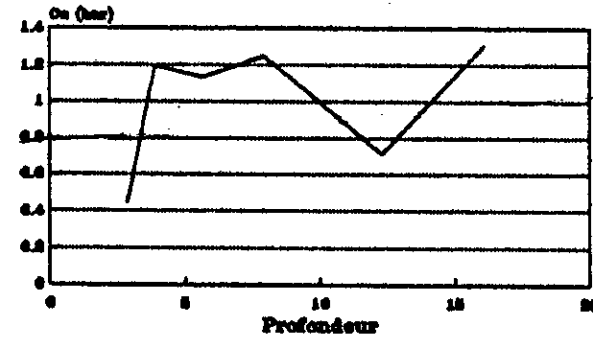
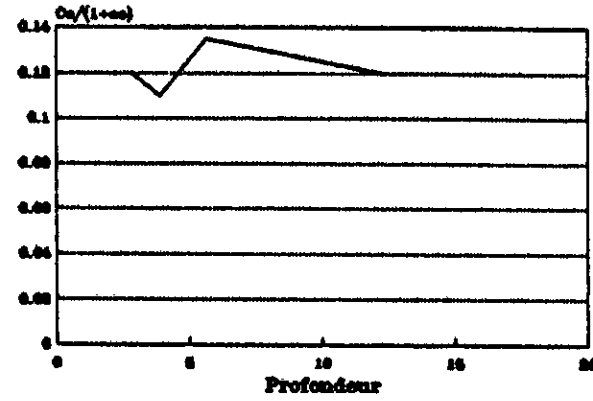


— Eo calcule - - - Eo mesure

autre ?

//

ce n'est pas ?

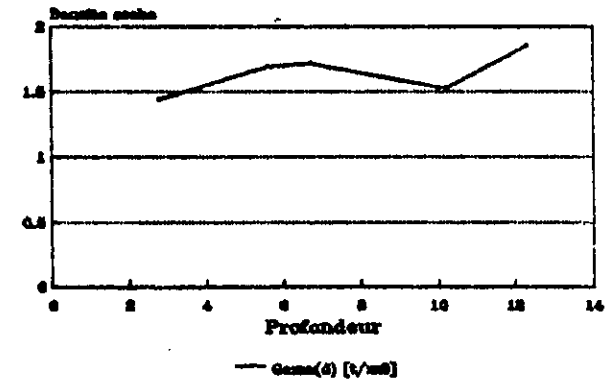
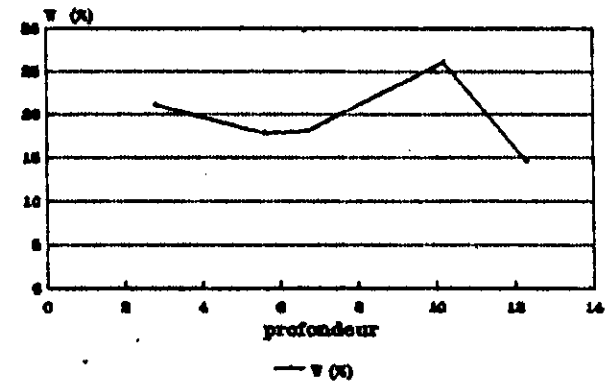
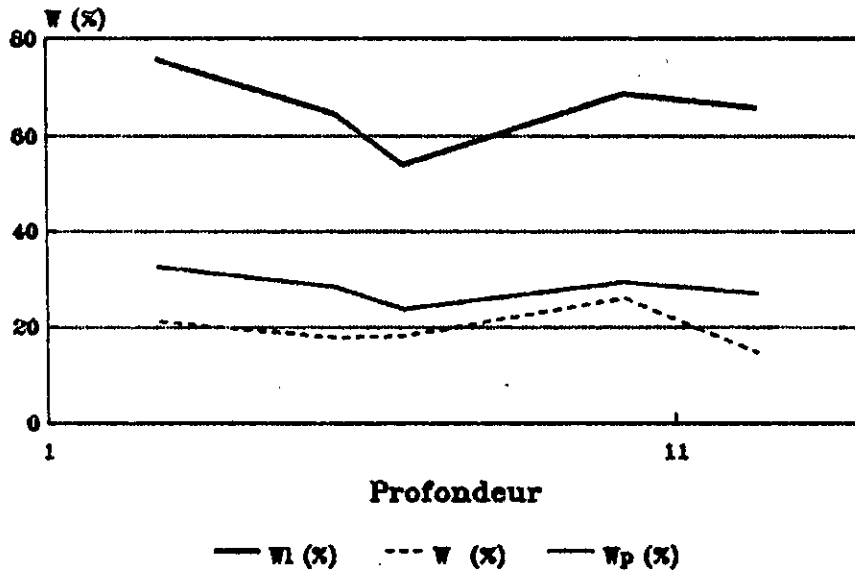


— Ciment apparent

sondage 1

-25-

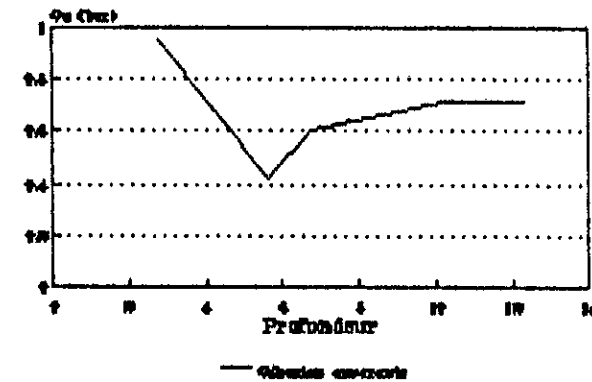
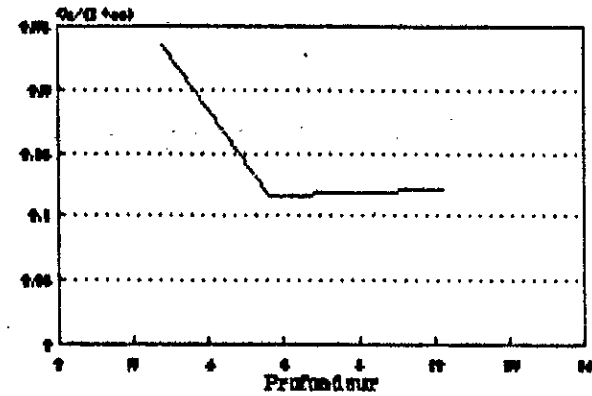
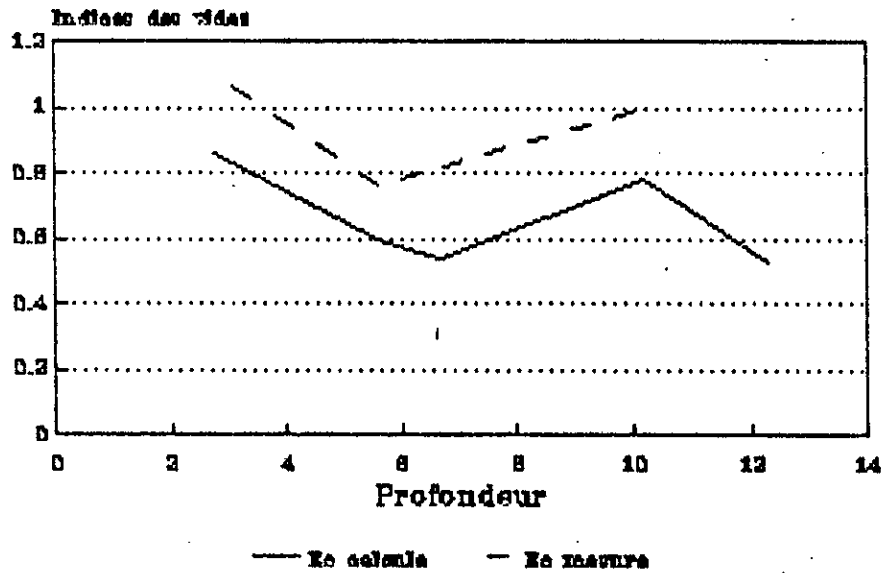
courbes synoptiques



sondage 2

-26-

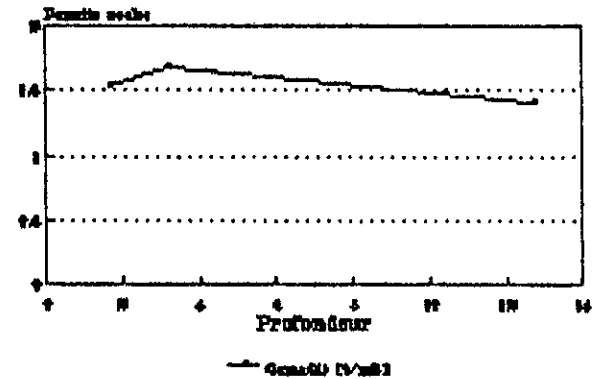
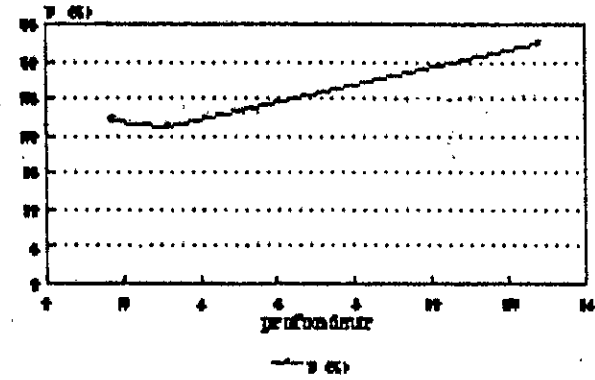
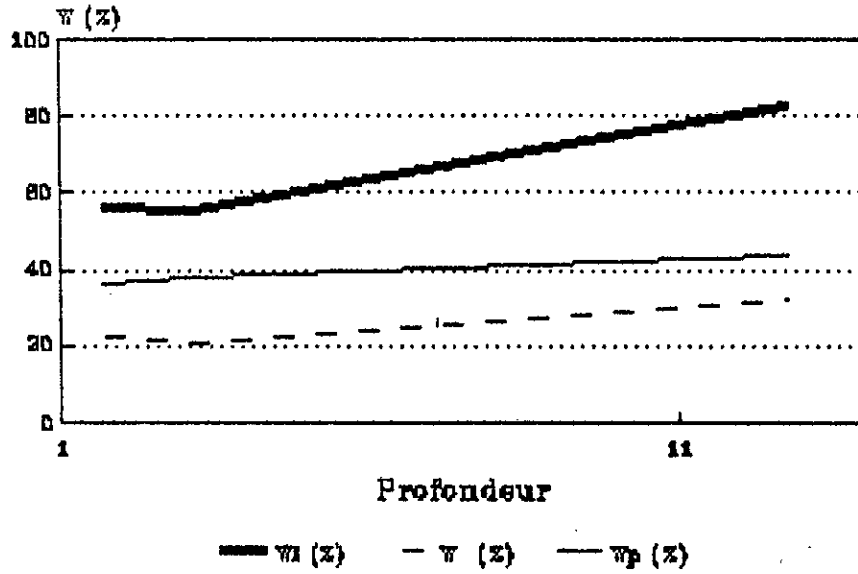
courbes synoptiques



sondage 2

27-

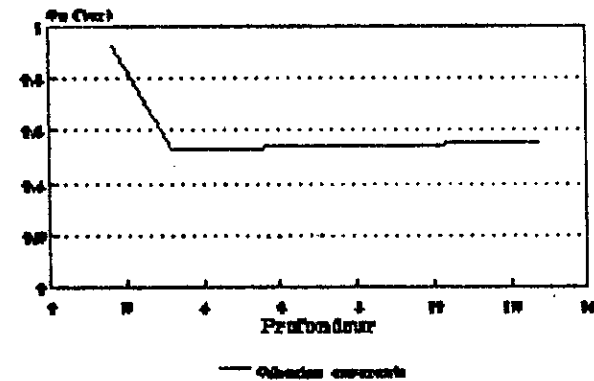
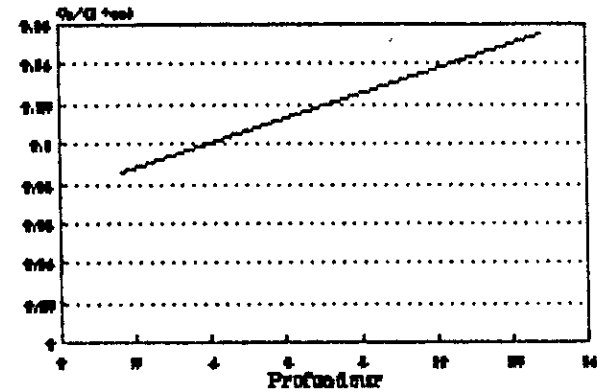
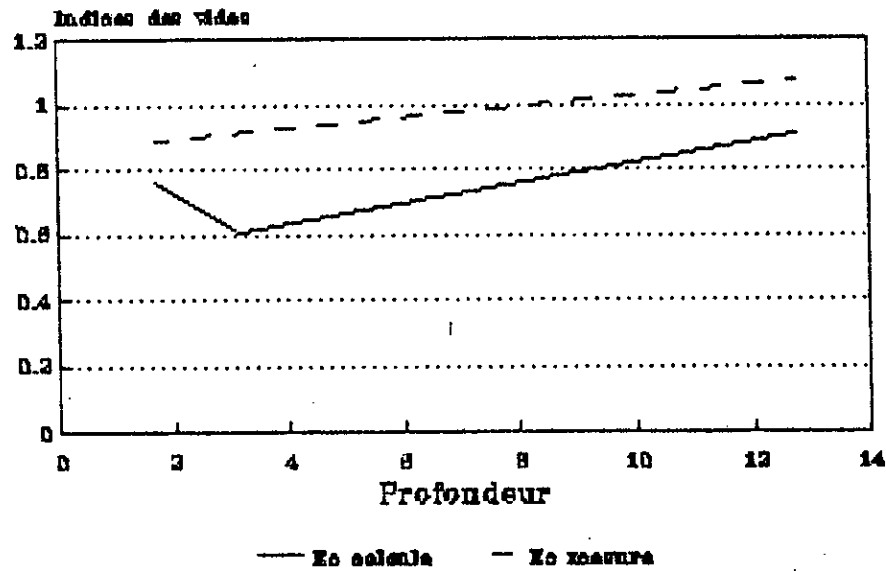
courbes synoptiques



sondage 4

-28-

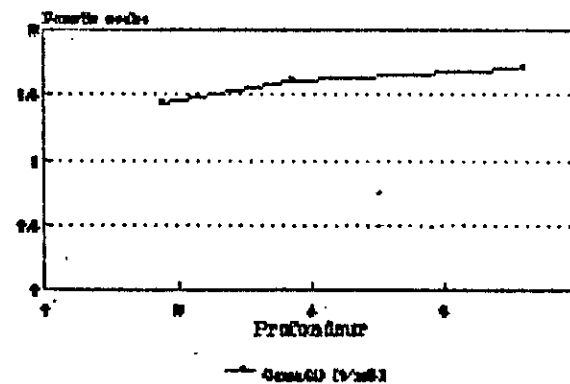
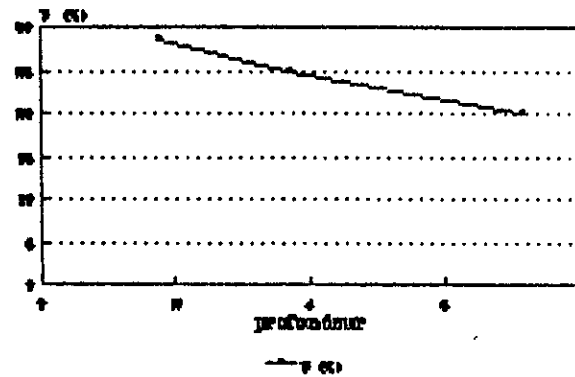
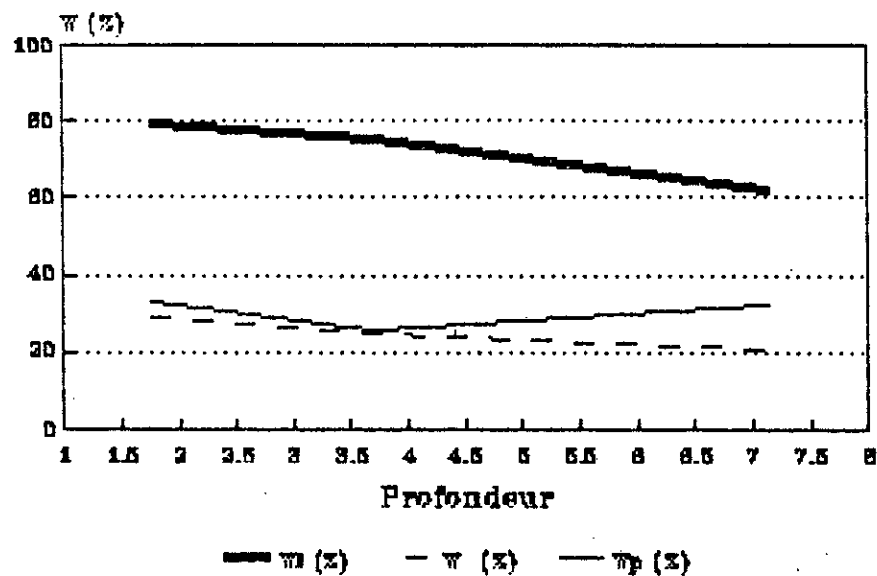
courbes synoptiques



sondage4

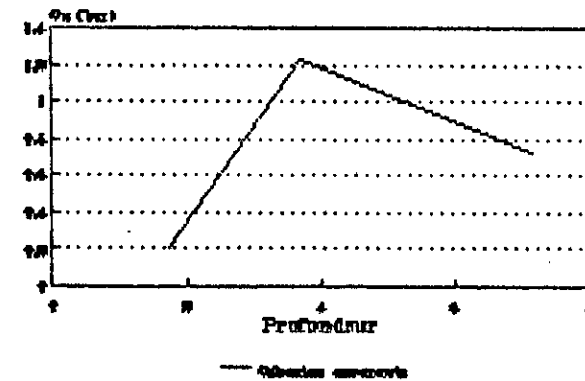
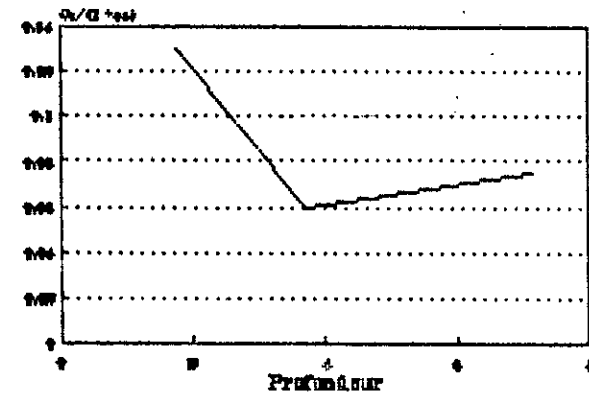
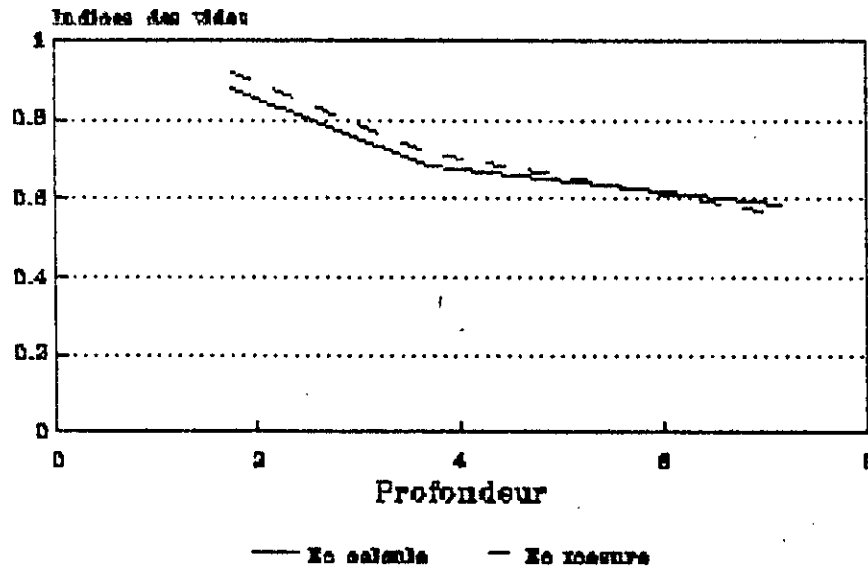
99-

courbes synoptiques



sondage 5

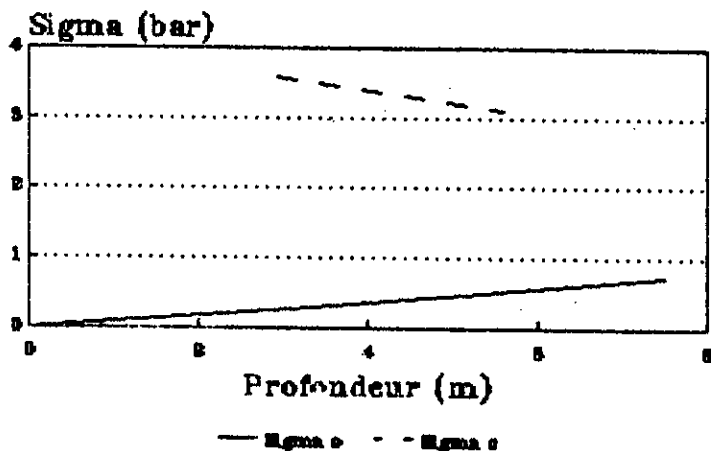
courbes synoptiques



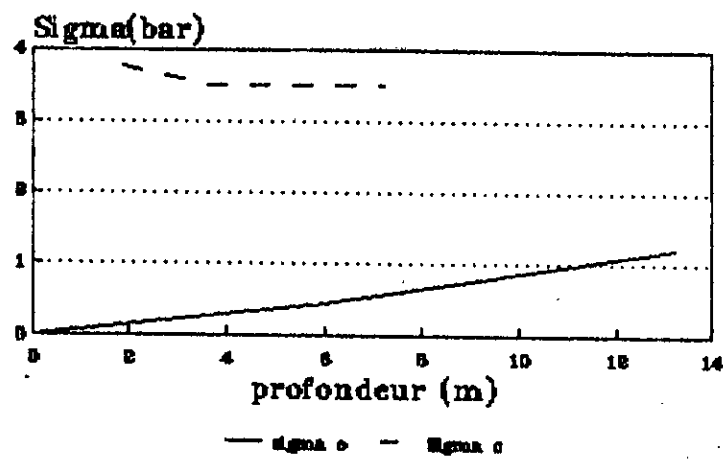
sondage 5

31-

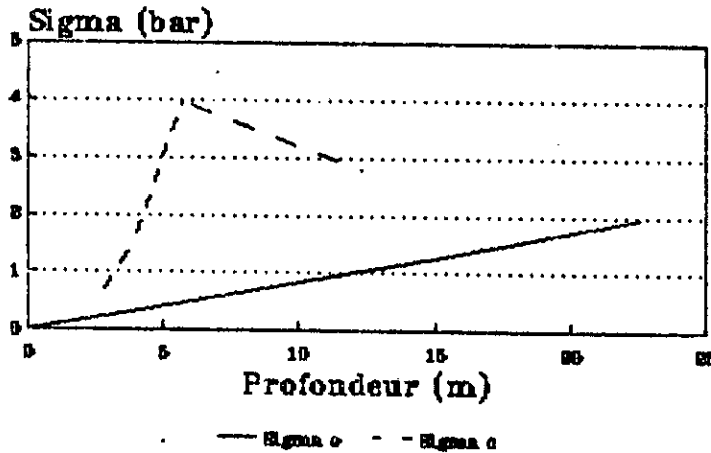
Courbes synoptiques



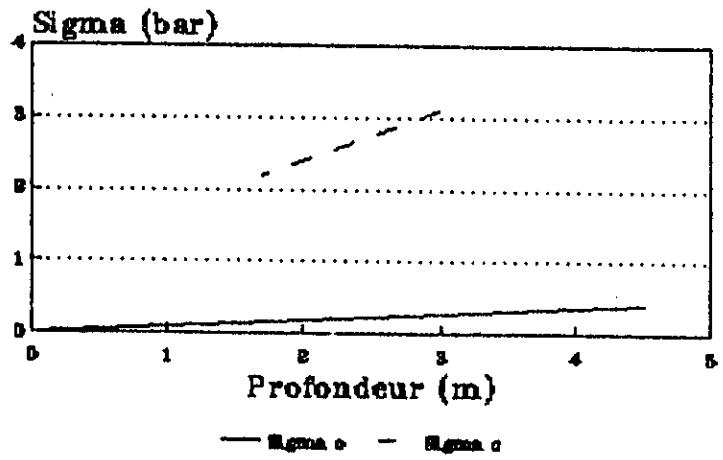
SONDAGE 2
(b)



SONDAGE 5
(d)



SONDAGE 1
(a)



SONDAGE 4
(c)

fig: 1

-39-

CONCLUSION

Le calcul de fondations se fera en considérant la stabilité à court terme; c'est la condition la plus sévère.

D'après l'étude géotechnique que nous avons effectuée, il en découle que la nature de notre sol tend vers un ensemble argileux où la pression intersticielle se dissipe lentement.

La résistance du sol de fondation doit être appréciée à l'aide des caractéristiques φ_u et C_u .

CHAPITRE 4

DESCENTE DE CHARGES

CHAPITRE IV

DESCENTE DE CHARGES

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

PONT À POUTRES ISOSTATIQUES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Portée de la poutre	32.50 m
Longueur totale de poutre	33.50 m
Hauteur des poutres	1.50 m
Nombre de poutres	7

Longueur totale de l'ouvrage	335 m
Largeur de la chaussée	7.5 m
Largeur des trottoirs	(2x1.67) = 3.34 m
Largeur totale de l'ouvrage	10.84 m
Épaisseur des hourdis	0.20 m
Épaisseur du revêtement	0.08 m
Largeur de la poutre chevêtre	4.00 m

CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Poids spécifiques :

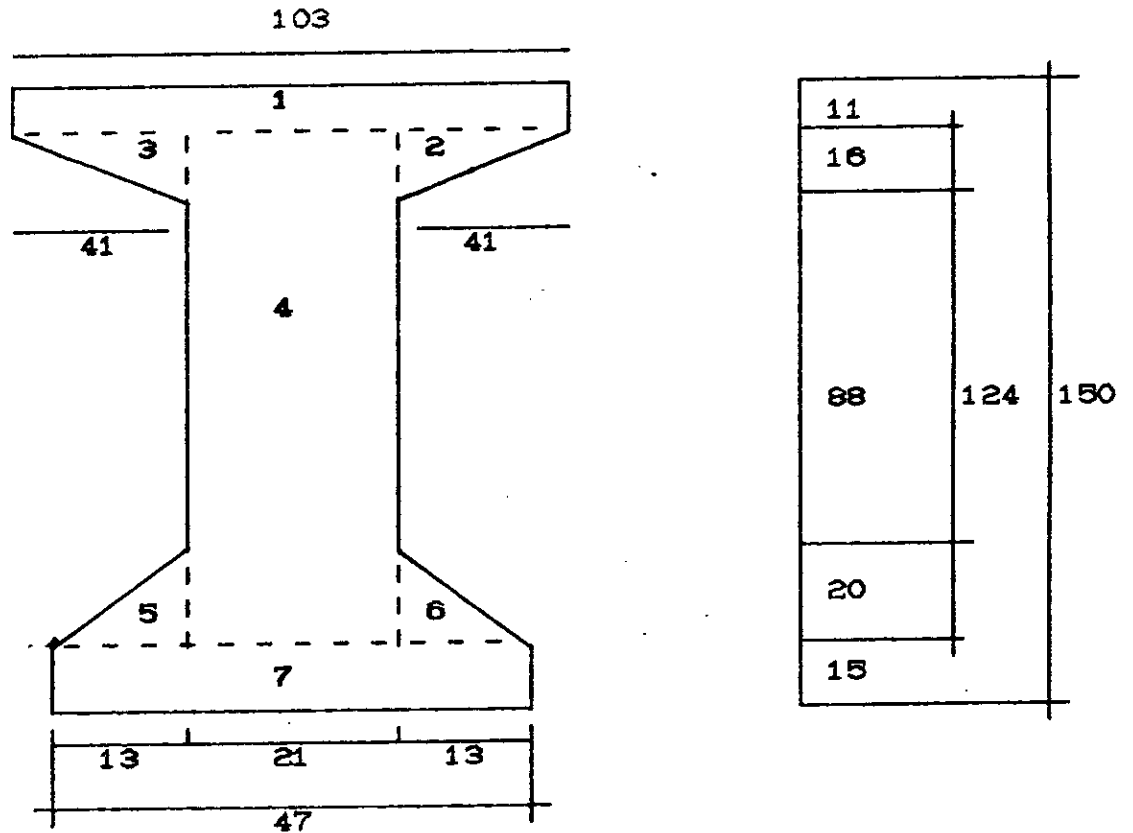
$\gamma_{\text{béton}}$	2.5 T/m ³
γ_{remblais}	1.8 T/m ³
$\gamma_{\text{revetement}}$	2.2 T/m ³

DESCENTE DE CHARGE SUR PILES

IV.1 EFFORTS VERTICAUX :

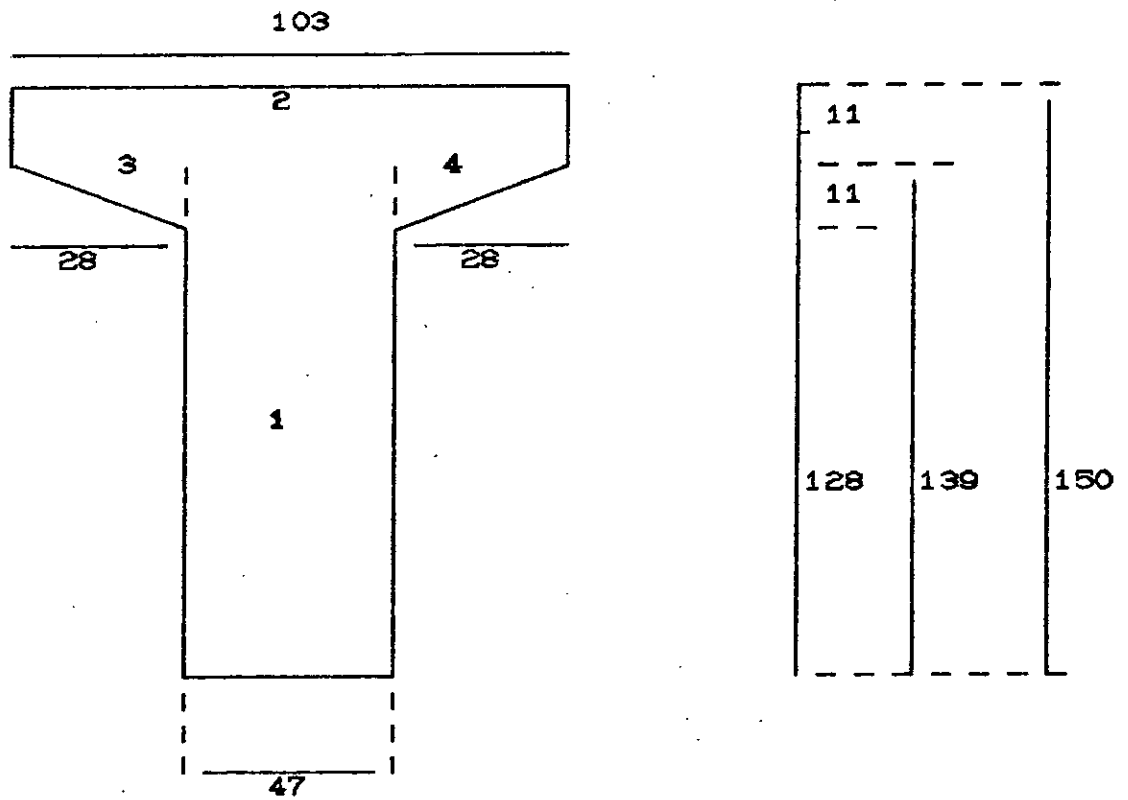
IV.1.1 CHARGES PERMANENTES :

Section des poutres à mi-travée :



Numero Section	Dimensions (cm)	Surfaces (m ²)
1	1.03 × 0.11	0.1133
2	0.41 × 0.16/2	0.0328
3	0.41 × 0.16/2	0.0328
4	1.24 × 0.21	0.2604
5	0.13 × 0.20/2	0.013
6	0.13 × 0.20/2	0.013
7	0.47 × 0.15	0.0705

Section des poutres au droit de l'appui :

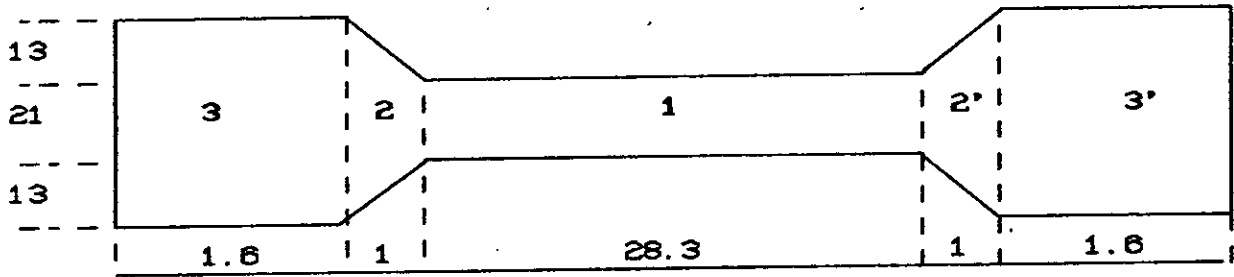


Numero Section	Dimensions (cm)	Surfaces (m ²)
1	1.39 x 0.47	0.6533
2	1.03 x 0.11	0.1133
3	0.28 x 0.11/2	0.0154
4	0.28 x 0.11/2	0.0154

Section totale Σ : 0.7974 m²

Poids des poutres :

Coupe de la poutre



P_1 : poids de la poutre à mi-travée.

P_2 et P_2' : poids de la poutre au niveau de la partie intermédiaire entre la poutre à mi-travée et la poutre au niveau de l'appui.

P_3 et P_3' : poids de la poutre au niveau de l'appui

$$P_1 = (\text{aire de la section}) \times (\text{longueur}) \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$P_1 = 0.5358 \times 28.3 \times 2.5 \qquad P_1 = 39.9 \text{ t}$$

$$P_2 + P_2' = 0.5358 + 0.7974/2 \times 1 \times 2.5 \times 2 = 3.330 \text{ t}$$

$$P_3 + P_3' = 0.7974 \times 1.6 \times 2.5 \times 2 = 6.379 \text{ t}$$

$$P_a = 47.609 \text{ t}$$

Poids des sept poutres :

$$P_{\text{poutre}} = 47.609 \times 7 = 333.263 \text{ t}$$

Poids de la dalle :

Dimensions de la dalle :

longueur transversale : $10.84 - (2 \times 0.21)$ Voir plan

Épaisseur : 0.2 m

D'où poids de la dalle = longueur \times épaisseur $\times \gamma_{\text{bet}}$ \times longueur de la travée qui revient à ma pile.

$$P_{\text{dalle}} = (10.84 - 0.21 \times 2) \times 0.2 \times 2.5 \times 33.5 = 174.535 \text{ t}$$

Poids du revêtement :

$$\text{Dimensions transversales} \Delta: (10.84 - 2 \times 1.67) \times 0.08$$

$$P_{\text{revêtement}} = (10.84 - 2 \times 1.67) \times 0.08 \times 2.2 \times 33.5$$

$$P_{\text{revêtement}} = 44.22 \text{ t}$$

Superstructure sur trottoirs :

$$P_s = P_{\text{corniche}} + P_{\text{garde corps}} + P_{\text{glicières}}$$

$$P_s = 0.8297 + 0.06 + 0.1 = 1 \text{ t/ml}$$

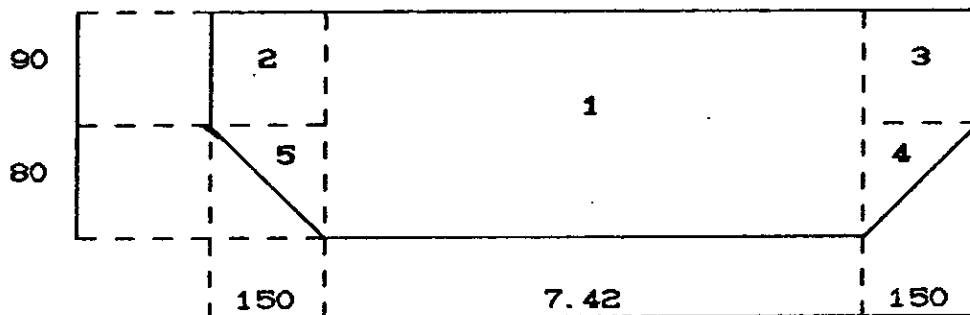
$$P_d = 2 \times P_s \times 33.5 = 67 \text{ t}$$

d'où le poids du tablier :

$$P_t = P_{pp} + P_d + P_R + P_{\text{poutre}} = 67 + 174.535 + 44.22 + 333.263$$

$$P_t = 619.018 \text{ t}$$

Poids de la poutre chêtre :



Numero Section	Dimensions (m)	Surfaces (m ²)
1	7.42 x 1.70	12.61
2 et 3	1.50 x 0.90	1.35 x 2 = 2.7
4 et 5	1.50 x 0.8/2	0.60 x 2 = 1.2

Section totale : 16.51 m²

$$P_{pc} = 16.51 \times 4 \times 2.5 = 165.27 \text{ t}$$

Dimension longitudinale : 4 cm

Poids du fût :

Le fût a un rayon de 3.50 m;

La hauteur du fût est variable selon la pile , on pose h comme hauteur du fût.

$$P_{\text{fût}} = \frac{3.5^2}{4} \pi \times 2.5 \times h = 24.04 \times h$$

$$h = D (\text{altitude}) - 0.08 - 0.2 - 1.5 - 170 = D - 3.48$$

donc, la charge permanente au niveau de la semelle:

$$G = P_{\text{tablier}} + P_{\text{chevêtre}} + P_{\text{fût}}$$

Les sociétés Algériennes d'études techniques adoptent une majoration à cette charge par la composante verticale du seisme de 7 %

$$\text{Donc } G_1 = G (1 + 0.07).$$

RESULTATS

Pile 80 :	$h = (216.167 - 190.174) - 3.48 = 22.513 \text{ m.}$ $G = 1325.5 \text{ t.}$ $G_1 = 1418.28 \text{ t.}$
Pile 90 :	$h = (216.002 - 180.796) - 3.48 = 22.726 \text{ m.}$ $G = 1330.621 \text{ t.}$ $G_1 = 1423.764 \text{ t.}$
Pile 100 :	$h = (215.478 - 190.096) - 3.48 = 21.902 \text{ m.}$ $G = 1310.812 \text{ t.}$ $G_1 = 1402.568 \text{ t.}$
Pile 110 :	$h = (215.205 - 190.638) - 3.48 = 21.087 \text{ m.}$ $G = 1291.219 \text{ t.}$ $G_1 = 1381.604 \text{ t.}$
Pile 120 :	$h = (215.512 - 191.548) - 3.48 = 20.484 \text{ m.}$ $G = 1276.723 \text{ t.}$ $G_1 = 1366.090 \text{ t.}$
Pile 130 :	$h = (214.087 - 192.643) - 3.48 = 17.96 \text{ m.}$ $G = 1216.046 \text{ t.}$ $G_1 = 1301.169 \text{ t.}$
Pile 140 :	$h = (213.247 - 193.862) - 3.48 = 15.905 \text{ m.}$ $G = 1166.644 \text{ t.}$ $G_1 = 1248.309 \text{ t.}$

Pile 150 : $h = (212.399 - 194.890) - 3.48 = 14.029 \text{ m.}$
 $G = 1121.54 \text{ t.}$
 $G_1 = 1200.053 \text{ t.}$

Pile 160 : $h = (211.307 - 196.078) - 3.48 = 11.749 \text{ m.}$
 $G = 1066.733 \text{ t.}$
 $G_1 = 1141.405 \text{ t.}$

2 - Surcharges :

a - Surcharges AC1 :

Paramètres nécessaires :

Largeur de la chaussée : 7.5 m > 7 donc, Pont de 1^{er} classe.
 Portée de la poutre : 32.50 m.

AC1) est donnée par la formule suivante :

$$AC1) = 230 + \frac{36000}{L + 12} = 230 + \frac{36000}{32.5 + 12}$$

$$AC1) = 1.038 \text{ t/m}^2$$

Cette surcharge est affectée des coefficients a_1 et a_2 dépendante du nombre de voies chargées (N).

$$A = a_1 a_2 AC1)$$

Calcul de a_1 :

$$N = E [l_s/3] = 2.$$

Où : $l_s = l_r$ largeur chargeable = largeur roulable , car c'est un pont à trottoirs.

Donc , le pont est de 1^{er} classe à deux voies.

Le cahier de prescriptions communes préconise dans ce cas $a_1 = 1.$

Calcul de a_2 :

$$a_2 = l_0/l_v$$

Où : l_0 est la largeur de référence d'une voie pour un pont.

l_v est la largeur de la voie.

Dans notre cas $l_0 = 7.00/2 = 3.50 \text{ m.}$

$$l_v = 7.50/2 = 3.75 \text{ m.}$$

$$a_2 = 0.933$$

D'où $A = a_1 a_2 A(1) = 1 \times 0.993 \times 1.038 = 0.968 \text{ t/m}^2$

$PCA) = 0.968 \times 7.5 \times 33.50 = 241.451 \text{ t}$

b - Surcharge Bc :

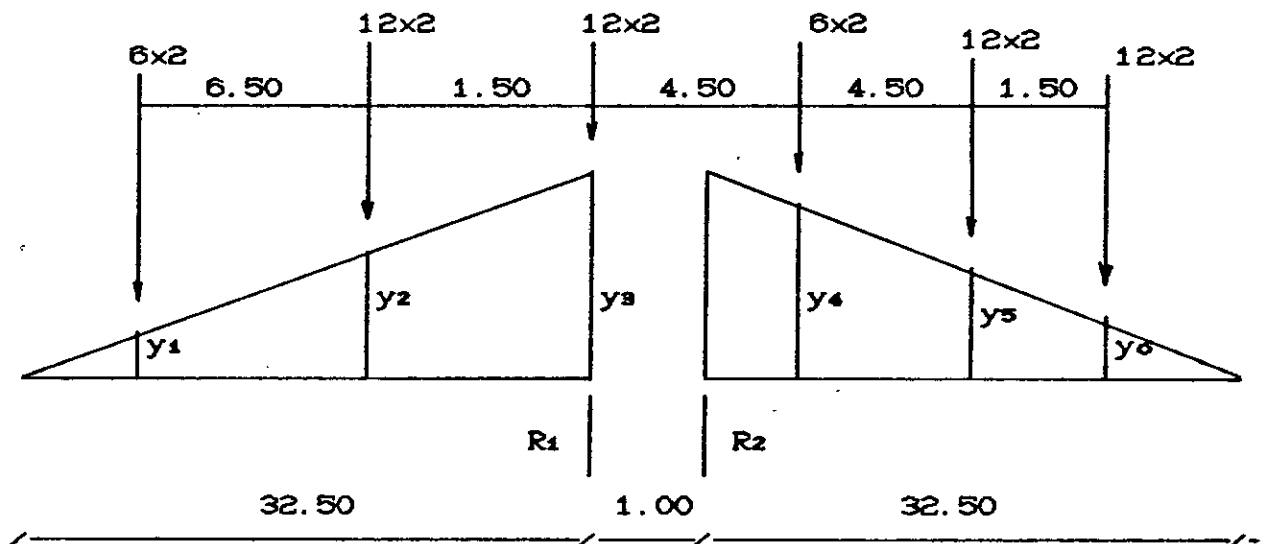
Pont de 1^{ère} classe.

Nombre de voies : 2

Transversalement , on a autant de files que de voies , pour notre cas : 2 files de camions.

Longitudinalement , on dispose de 2 camions par files.

Considérons deux poutres isostatiques :



Calcul des Y_i :

$y_1 = 0.815$

$y_2 = 0.950$

$y_3 = 1.000$

$y_4 = 0.892$

$y_5 = 0.753$

$y_6 = 0.707$

$R_1 = 12 (0.815) + 24 \times 0.95 + 24 \times 1 = 56.58 \text{ t.}$

$R_2 = 12 (0.892) + 24 \times 0.753 + 24 \times 0.707 = 45.74 \text{ t.}$

$R = R_1 + R_2 = 102.320 \text{ t.}$

Comme $N = 2$ et pont de 1^{ère} classe, donc, le coefficient de pondération est égal à : $bc = 1.10$.

Coefficient de pondération dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 P/S}$$

P : Poids total de l'ouvrage correspondant à une travée.

S : Surcharge qu'on peut appliquer sur le tablier.

L : Portée de la travée.

$$S = \text{poids des essieux} \times \text{nombre de convois} = 30 \times 2 \times 2 = 120 \text{ t.}$$

$$S = 120 \times b_c = 120 \times 1 = 120 \text{ t.}$$

$$L = 33.5$$

$$P = P_t = 619.018 \text{ t} = \text{poids du tablier.}$$

d'où :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.5} + \frac{0.6}{1 + 4 \times 619.018/120} = 1.1$$

$$\delta = 1.1 \text{ d'où } R = 1.1 \times 1.1 \times 102.32 = 123;807 \text{ t.}$$

La surcharge due au système A est plus grande, donc, plus défavorable.

On prendra comme surcharge : 241.451 t.

Surcharge s sur les trottoirs :

Le cahier de prescriptions communes prescrit une surcharge de 450 kg/m² sur les trottoirs. Cette charge est reprise totalement par les poutres de rives.

$$P_{ST} := (0.450 \times 1.67) \times 2 \times 33.5 = 55.350 \text{ t}$$

Les surcharges sont majorées de 20 %

$$P_s = 1.2 P_{s'} = 350.161 \text{ t.}$$

Charge et surcharges exercées sur la semelle de fondation :

Pile 80 :	N = 1418.28 + 350.161 = 1769 t
Pile 90 :	N = 1423.764 + 350.161 = 1753 t
Pile 100 :	N = 1402.568 + 350.161 = 1753 t
Pile 110 :	N = 1381.664 + 350.161 = 1733 t
Pile 120 :	N = 1366.090 + 350.161 = 1717 t
Pile 130 :	N = 1301.169 + 350.161 = 1652 t
Pile 140 :	N = 1248.309 + 350.161 = 1599 t
Pile 150 :	N = 1200.053 + 350.161 = 1551 t
Pile 160 :	N = 1141.405 + 350.161 = 1492 t

IV.2. EFFORTS HORIZONTAUX :

1 - Seisme :

Le RPA 88 préconise de prendre 10 % de l'effort vertical du poids propre du système tablier et fût.

$$H_i = 0.1 \times G$$

2 - Effort de freinage :

a - Système A :

L'effort de freinage développé par ce système est :

$$F_A = \frac{A(1)}{20 + 0.0035 \Omega} \Omega$$

Ω : surface chargée.

$$\Omega = 335 \times 7.5 = 2512.5 \text{ m}^2$$

$$F_A = \frac{A(1)}{20 + 0.0035 \Omega} \Omega = 84.44 \text{ t}$$

b - Système Bc :

L'effort de freinage développé par Bc est :

F_{bc} = poids d'un seul camion supposé freiner et développer une force égale à son poids.

$$F = 30 \text{ t}$$

L'effort du au seisme est prépondéreront que celui du freinage donc: $H = 0.1 \times G$

Efforts horizontaux :

Pile 80 :	H = 133 t
Pile 90 :	H = 134 t
Pile 100 :	H = 132 t
Pile 110 :	H = 130 t

Pile 120 :	H = 128 t
Pile 130 :	H = 122 t
Pile 140 :	H = 117 t
Pile 150 :	H = 122 t
Pile 160 :	H = 107 t

IV.3. MOMENT AU DROIT DE L'APPUI :

$$M = Z \times H$$

avec : Z : Différence d'altitude entre surface de revêtement et semelle.

Pile 80 :	M = 3446 t.m
Pile 90 :	M = 3488 t.m
Pile 100 :	M = 3346 t.m
Pile 110 :	M = 3173 t.m
Pile 120 :	M = 3060 t.m
Pile 130 :	M = 2608 t.m
Pile 140 :	M = 2262 t.m
Pile 150 :	M = 1964 t.m
Pile 160 :	M = 1625 t.m

DESCENTE DE CHARGE SUR CULEE

RESUME DES CALCULS

Elements	Dimensions (m)	Effort V en (t)	Effort Hi (t)	Z (m)	Mat (t.m)	Mdst (t.m)
Mur garde grève	10.84x0.3x2.4	19.52	—	2.25	44	—
Chevêtre	11.00x3.15	86.63	—	2.13	184.5	—
Mur frontal	2x11x9.1	500.50	—	0.5	250.25	—
Mur en retour	2x0.7x15.05	52.68	—	1.77	93.24	—
Murettes latérales	2(0.7x1.1x2.1)	8.09	—	2.95	23.86	—
Dalle de Transition	10.84x0.3x12	97.56	—	8.4	819.51	—
Remblais sur dalle de tra	10.84x2.1x12	491.71	(-) 14.2	$\frac{8.4}{10.1}^*$	4130.36	143.42
Remblais (1)	9.44x15.05	255.73	-)232.18	$\frac{1.77}{3.03}^*$	452.43	703.51
Remblais (2)	11x9x3.08	-)548.86	+ 294.03	$\frac{1.79}{3}^*$	882.09	982.46
Semelle	7.16x1.5x11	236.28	—	—	—	—
Tablier 1/2	—	309.51	—	0.9	278.56	—
Surcharges	—	175.08	—	0.9	157.57	—
Seisme Vert (7 %)	—	166 ^{**}	—	0.9	149.40	—
Seisme Hori	—	—	-)237.08	13	—	3082.04
Σ	—	2948	778	—	7466	4912

Moment résultant + 2554 (t.m)

Hi : Effort horizontal ou poussée Hi.

Z : Bras de levier (m).

Mat : Moment stabilisant (t.m).

Mdst: Moment déstabilisant (t.m).

(*) : Bras de levier des efforts hizontaux ou poussée.

(**): Composantes du seisme adoptées par la RPA 88;

Ce sont des fonctions de la charge permanentes de l'appui.

(+) et (-) : indiquent respectivement des moments stabilisants et d'instabilisants.

Remarques :

La culée ne répondra que la moitié des charges permanentes du tablier calculées pour une travée de 33.50 m.

Même remarque en ce qui concerne les surcharges sur tablier.

La longueur de la dalle de transition a été prise approximativement égale à la longueur du remblais susceptible de tasser, c'est à dire, égale à la hauteur du remblais du droit de la ligne d'appui.

Nous avons supposé la culée noyée dans le remblais (cas défavorable).

Moments calculés par rapport au milieu du plan supérieur de la semelle.

Commentaires :

On a vérifié la stabilité d'ensemble de la culée en supposant qu'elle constitue un solide indéformable.

Le moment résultant est stabilisant donc, stabilité vérifiée.

Récapitulation :

Efforts verticaux	$N = 2948 \text{ t.}$
Efforts horizontaux	$H = 778 \text{ t.}$
Moment résultant	$M_r = M_{st} = 2554 \text{ t.m.}$

CHAPITRE 5

FONDATIONS SUPERFICIELLES

CHAPITRE V

FONDATIONS SUPERFICIELLES

V.1 CALCUL A PARTIR DU PENETROMETRE STATIQUE :

Nous signalons que l'interprétation quantitative de l'essai pour le calcul, reste assez empirique dans le cas de la détermination de portance des fondations superficielles à partir de la résistance en pointe. Cet essai ne conduit pas toujours à des résultats satisfaisants, surtout dans le cas des sols de faible portance.

La méthode appliquée caractérise le comportement du sol à court terme à partir de la cohésion non drainée.

V.1.1 METHODE DE CALCUL :

V.1.1.1 Capacité portante :

La résistance à la rupture du sol est assimilée à la résistance en pointe sous une fondation de largeur B, de longueur L et fondée à la profondeur D, cette résistance est obtenue par : $q_r = R_p$.

L'exploitation directe de la résistance en pointe d'un pénétromètre permet de déterminer la cohésion non drainée d'un sol par la relation suivante :

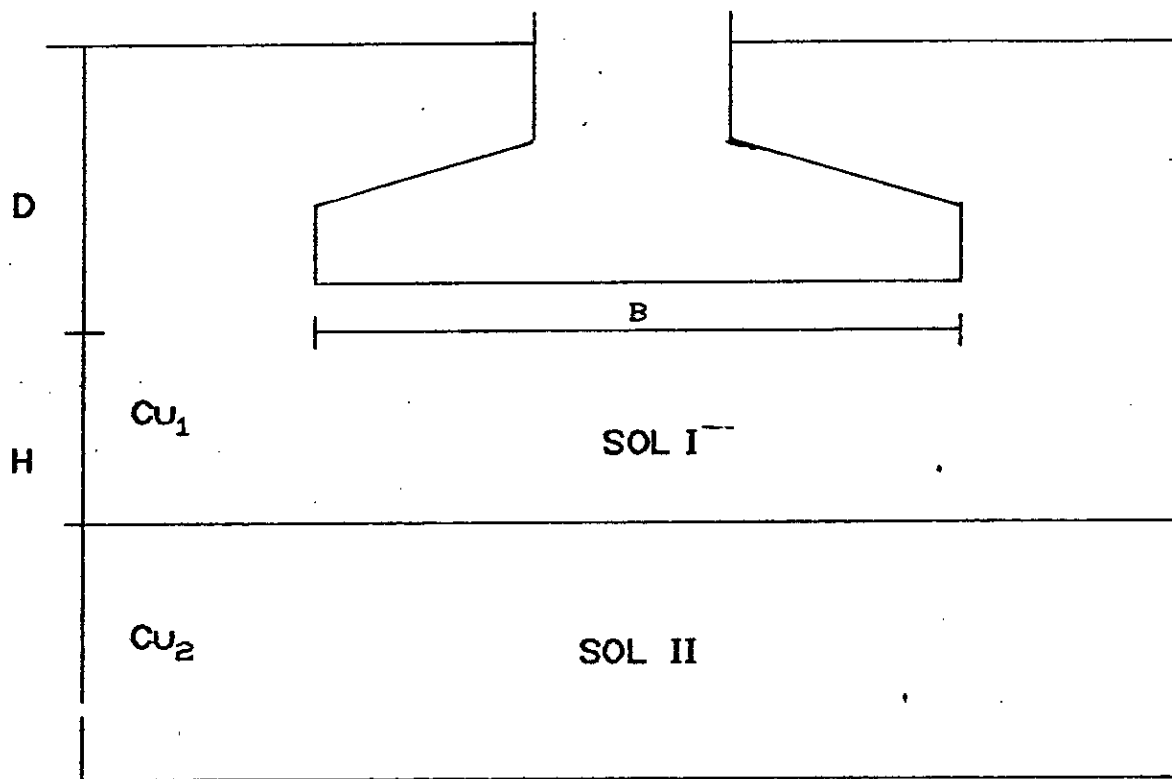
$$C_u = \frac{R_p - q_0}{N_c}$$

R_p : La résistance en pointe du sol.

q_0 : Pression verticale des terres au niveau de la semelle.

N_c : Paramètre donné égal à 15 pour les pénétromètres de type GOUDA

Dans un milieu cohérent, la valeur de la cohésion non drainée est assez proche de la réalité pour la détermination de la capacité portante du sol à court terme avec un angle de frottement interne nul ($\varphi = 0$).



Lorsque la semelle repose sur un système bicouche dont la résistance de la couche porteuse est supérieure à celle de la deuxième, nous prévoyons la formule utilisée par MANDET et SALENCON.

$$q_l = (\pi + 2) C_{u_1} \left[1 - \left(1 - \frac{C_{u_2}}{C_{u_1}} \right) \varphi(H/B) \right]$$

avec q_l : Contrainte limite de rupture.

C_{u_1} : La cohésion non drainée du sol I.

C_{u_2} : La cohésion non drainée du sol II.

$\varphi(H/B)$: Facteur correctif de portance d'un bicouche.

Si la couche du sol I est épaisse, c'est à dire : $H/B > \sqrt{2}/2$.
on aura $\varphi(H/B) = 0$.

La formule sera réduite à la cohésion non drainée du sol I et liée à celle déterminée par TERZAGUI pour une semelle filante dans un sol purement cohérent.

$$q_l = (\pi + 2) \times C_{u_1} = N_c \times C_{u_1}$$

N_c : Terme de cohésion.

$$C_{\infty} \quad \phi \geq 0$$

* CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DU SOL :

Pour une semelle rectangulaire :

Lorsque le problème à résoudre interesse les sols argileux, la dissipation de la pression intersticielle est très lente, l'essai in situ qui détermine le comportement du sol à court terme conviendra pour une semelle de fondation superficielle de longueur L et de largeur B.

La contrainte admissible dans le cas général est *facteurs hi + excentricité*

$$\bar{q} = q_0 + \frac{1}{F} \left[\left(1 - \frac{0.2 B}{L} \right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + q_0 (N_q - 1) + \left(1 + \frac{0.2 B}{L} \right) C_u N_c \right]$$

Pour le calcul à court terme, cette formule est simplifiée dans le cas des sols cohérents à un seul facteur de portance qui est le terme de cohésion N_c , du fait que l'angle de frottement interne est nul.

Pour $\phi = 0$, les facteurs de portances sont :

$$N = 0$$

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5.14$$

Ce qui donnera :

$$\bar{q} = q_0 + \frac{1}{F} \left[\left(1 + \frac{0.2 B}{L} \right) C_u N_c \right]$$

Avec :

$q_0 = \gamma D$: Pression des terres au niveau de la base de la semelle.

$N_c = 5.14$: Terme de cohésion.

F : Coefficient de sécurité généralement égale à 3.

V.1.1.2. Evaluation des tassements:

L'interprétation des résultats de l'essai et la relation entre résistance de pointe et les caractéristiques de compressibilité du sol ne sont pas évidentes.

Lorsque les tassements risquent d'être importants, on évite absolument de recourir à ce type d'essai pour l'évaluation de ces derniers.

La méthode utilisée pour le calcul des tassements est celle de BUISMANN :

BUISMANN a fait apparaître un module de compressibilité à partir du pénétromètre statique :

$$E_o = \frac{3}{2} q_c$$

q_c : Effort de pointe

Puis, il a cherché à relier ce paramètre à celui de l'essai oedométrique qui est donné par l'équation de TERZAGUI :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{1 + e_o} \log \left[1 + \frac{\Delta P}{P_o} \right] = \frac{C_c}{2.3(1+e_o)} \text{Log} \left[1 + \frac{\Delta P}{P_o} \right]$$

Si $\frac{\Delta P}{P_o}$ est petit, on peut écrire :

~~$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{2.3(1+e_o)} \frac{\Delta P}{P_o}$$~~

Où C_c : Coefficient de compressibilité.

Or par définition : $\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta H}{E_o}$ (I)

donc par identification : $E_o = \frac{2.3(1+e_o)}{C_c} . P_o$

Posons : $C = \frac{2.3(1+e_o)}{C_c}$ qu'on appellera constante de compressibilité ; on aura donc,

$$E_o = C P_o \longrightarrow \frac{3}{2} q_c = C P_o \longrightarrow C = 1.5 \frac{q_c}{P_o}$$

La formule (I) devient :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta P}{C P_o}$$

Et le tassement s'écrira :

$$\Delta H = \frac{H}{C P_o} \Delta P$$

Avec : $C = \alpha \frac{q_c}{P_o}$, généralisée par les recherches françaises.

ΔP : Charge apportée par la semelle.

P_o : Poids des terres.

α : Paramètre dépendant du type de sol.

q_c : L'effort de pointe.

V.1.2. APPLICATION :

V.1.2.1. Fondation sur couche d'argile :

Le calcul sera fait, dans un premier temps, pour la pile sollicitée le plus favorablement c'est à dire le moins dangeusement.

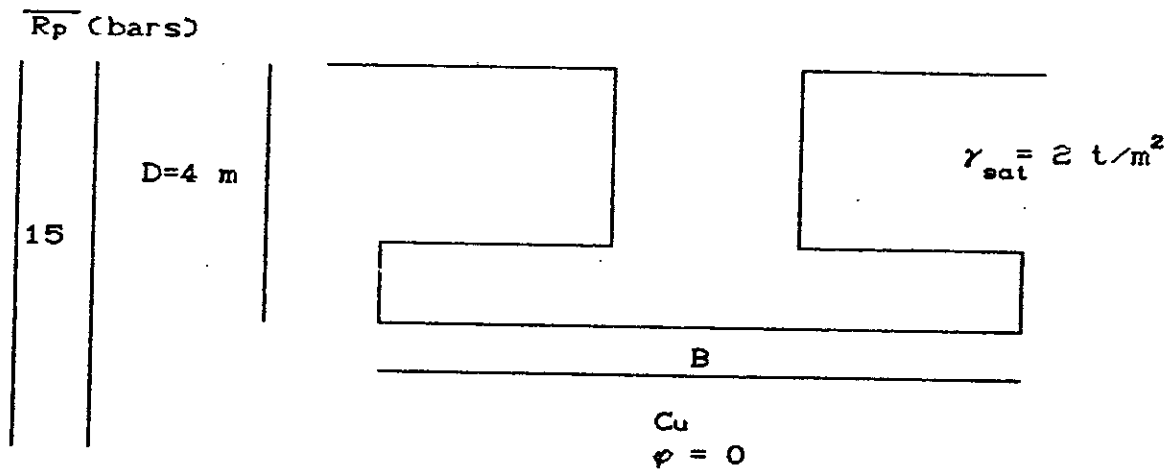
Il s'agit de la pile P160 où :

$$N = 1492 \text{ (t)}$$

$$H = 107 \text{ (t)}$$

$$M = 1625 \text{ (t)}$$

L'examen des courbes de pénétromètre a orienté, en ce qui concerne l'ensemble argileux, vers une valeur moyenne de $R_p = 15$ (bars) qui sera justifiée dans le chapitre suivant traitant du calcul des fondations profondes.



* Predimensionnement :

On est en présence d'une couche d'argile dont on veut déterminer la cohésion non drainée :

$$C_u = \frac{R_p - q_0}{N_c}$$

$$R_p = 150 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

$$q_0 = 2 \times 4 = 8 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

$$N_c = 15$$

Donc :

$$C_u = \frac{150 - 8}{15} = 9.46 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$C_u = 9.46 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

La contrainte limite donnée par la formule de TERZAGUI pour un sol cohérent dont on suppose en première approximation que la semelle est filante est :

$$q_l = (\pi + 2) \cdot C_u \cdot N_c$$

Avec :

$$C_u = 9.46 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$N_c = 5.14$$

$$q_l = 5.14 \times 9.46 = 48.62 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Par la suite la contrainte admissible est:

$$\bar{q} = \frac{1}{3} q_l = \frac{1}{3} 48.62 = 16.20 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

On dimensionne notre semelle avec une longueur L égale à la largeur de l'ouvrage de manière à pouvoir recevoir toutes les piles au cas où elles seraient nombreuses.

Soit à déterminer la largeur B :

$$\bar{q} \geq \frac{N}{L \cdot B} \text{ donc, } B \geq \frac{N}{L \cdot \bar{q}}$$

Avec :

$$N = 1492 \text{ (t)}$$

$$L = 11 \text{ (m)}$$

$$B \geq \frac{1492}{11 \times 16.20}$$

On prendra:

$$B = 8.5 \text{ (m)}$$

Les dimensions de la semelle sont: $8.5 \times 11 \text{ (m}^2\text{)}$

* CONTRAINTE ADMISSIBLE :

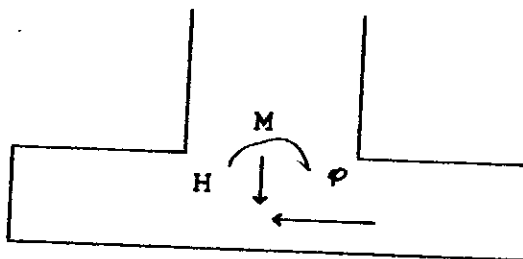
N_q = 1 pour φ₂ = 0

$$\bar{q} = \gamma_1 D + \frac{1}{F} \left[\left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) C_u N_c \right]$$

$$\bar{q} = 4 \times 2 + \frac{1}{3} \left[\left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) 9.46 \times 5.14 \right]$$

$$\bar{q} = 26.71 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

* Vérification de la contrainte:



$$\left. \begin{aligned} N &= 1492 \text{ t.} \\ M &= 1625 \text{ (t.m)} \\ H &= 107 \text{ t.} \end{aligned} \right\}$$

- Inclinaison de la résultante :

$$\text{tg } \delta = \frac{H}{N} = \frac{107}{1492} = 0.0717$$

$$\delta = 4.1^\circ$$

L'angle nous donne un coefficient correcteur pour le facteur

$$N_c : \left[1 - \frac{2\delta}{\pi} \right]^2 = 0.91 ;$$

$$N_c' = 0.91 N_c$$

que représente ce coefficient?

donc :

$$\bar{q} = 4 \times 2 + 0.91 \times \frac{1}{3} \left[\left(1 + 0.2 \frac{8.5}{11} \right) 9.46 \times 5.14 \right]$$

$$\bar{q} = 25 \text{ t/m}^2.$$

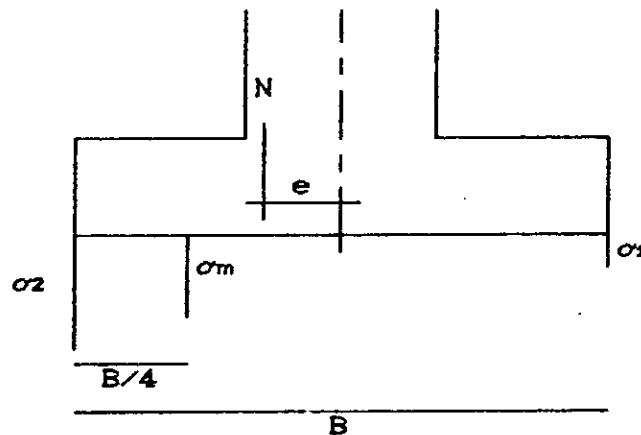
- Exentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1625}{1492} = 1.10 \text{ m.}$$

$$\frac{B}{6} = 1.42 \text{ m.}$$

On a bien $e < \frac{B}{6}$, par suite N s'applique dans le tiers central.

Les contraintes exercées au niveau de la semelle seront donc :



*Physiquement
pour se justifier
réviser*

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N'}{S} + \frac{Mv}{I} = \frac{N'}{S} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\ \sigma_2 = \frac{N'}{S} - \frac{Mv}{I} = \frac{N'}{S} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \end{cases}$$

où : $S = L \times B$

$N' = N + \text{Poids semelle.}$

$N' = 1843 \text{ t.}$

Nous avons donc,

$$\sigma_1 = 35.02 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

$$\sigma_2 = 4.41 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

Les D.T.U.C Documents Techniques Unifiés) préconisent de vérifier la contrainte de non poinçonnement à $\frac{3}{4} B$.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{N}{S} \left[1 + \frac{3e}{B} \right] = 27.37 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

Valeur à laquelle il faut ajouter la pression des terres recouvrant la semelle, soit :

$$\dots \text{ (t/m}^2\text{)}$$

On déduit la contrainte exercée par la semelle :

$$\sigma_{\text{totale}} = \sigma_M + q_0 = 32.37 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

On voit bien que :

$$\sigma_{\text{totale}} > \bar{q} = 25 \text{ (bars).}$$

La condition de non poinçonnement n'est donc pas vérifiée.

Remarque : Le même calcul a été tenté pour B = 10 m.

Les résultats sont les suivants :

$$\bar{q} = 25.43 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{\text{totale}} = \sigma_M + q_0 = 23.03 + 5 = 28.03 \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

donc, $\bar{q} < \sigma_{\text{totale}}$, il y a donc toujours problème de poinçonnement.

* Conclusion :

Les résultats des essais aux pénétromètre statique prohibent le recours aux fondations superficielles ancrées dans la couche d'argile.

V.1.2.2. Fondation sur l'horizon de galets :

le toit de la couche de galets calcaires sous-jacentes à celle de l'argile a un profil irrégulier .

Elle remonte à certains endroits à des profondeurs assez faibles permettant de concevoir des fondations superficielles à leur niveau.

Cette possibilité existe au niveau des piles :

P110 à laquelle correspond le sondage 4.

P130 à laquelle correspond le sondage 3.

P140 à laquelle correspond le sondage au pénétromètre statique pc4

Le calcul se fera par rapport à la pile la plus sollicitée, en l'occurrence P110:

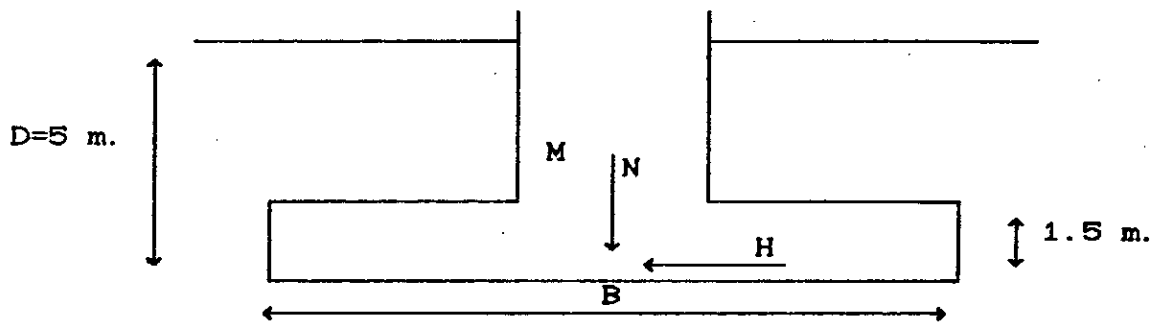
$$N = 1733 \text{ (t)}$$

$$H = 130 \text{ (t)}$$

$$M = 3173 \text{ (t)}$$

$$\gamma = 2 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

*analyse en q = 0 seulement
pour qna 1*



* Excentricité e :

$$e = M/N = 1.83 \text{ (m)}$$

* Contrainte admissible :

Aucun essai en laboratoire n'a été réalisé pour cette couche vu la nature des échantillons prélevés.

Les essais au pénétromètre statique ont révélé que cet horizon était de bonne caractéristique géotechnique, en effet, il provoque à chaque fois le refus en surface.

Nous avons retenu une valeur sécuritaire la résistance de pointe, du fait que nous avons diminué celle donnée au refus.

$$R_p = 200 \text{ (bars)}$$

A partir des essais de pénétration statique, la contrainte admissible est donnée par la formule:

$$R_p/15 < q_a < R_p/12$$

c'est-à-dire $200/15 < q_a < 200/12$

d'où : $13.33 < q_a < 16.66$

On considérera $q_a = 13.33 \text{ (bars)}$.

ou encore $q_a = 133.33 \text{ (t/m)}$.

* Vérifications des contraintes :

Nous adoptons pour L la valeur proposée par le plan d'architecture, soit $L = 8.8 \text{ (m)}$

Déduisons B à partir de cela :

$$\frac{L}{L \times B_f} + q < q_a$$

avec q : pression des terres sur la semelle

$$B_f > \frac{N}{L (q_a - q)} = \frac{1733}{8.80 (133.33 - 7)}$$

On trouve : $B_f > 1.56 \text{ (m)}$.

soit donc $B = B_f + 2e = 5.22 \text{ (m)}$.

On prendra à la fin $L * B = 8.8 * 5.5$ (m).

Dans ce cas $B_f = 5.5 - 2 * 1.83 = 1.84$ (m).

La charge totale appliquée au sol par l'appui :

$$Q_{\text{totale}} = 1733 + 2.5 * 8.8 * 5.5 * 1.5.$$

d'où $Q_{\text{totale}} = 1914.5$ (t)

La contrainte totale exercée sur le sol est :

$$\sigma_t = \frac{Q_t}{S_f} + q = \frac{1914.5}{8.80 * 1.84} + 7$$

d'où $\sigma_t = 125.24$ (t/m²).

On a donc bien : $\sigma_t < q_a$

Par suite la condition de non poinçonnement est vérifiée.

* Conclusion :

Nous proposons une fondation rectangulaire $L * B = 8.8 * 5.5$ (m) encastrée à 5 (m) de profondeur et qui permet d'atteindre largement les galets (au niveau de P110) Nous adopterons des semelles identiques au niveau des piles P130 et P140. ~~✗~~

V.2 CALCUL A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE :

Le calcul d'une fondation superficielle avec les essais de laboratoire nécessite la connaissance des caractéristiques physiques et mécaniques du sol à étudier.

Par cette méthode de calcul, nous tenterons l'option qui consiste à encastrer la semelle de fondation dans l'argile du site et conclure quand à leur pertinence.

V.2.1. METHODE DE CALCUL :

V.2.1.1. Capacité portante :

Nous ferons la distinction suivante pour l'apparition au calcul des fondations superficielles :

- Les semelles filantes : ($L/B > 5$), le cas des fondations des murs de soutènement et des semelles d'ouvrages d'art plus large que long.

- Les semelles isolées : ($L/B < 5$) peuvent être souvent rectangulaires, carrées ($L/B = 1$) mais rarement dans le cas général (circulaires).

Les deux critères de dimensionnement d'une fondation superficielle sont les suivantes :

- Critère de poinçonnement.
- Critère de tassement.

D'une manière générale, l'étude d'une fondation s'opère comme suit :

- Détermination de la contrainte de rupture q_r du sol étudié.
- Calcul de la contrainte admissible \bar{q} .
- Calcul de tassement de cette fondation sous charges permanentes.

L'expression générale de la pression (ou contrainte) de rupture d'une semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L, soumise à des charges verticales et centrées est de la forme suivante :

$$q_r = \left[1 - 0.2 \frac{B}{L} \right] \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + q_0 N_q + \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] C N_c$$

On déterminera aussi la contrainte admissible q qu'on peut adopter pour un sol de fondation sous la base de la semelle par :

$$\bar{q} = q_0 + \frac{1}{F} \left[\left[1 - 0.2 \frac{B}{L} \right] \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + q_0 N_q + \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] C N_c \right]$$

Avec :

- q_0 : Pression verticale des terres.
- F : Coefficient de sécurité généralement égal à 3.
- γ : Densité apparente du sol en place.
- N_γ, N_q, N_c : Facteurs de capacité portante qui ne dépendent dans la pratique que de l'angle de frottement interne ϕ .
- C : Cohésion du sol en place.

facteurs N_i + exemples

Les paramètres C et ϕ à prendre en compte, dépendent du type de sollicitation (court terme, long terme) considéré dont résulte également la nature des paramètres q_0 et ϕ à utiliser et surtout suivant le type de calcul retenu en définitif.

Pour notre cas, nous indiquons tout de suite que la nature argileuse de notre sol oriente vers un comportement à court terme qui se présente comme le plus défavorable.

CORRECTIONS DE LA FORCE PORTANTE :

Nous rappelons que les formules décrites précédemment sont applicables à un sol horizontal soumis à des efforts verticaux et centrés. Dans le cas contraire il y'a lieu de tenir compte des efforts suivant :

1°) Inclinaison de la charge

Pour tenir compte de l'inclinaison de la résultante des charges appliquées à une semelle, MEYERHOF a proposé d'appliquer les coefficients de réductions suivants :

$$i = \left[1 - \frac{2\delta}{\pi} \right]^2 \quad \text{pour les termes de profondeur } N_q \text{ et de cohésion } N_c.$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{\delta}{\rho} \right]^2 \quad \text{pour le terme de surface } N_\gamma.$$

où : γ : Inclinaison de la charge résultante Q sur la verticale.

ρ : Angle de frottement interne du sol étudié.

2°) Excentricité de la charge :

Il faut tenir compte dans la majorité des cas de l'excentricité de la charge, pour cela on peut utiliser la méthode de MEYERHOF qui consiste à supposer que les contraintes sont appliquées au sol de fondation sur une largeur fictive B_f égale à $B_f - 2e$ où e est l'excentricité de la charge.

$$e = \frac{M}{Q}$$

où : M : Moment appliqué.

Q : Charge appliquée.

V.2.1.2. Tassement :

V.2.1.2.1. Rappels théoriques :

Le phénomène de tassement peut être décrit comme la somme de trois composantes que l'on suppose indépendantes et successives définies comme suit :

1- Tassement initial (W0) :

Il est dû à une déformation se produisant à volume constant au moment du chargement, ce tassement ne peut pas être évalué à l'oedomètre.

2- Tassement de la consolidation primaire (W1) :

On observe l'augmentation de pression intersticielle sous l'effet des charges, ce qui entraîne, un écoulement de l'eau vers les zones de pression nulle.

Cette consolidation se produit jusqu'à annulation de la pression intersticielle avec le temps selon la perméabilité. Ce tassement peut être déterminé par l'essai oedométrique.

3- Tassement de la consolidation secondaire (W2) :

Il correspond au réarrangement des grains entre eux. Ce tassement est négligeable par rapport au précédent.

Dans le cas du site étudié, la présence de l'argile est très importante. Par suite le tassement de la consolidation primaire est prépondérant, on se réfère donc au calcul oedométrique.

V.2.1.2.2. Calcul de tassement initial :

1°) Calcul du tassement immédiat (W0) :

Ce tassement instantané est calculé par la méthode de BOUSSINESQ, qui considère le sol comme un corps élastique parfait, cette consolidation peut être satisfaisante lorsqu'on procède au chargement d'un milieu saturé.

On peut admettre que la déformation s'opère à volume constant car l'eau n'a pas eu le temps d'être expulsée, celle-ci étant acquise immédiatement.

Ce tassement peut être calculé comme suit :

$$W_0 = C_f \frac{q \cdot B}{E} (1 - \nu^2)$$

où : q : Charge répartie (déterminée sous charges permanentes)

B : Largeur de la semelle.

ν : Coefficient égale à 0.5 pour les déformations à volume constant.

E : Module d'YOUNG qui peut être déterminé par l'essai décompression simple.

C_f : Coefficient de forme sans dimension, fonction de la forme de la semelle.

C_f = 0.8 pour $\frac{L}{B} = 1$ (carrée)

C_f = 0.8 pour $\frac{L}{B} \cong 1$ (filante)

Pour une semelle rectangulaire, on peut admettre que $C_f = 1.48 \times (\frac{L}{B})$.

Le tassement instantané de la couche porteuse reste toujours faible compte tenu du fait que le module mesuré en compression simple est élevé.

- Calcul de tassement de la consolidation primaire (W1) :

Pour calculer ce tassement, on utilise les résultats de l'essai oedométrique. Cette méthode s'applique surtout aux sols cohérents elle consiste à diviser le sol sous la base de la fondation en plusieurs tranches suivant le nombre des résultats

déterminés à l'œdomètre et la répartition des contraintes ramenées par la semelle de fondation à mi-épaisseur de chaque tranche.

Le tassement d'une tranche d'épaisseur h s'obtient par la formule suivante :

$$\Delta H = h \times \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

où e : Indice des vides pour $(\sigma\sigma' + \Delta\sigma)$ qu'on peut déterminer par la courbe.

e_0 : Indice des vides initial correspondant à $(\sigma\sigma')$.

Pour un sol normalement consolidé ou sous-consolidé, on peut utiliser les caractéristiques déterminées par la courbe œdométrique et on aura :

$$\Delta H = h \frac{C_c}{1 + e_0} \text{Log} \frac{\sigma\sigma' + \Delta\sigma}{P_c}$$

où $\sigma\sigma'$: Pression verticale effective des terres.

P_c : Pression de préconsolidation moyenne.

$\Delta\sigma$: Accroissement de la contrainte apportée par la semelle dans le plan median de la couche.

C_c : Coefficient de compressibilité.

V.2.2. APPLICATIONS :

La solution des fondations superficielles a été prohibée par la méthode de calcul s'appuyant sur les résultats du pénétromètre statique. Nous voulons à présent confirmer cela à partir de la méthode utilisant les résultats des essais de laboratoire.

Dans ce cadre, nous ne testerons la solution superficielle qu'aux endroits des sondages. Nous userons des valeurs de moyennes de C_u adoptées pour les profils géotechniques présentés dans le chapitre reconnaissance des sols.

V.2.2.1. ETUDE DE LA SEMELLE DE FONDATION SOUS CULEE (coté MILA)

* Dimension§de la semelle :

Les mêmes que lors du prédimensionnement précédent c'est-à-dire :

$$B * L = 8.5 \times 11 \text{ (m}^2\text{)}$$

* Capacite portante :

On utilise les caractéristiques mécaniques ϕ_u et C_u caractérisant le court terme pour le calcul dit non drainé. La

La contrainte admissible sera :

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F} \left[\left(1 + 0.2 \frac{B_f}{L} \right) \times C_u \times N_c' \right]$$

soit

$$q_a = 4 \times 2 + \frac{1}{3} \left[\left(1 + 0.2 \frac{6.76}{11} \right) \times 3.60 \times 10.24 \right]$$

donc

$$q_a = 21.8 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

* Verification :

Nous avons :

$$Q_{\text{total}} = N + P_{\text{semelle}} = 2948 + 2.5 \times 11 + 8.5 \times 1.5$$

c'est à dire :

$$Q_{\text{total}} = 3299 \text{ (t)}$$

A partir de quoi la contrainte exercée sur le sol s'écrira :

$$\sigma_{\text{total}} = \frac{Q_{\text{total}}}{S_f} + q$$

S_f : Surface fictive qui est de $B_f \times L$

q : Contrainte exercée sur la semelle par le sol susjacent.

donc :

$$\sigma_{\text{total}} = \frac{3299}{6.76 \times 11} + 2 \text{ (} 4 - 1.5 \text{)}$$

d'où

$$\sigma_{\text{totale}} = 49.37 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

On remarque que :

$$\sigma_{\text{total}} > q_a$$

par la suite la condition au non poinçonnement n'est pas vérifiée.

V.2.2.2. ETUDE DES SEMELLES SOUS PILES :

Piles	P90 (Sc5)	P110 (SiU)	P150 (Sc2)
Dimension	11 x 8.5 m ²	11 x 8.5 m ²	11 x 8.5 m ²
\bar{C}_u	9.2	6.8	6.8
ρ_u	0	0	0
γ_{sat} (t/m ³)	2	2	2
N (t)	1774	1733	1551
H (t)	134	130	122
M (t.m)	3488	3173	1964
δ°	4.32°	4.3	4.5
i_c	0.91	0.9	0.9
N_c'	4.66	4.64	4.64
e (m)	1.97	1.83	1.27
Bf (m)	4.56	4.84	5.96
q_a (t/m ²)	23.47	19.44	19.66
Qt (t)	2125	2084	1902
σ_{totale} (t/m ²)	47.36	45.83	34.01
Observation	$\sigma_{totale} > q_a$	$\sigma_{totale} > q_a$	$\sigma_{totale} > q_a$
condition de non poinçonne ^t - vérifiée	Non	Non	Non

V.2.2.3 Conclusion :

La portance de la couche argileuse s'avère a chaque fois insuffisante , cela confirme bien le pronostic avancé quand à la non convenance de cette dernière à recevoir les charges transmises par les semelles.

CHAPITRE 6

FONDATIONS PROFONDES

CHAPITRE VI

FONDATEIONS PROFONDES

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations profondes sont destinées à reporter les charges d'un ouvrage sur des grandes profondeurs lorsque la solution des fondations superficielles n'est pas adaptée. Les fondations sont caractérisées par leurs hauteurs :

$\frac{H}{B} > 10$, H : Fiche totale de la fondation dans le sol étudié.

B : Diamètre du pilier.

Dans le calcul qui suit, nous étudierons l'ensemble des fondations sous le terme de pieux .

Ces pieux peuvent être groupés en nombre de 2, 4 , 6 ou plus et réunis en tête par une semelle destinée à répartir la charge sur chaque pieu .

Dans toute l'étude qui suit sur les fondations profondes nous examinerons le cas des pieux forés avec comme seul diamètre 120 cm Le choix du diamètre n'est motivé que par le seul soucis d'adopter notre travail à la réalité des procédés de constructions algériennes .

VI.2. ESSAI IN SITU :

Lors de la campagne de reconnaissance , seul l'essai de pénétration statique a été réalisé dans le cadre des essais in situ , nous dimensionnerons donc les pieux à partir des résultats donnés par cet essai .

VI.3. METHODE DE CALCUL AU PENETROMETRE STATIQUE :

Le pénétromètre est assimilé à un véritable pieux en modèle réduit , il est évidemment certain qu'on peut directement déduire de cet essai la capacité portante d'un pieu réel . Lorsque l'étude consiste à calculer un groupe de pieux , il convient de vérifier la stabilité d'un pieu unique et le groupe sera considéré comme un ensemble stable.



La méthode de calcul consiste à déterminer la charge nominale qui découle de cet essai. Etant donné qu'il y a une différence sur les données expérimentales entraînant ainsi la dispersion des résultats finaux donnés par les auteurs, nous adopterons la formule générale décrite par G. PHILIPPONAT qui regroupe les résultats tout en offrant une sécurité suffisante.

En effet, cette méthode de calcul a été élaborée sur un certain nombre d'essais de chargement réels de pieux pour lesquels des essais de pénétration statique avaient été réalisés. La majorité de ces essais ont fait l'objet de publications.

C'est ainsi qu'on constate que compte tenu des dispersions inhérentes à l'interprétation des essais et à la mise en œuvre des pieux, la corrélation est satisfaisante en particulier pour l'effort de pointe [4].

VI.3.1. CHARGE NOMINALE :

C'est la charge admissible, vis à vis de la résistance du sol, déterminée par : [4]

$$Q_N = \frac{A}{F_{s1}} q_p + \frac{Q_f}{F_{s2}}$$

ou encore

$$Q_N = Q_{pa} + Q_{fa}$$

avec A : Section droite du pieu.

q_p : Résistance de pointe à la rupture.

Q_f : Frottement latéral mobilisable le long du fut.

Q_{pa} : Effort de pointe admissible.

Q_{fa} : Frottement latéral totale admissible.

F_{s1} : Coefficient de sécurité sur le terme de pointe.

F_{s2} : Coefficient de sécurité sur le terme de frottement latéral.

Ces coefficients sont généralement différents entre eux, mais avec la méthode que nous allons utiliser, les essais de chargement ont confirmé, avec ces paramètres utilisés dans le calcul, qu'on pouvait et uniquement dans ces formules affecter au coefficient de sécurité de terme de pointe une valeur de 2 au lieu de 3.

D'où

$$F_{s1} = F_{s2} = 2$$

VI.4. ANALYSE DES PENETROGRAMMES :

Avant d'entamer le calcul de dimensionnement des pieux , nous allons procéder à une analyse des pénétrogrammes donnés par les (9) essais de pénétration statique réalisés in situ se basant sur les coupes de sondages et l'étude géotechnique ainsi que la coupe géologique .

Les essais en laboratoire et les coupes de sondages ont révélé une tendance à l'homogénéité de l'ensemble argileux , les résultats des (9) pénétrogrammes viennent confirmer cette tendance.

En effet , les valeurs des résistances de pointe pour tout l'ensemble argileux sont très rapprochées , il nous a paru inadéquat de discrediter les pénétrogrammes ; ce qui nous a laissé estimer au vue de ceci une résistance de pointe moyenne pour cette couche argileuse évaluée à 15 bars. Cette valeur nous parait comme la moyenne défavorable pour cette couche.

Cette valeur de R_p est très faible surtout que les charges transmises par la superstructure sont assez importantes.

Il nous faudra , si l'on veut ancrer les pieux dans cette couche d'argile compter sur les frottements tout au long du fût , ce qui peut se faire au niveau de la culée (vers Mila) et les piles 80 , 90 , 150 et 160 vu les profondeurs de la couche d'argile sous ces même culée et piles qui sont assez importantes.

Au niveau des autres piles , cette solution n'est pas envisageable vu les faibles épaisseurs de la couche d'argile au niveau de celles-ci , comme on le démontrera par la suite.

Suite à cette constatation , nous adopterons une deuxième solution qui consiste à ancrer les pieux dans la couche de blocs de calcaire qui présente des qualités nettement plus performantes que celles données par l'ensemble argileux. En effet , en se référant aux pénétrogrammes (voir annexe) les valeurs des résistances de pointes au niveau de la couche de galets sont plus importantes et sont de l'ordre de 200 bars. On a juger utile de prendre une fraction de la valeur de R_p en refus.

La coupe géologique , établie à partir des (5) sondages et des résultats qualitatifs donnés par les pénétrogrammes , nous

donne la position de la couche de galets sous chaque pile et culée et donc les différentes profondeurs de celle-ci.

A noter que les résultats des essais à la pénétration statique doivent être pris avec précaution pour les raisons suivantes :

a - La couche d'argile présente plusieurs hétérogénéités telles que : les cailloux , les blocs de calcaire , gypses , ce qui fait que les pics observés sur les pénétrogrammes au niveau de la couche d'argile s'expliquent par le fait que le pénétromètre bute sur celle-ci , ce qui ne consiste pas une donnée pour estimer la capacité portante d'un pieu. Nous avons donc pas pris en considération ces pics.

b - Les refus observés sur quelques pénétrogrammes , ne sont pas représentatifs de l'horizon géologique dans le sens où le pénétromètre ne rencontre pas une couche dure qui expliquerait le refus , mais au contraire des hétérogénéités présentées sous forme de cailloux ou galets immergés dans de l'argile de faible résistance comme l'illustrent les exemples suivants :

- Au pénétrogramme 01 :

Le refus observé à 5,6 mètres est un faux refus car il se situe dans la couche de marne grise qui présente une assez faible résistance de pointe si on se réfère au pénétrogramme 02 qui traverse cette même couche.

- Au pénétrogramme 02 :

D'après la coupe géologique , la couche de bloc de calcaire qui présente une très forte résistance de pointe se trouve à 18 mètres , le refus observé est à 9.5 mètres, ce qui représente un faux refus vu qu'à la profondeur de 9.50 mètres , on se trouve dans la couche d'argile bariolée qui ne peut présenter une résistance de pointe observée au pénétrogramme lors du refus.

En effet , d'après les résultats de laboratoire du sondage 01 , on remarque que cette couche présente une valeur de la cohésion non drainée assez moyenne : $C_u = R_p/2 = 0.76$.

Un sondage de reconnaissance s'avère indispensable au niveau du pénétrogramme 02 afin de bien situer l'étendue de cette couche.

- Pénétrogramme 07 :

On y rencontre le même phénomène du fait que la couche d'argile brune pour laquelle on observe le refus présente une résistance de pointe assez moyenne de 15 bars dans le pénétromètre 07 , donc on est en présence d'un faux refus.

- Pénétrogramme 09 :

On rencontre un refus au niveau de la couche d'argile très altérée gypseuse avec des passés de cailloux. Ces passages de cailloux de calcaires expliquent ce refus qui n'en est pas véritablement car les essais en laboratoire effectués au sondage 05 montrent une valeur de la cohésion drainée assez moyenne même si une valeur de C_u déduite de l'essai de compression au niveau de l'échantillon de profondeurs 10.50/10.85 est assez élevé. En effet cette valeur est abérente vu la tendance générale , elle ne s'explique que par le fait que l'échantillon se trouve à plus de 10 m de profondeur , il est difficile pour l'opérateur d'avoir un échantillon intact.

Donc , l'ensemble argileux , considéré comme homogène géotechniquement , présente des hétérogénéité qui perturbent beaucoup les résultats donnés par l'essai à la pénétration statique.

VI.5. METHODE PRATIQUE DE CALCUL :

VI.5.1. FORMULE GENERALE :

La charge nominale (charge admissible vis à vis du sol) est formulée de la manière suivante :

$$Q_N = \frac{A}{F_{s1}} q_p + \frac{Q_f}{F_{s2}}$$

La charge limite du sol provient donc de deux termes :

- D'une part , de la résistance au poinçonnement du sol sous la pointe du pieu : Résistance de pointe.
- D'autre part , de la mobilisation d'un frottement entre le sol et le pieu le long du fût : Frottement latéral.

VI.5.1.1. Résistance de pointe :

Elle est donnée par :

$$q_p = \alpha_p \times q_p$$

α_p : coefficient qui permet de relier la résistance de pointe limite du pieu à la résistance moyenne du pénétromètre statique. Ces valeurs de α_p ont été déterminées en comparaison avec les essais de chargement réels des différents sol.

Valeurs de α_p :

Nature du sol	Valeurs α_p
Argile et craie	0.50
Limons	0.45
Sable	0.40
Grave	0.35

Lorsque le sol est hétérogène, la résistance de pointe d'un pieu est influencée par une certaine hauteur de sol "a" au dessus de la pointe du pieu et une hauteur "c" au dessous de celui-ci.

Soit q_{ca} , la résistance moyenne sur la hauteur "a".

Soit q_{cc} , la résistance moyenne sur la hauteur "c".

$$q_c = \frac{q_{ca} + q_{cc}}{2}$$

On prendra pour valeur de a et c : $a = c = 3 d$.

où : d est le diamètre du pieu.

L'effort de pointe admissible est donc : $q_{pa} = \frac{A}{F_{s1}} q_p$.

VI.5.1.2 Profondeur d'ancrage :

La profondeur minimale d'ancrage notée D_{min} est donnée par la plus grande des valeurs suivantes :

- Sol monocouche : 3 m ou 6.d .
- Sol multicouche : 1.5 m ou 3.d .

VI.5.1.3 Frottement latéral :

Il est donné par : [4]

$$Q_{fa} = \frac{p \sum (f_{u_i} \times h_i)}{F_{s2}}$$

Où p : périmètre du pieu.

f_{u_i} : frottement latéral unitaire de la couche i.

h_i : l'épaisseur de la couche i.

A signaler que les pénétromètres statiques utilisés, munis d'un manchon situé à proximité de la pointe, permettent d'évaluer directement le frottement latéral. Ces valeurs sont à craindre du fait que le sol est perturbé, comme il peut y avoir l'influence de contraintes transmises par la pointe. Pour cela, certains auteurs ont relié directement f_u et q_c , avec des coefficients α_s (fonction du sol) et α_f (fonction du fût), par la formule : [4]

$$f_{u_i} = \frac{\alpha_f}{\alpha_s} q_c$$

Tableau 6.2 : Valeurs de α_s

Nature du sol	α_s
Argile et craie	50
Graves	200

En ce qui concerne α_f , nous retiendrons une seule valeur correspondant aux pieux forés de diamètre $d < 1.5$ m :

$$\alpha_f = 0.85$$

Remarque : La valeur du frottement unitaire admissible ne doit pas dépasser 10 t/m^2 .

VI.6. CALCUL DES PIEUX POUR LE PONT :

VI.6.1. DONNEES GENERALES :

Le calcul se fera au niveau de la culée et des piles 80,90,100,120,150 et 160. En ce qui concerne les piles 110,130 et 140 la solution des fondations superficielles a été retenue (chapitre V).

La contrainte admissible à la compression du béton des pieux est liée à la sévérité du contrôle, or dans les grandes profondeurs, le béton est généralement faiblement contrôlé.

$$\overline{\sigma}_{\text{béton}} = 50 \text{ bars}$$

En ce qui concerne les termes de pointes :

	α_p	α_s
Ensemble argileux	0.50	50
Couche de galets	0.35	200

VI.6.2. PIEUX ANCRES DANS LA COUCHE D'ARGILE :

Pour cette première solution, nous allons essayer d'ancrer les pieux dans l'ensemble argileux au niveau de la culée et des piles 80,90,150 et 160. Comme nous l'avons vu auparavant les pieux ancrés dans la couche d'argile mobilisent surtout le frottement latéral, nous calculerons donc la contrainte admissible du sol au niveau de la pile 90 qui présente la plus grande épaisseur pour la couche d'argile et donc la capacité portante la plus favorable.

La profondeur maximale atteinte par la couche d'argile est de 25.5 (m). Nous prendrons une fiche pour le pieu de 25 (m). Comme cité auparavant l'ensemble argileux présente une résistance de pointe moyenne égale à 15 (bars).

Terme de pointe:

$$q_p = \alpha_p * q_c = 0.5 * 15 = 7.5 \text{ (bars)}$$

Frottement latéral:

profondeur	α_f	α_s	q_c	f_{u_i}	h_i	$f_{u_i} h_i$
0 à 25	0.85	50	150	2.55	25	63.75

$$p = \pi d = 3.14 * 1.2 = 3.77$$

$$Q_f = 3.77 * 63.75 = 240.33 \text{ (t)}$$

$$A = 1.13 \text{ m}^2$$

$$Q_N = \frac{1.13}{2} * 75 + \frac{240.33}{2} = 162.53$$

$$Q_N = 162.53 \text{ (t)} \quad \text{d'où} \quad q_a = \frac{162.53}{1.13} = 14.38 \text{ (bars)}$$

La valeur maximale de la contrainte admissible pour l'ensemble argileux est assez faible, cette solution n'est donc pas envisageable pour les raisons suivantes :

-La contrainte admissible du sol, étant très inférieur à la

contrainte intrinsèque du béton ($14.38 \ll 50$), ne permet pas de mobiliser celle-ci .

-Au vu des surcharges appliquées sur les piles , en ancrant les pieux dans l'ensemble argileux, on mobiliserait un nombre assez élevé de pieux.

VI. 6. 3 PIEUX ANGRES DANS LA COUCHE DE GALETS :

Cette couche présente une résistance de pointe élevée , de l'ordre de 200 (bars) , et se trouve à des profondeurs assez raisonnables , nous allons donc essayer d'ancrer les pieux dans cette couche.

Pile 80 :

La coupe géologique nous indique que la couche de galets est à une profondeur de 25.50 (m).

Nous sommes en présence d'un multicouche (argile et galets) , la profondeur minimale d'ancrage sera donc donnée par :

$$D_{min} = \text{Max} (1.5 \text{ (m)}, 3 d)$$

Donc : $D_{min} = 3 * 1.2 = 3.6 \text{ (m)}$

Soit : L : fiche du puit.

$$L = 25.5 + 3.6 = 29.1 \text{ m}$$

Seulement on prendra $L = 29.5 \text{ m}$

Le pieu traversera :

La couche d'argile : 0 à 25.50 (m)

$$R_{pm} = 15 \text{ (bars)}$$

La couche de galets : de 25.50 à 29.50

$$R_{pm} = 200 \text{ (bars)}.$$

Terme de pointe : $q_p = \alpha_p * q_c$

$$q_p = 0.35 * 200 = 70 \text{ (bars)}$$

Terme de frottement latéral :

$$Q_f = p \sum (h_i * f_{u_i})$$

221, 2 m

Profondeur	α_f	α_s	q_c	f_{u_i}	h_i	$f_{u_i} * h_i$
0 à 25.5	0.85	50	150	2.55	25.5	65.02
25.5 à 29.5	0.85	200	2000	8.5	4	34

$$\sum (f_{u_i} * h_i) = 99.025$$

$$Q_i = 3.77 * 99.02 = 373.32 \text{ (t)}$$

$$d'où : Q_N = \frac{1.13 * 700}{2} + \frac{373.32}{2} = 582.16$$

Ce qui nous donne :

$$q_a = Q_N / A = 51.51 \text{ (bars)}$$

On remarque que $q_a > q_i$, il y'a donc risque de rupture du béton si on mobilise toute la capacité portante du sol.

On prendra donc : $q_a = 50 \text{ (bars)}$ d'où $Q_a = 565 \text{ (t)}$

Nombre de pieux :

$$n = S / Q_N$$

-Surcharge sur pile 80 : $S = 1769 \text{ (t)}$ d'où $n = 4$

Les résultats pour les autres piles sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Table

	fiche(m)	q_a (bars)	Q_N (t)	n
Pile 90	29.5	50	565	4
Pile 100	19	47.05	531.69	4
Pile 120	16	45.77	517.27	4
Pile 150	14	44.52	503.17	4
Pile 160	22	48.32	546.11	3
Culée	27	50	565	6

Nous remarquons que les valeurs des contraintes admissibles du sol sont élevées comparées à celles trouvées pour l'ensemble argileux.

De plus les valeurs des contraintes admissibles pour les pieux ancrés dans la couche de galets sont très proches de la contrainte admissible du béton; le matériau constitutif du pieu sera donc utilisé de la manière la plus économique.

Cette solution nous permettra vu le nombre de pieux mobilisés sous chaque pile et culée d'éviter de trop rapprocher les pieux afin de négliger l'effet de groupe.

Nous estimons donc que solution qui consiste à ancrer les pieux dans la couche de galets présente des avantages considérables tant au niveau technique qu'économique.

CONCLUSION

CONCLUSION

La présente étude conclut en la possibilité de construire l'ouvrage d'art sur Oued Rhumel dans la wilaya de MILA .

Les formations rencontrées sont essentiellement des formations sédimentaires du quaternaire et du tertiaire .

D'une manière générale, il ressort que la couche argileuse s'avère assez peu résistante pour y prévoir des fondations superficielles .

C'est ainsi que tout calcul de tassement s'est révélé inutile pour éventuellement les prohiber.

Nous avons opté pour des fondations profondes en pieux ancrés dans la couche de galets.

C'est pour cela que nous aurions préféré recourir à l'essai au pénétromètre dynamique pour mieux apprécier la résistance offerte par cette dernière.

Les fondations seront donc de deux types:

- Superficielles de type semelles isolées pour les piles P110, P130 et P140 ancrées à 5 (m).

- Profondes pour le reste des piles en pieux forés.

Finalement, Nous devons signaler que vu l'état de surconsolidation , il n'était pas très correct de désigner le comportement à court terme comme étant d'emblée le plus défavorable, pour cette raison un essai triaxial C.U. + U. (consolidé, non drainé + mesure de pressions intersticielles) nous aurait permis d'y voir plus clair.

BIBLIOGRAPHIE

[1]. M. CASSAN: "Les essais in situ en mécanique des sols"
tome II, EYROLLES 1978

[2]. J. COSTET, G. SANGLERAT: "Cours pratiques de mécanique des sols"
tome II, DUNOD 1983

[3]. G. A. LEONARDS: "Les fondations".
DUNOD 1968

[4]. G. PHILIPPONAT: "Fondations et ouvrages en terre"
EYROLLES 1979

ANNEXES

**PRESENTATION DES ESSAIS
IN SITU ET DE LABORATOIRE**

FICHE TECHNIQUE N° 1 : ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

OU CISAILLEMENT A LA BOITE DE CASAGRANDE

* Objet : Détermination de la résistance au cisaillement d'un sol.

* Domaine d'application : Etude de stabilité des pentes et talus calcul de la portance des fondations.

* Principe de l'essai : C'est un cisaillement direct d'un échantillon de sol soumis à une contrainte normale.

* Essai :

Appareillage : Une boîte de cisaillement (ou de casagrandé), un système de mesure.

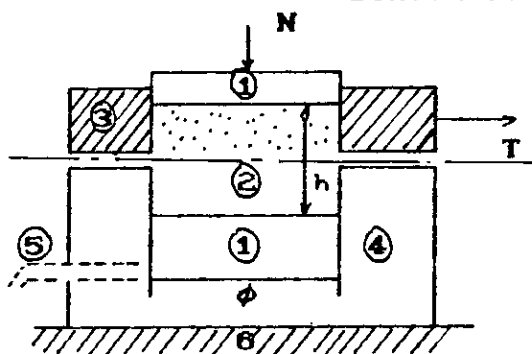
Mode opératoire : L'échantillon placé dans la boîte est soumis à une contrainte normale et cisailé à vitesse contrôlée (constante) de l'ordre de 1,5 mm/mn. On note, pour une contrainte normale donnée, l'effort de cisaillement en fonction du déplacement.

L'essai est recommencé sur au moins deux échantillons de même sol.

Résultats : On trace point par point la courbe cisaillement déformation qui fait apparaître dans la plupart des cas un pic caractérisé par un couple (τ, σ).

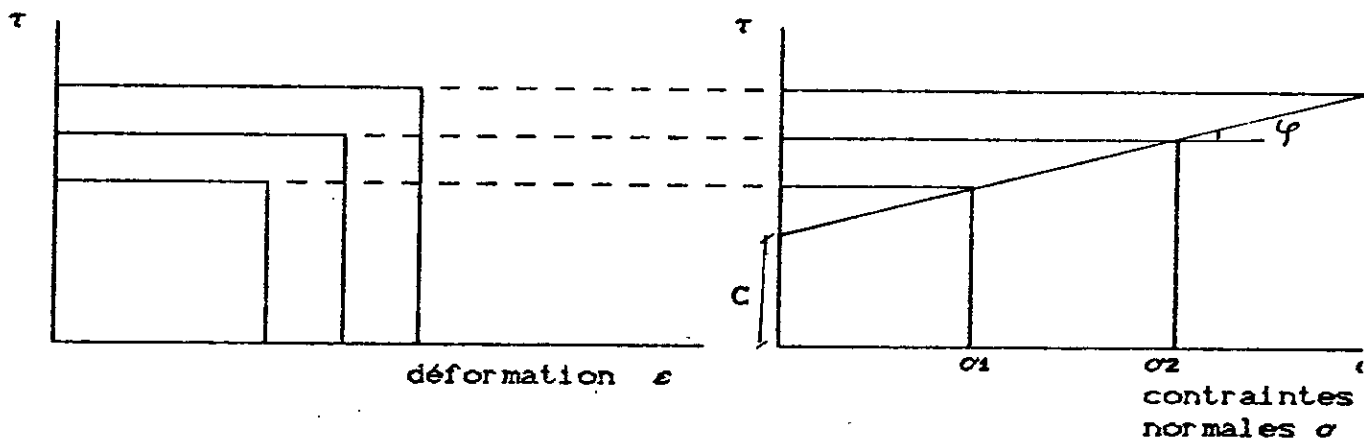
Ces valeurs de pics sont représentées sur un diagramme cisaillement - contrainte normale : la droite, qui passe par ces points, est, selon les cas, la droite intrinsèque de colomb (C.D), celle des caractéristiques apparentes (U.U) ou totales (C.U).

Schéma de la boîte de CASAGRANDE



- 1 Pierre poreuse.
- 2 Echantillon ($\phi=6\text{cm}, h=4\text{cm}$)
- 3 Demi boîte supérieur.
- 4 Demi boîte inférieur.
- 5 Drain.
- 6 Support.

NOTATIONS	DEFINITIONS	FORMULES	UNITES
A	Section de l'échantillon		m ²
T	Effort de cisaillement		N
N	Effort normal		N
τ	Contrainte de cisaillement	$\tau = \frac{T}{A}$	Pa ou Bar
σ	Contrainte normale	$\sigma = \frac{N}{A}$	Pa ou Bar
C	Colésion	$\tau = C + \sigma \cdot \text{tg}(\varphi)$	Pa ou Bar
φ	Angle de frottement		Degré



" Courbe cisaillement-déformation "

" Courbe intrinsèque "

* Commentaires :

-Les différents types d'essai (UU-CU-CD) sont envisageable , le seul paramètre permettant de maîtriser le drainage est la vitesse de cisaillement (UU : 1.5 mm/mn).

-Les essais de type non drainé ne sont donc possible que dans le cas des argiles.

-Les caractéristiques intrinsèques (effectives) et les autres (apparentes , totales) sont déterminées par les valeurs de (pic)

-Cet appareil présente plusieurs défauts:

- surface de cisaillement soumise au cisaillement variable durant l'essai pour cause de déplacement.

- contraintes de cisaillement non uniformes; on a supposé le contraire (maximales au centre et nulles aux bords).

- C'est la boîte de Casagrandé , malgré ses imperfections , qui est le seul dispositif à cisaillement direct utilisé dans la pratique courante pour la détermination de la résistance au cisaillement.

FICHE TECHNIQUE N°2 : ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE

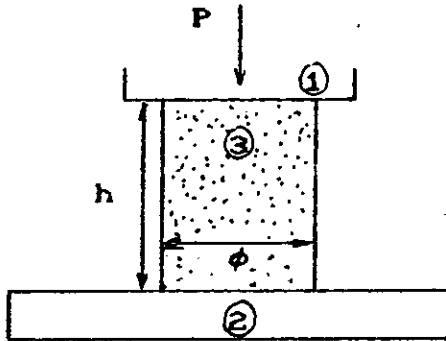
* Objet : Détermination de la résistance à la compression.

* Domaine d'application : Etude des sols cohérents.

* Principe de l'essai : Ecrasement sous charge axiale d'une éprouvette cylindrique ou prismatique sans frettage latéral ($\alpha=0$).

* Essai :

Appareillage : Une presse, un système de mesure des désinformations.



(1) Plateau supérieur de la presse.

(2) Plateau inférieur de la presse.

(3) Eprouvette d'élongement

$$\frac{h}{\phi} = 2 \text{ à } 3.$$

Schéma de l'essai de compression simple

Mode opératoire : L'éprouvette placée dans la presse est chargée progressivement jusqu'à rupture par compression simple à charge ou à déplacement contrôlés. On note la force appliquée à la rupture.

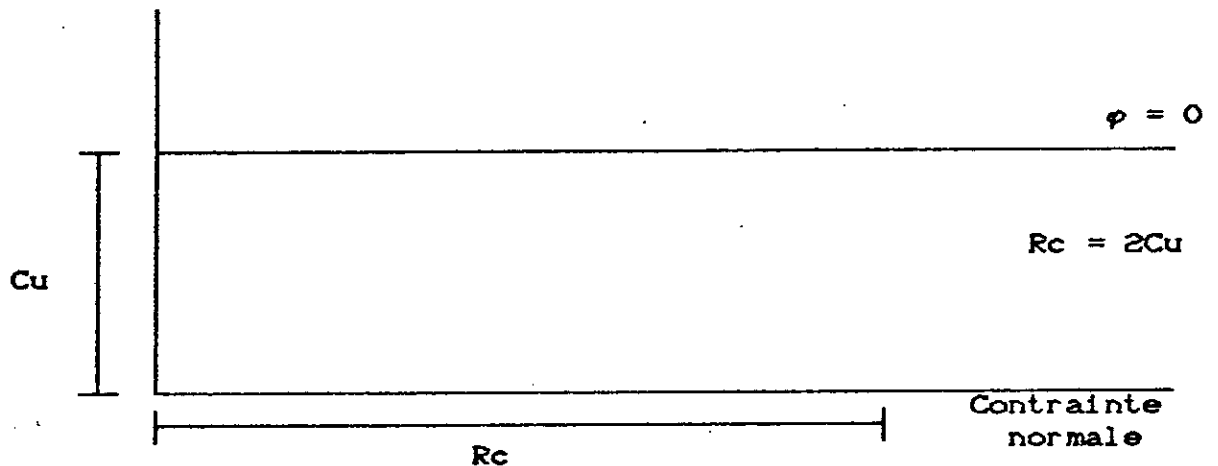
Résultats : La résistance à la compression simple R_c s'exprime par le rapport de la force appliquée à la section corrigée. Par convention cette résistance est :

1- Si $\epsilon < 20\%$ ————— $R_c = \frac{P}{A}$

2- Si $\epsilon > 20\%$ ————— $R_c = \frac{P_{20}}{A}$

NOTATIONS	DEFINITIONS	FORMULES	UNITES
h	Hauteude l'éprouvette		m
ϵ	Raccourcissement relatif	$\epsilon = \frac{\Delta R}{R}$	—
P	Charge de repture quand $\epsilon < 20 \%$		N
P ₂₀	Charge correspondant à $\epsilon = 20 \%$		N
A	Section d'éprouvette à répture		m ²
R _c	Résistance à la compression simple		Pa (Bar)
C, tg ϕ	Cohesion et angle de frottement		Pa (Bar) Degré

contrainte de
cisaillement



Commentaires :

Essai analogue aux essais d'écrasement sur les béton.

La vitesse de déformation est de 1.5 à 2 (mm/mn). L'essai dure entre 5 et 20 mn.

Cet essai correspond à un essai triaxial particulier (pas de consolidation ni de drainage donc, essai UU et de plus pas d'étreinte latérale donc, $\sigma_3 = 0$); On en tire d'ailleurs la valeur de :

$$C_u = R_c/2.$$

FICHE TECHNIQUE N° 3 : ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIALE

* Objet : Détermination de la résistance au cisaillement d'un sol.

* Domaine d'application : Etude de stabilité des pentes et talus.
calcul de la portance des fondations.

* Principe de l'essai : Ecrasement d'une éprouvette cylindrique soumise à une étreinte latérale.

* Essai :

Appareillage : Une cellule triaxiale, un système de mesure des pressions.

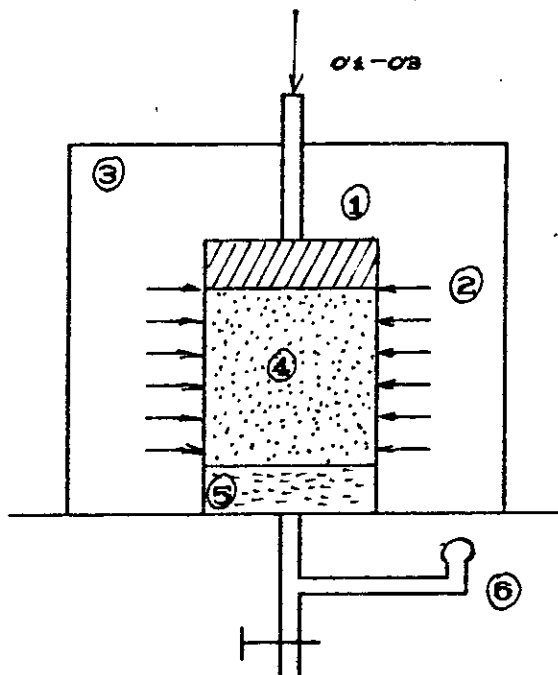
Mode opératoire : L'éprouvette placée dans un fluide à la pression hydrostatique σ_3 est soumise à une pression axiale ($\sigma_1 - \sigma_3$) croissante par paliers jusqu'à rupture, on note la valeur de σ_1 correspondante.

L'essai est recommencé sur au moins deux autres éprouvettes du même sol (sauf essai U.U.).

On a la possibilité de noter la pression interstitielle U à l'intérieur de l'éprouvette (essai CU).

Résultats : Les couples de contrainte (σ_1, σ_3) définissent chacun un cercle de MOHR dont l'enveloppe est la droite intrinsèque ou droite de COULOMB d'équation $\tau = C + \sigma \cdot \text{tg } \varphi$.

NOTATIONS	DEFINITIONS	FORMULES	UNITES
σ_3	Pression hydrostatique ou étreinte		Pa (Bar)
$\sigma_1 - \sigma_3$	Contrainte axiale ou déviateur		Pa (Bar)
U	Pression interstitielle		Pa (Bar)
σ_1', σ_3'	Contraintes effectives normales	$\sigma_1' = \sigma_1 - U$ $\sigma_3' = \sigma_3 - U$	Pa (Bar)
τ	Contrainte de cisaillement	$\tau = C + \sigma \text{tg}(\varphi)$	Pa (Bar)
φ	Angle de frottement		Degré
C	Cohésion		Pa (Bar)



- 1 Piston.
- 2 Gaine étanche.
- 3 Cellule remplie d'un fluide sous pression.
 σ_3 (étrointe latérale)
- 4 Echantillon.
- 5 Pierre poreuse.
- 6 Manomètre de pression interstitielle.

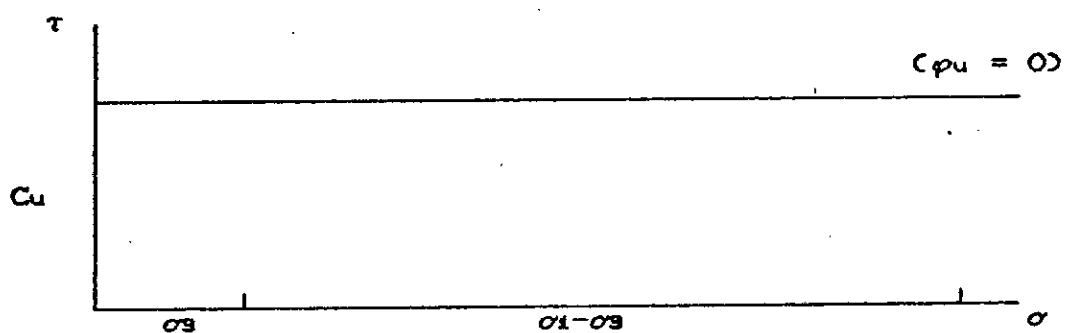
"Schéma de la cellule triaxiale"

* Différents types d'essais de compression triaxiale :

Essai U.U (non consolidé , non drainé)

- La phase de consolidation avant l'essai n'existe pas.
- La pression axiale ($\sigma_1 - \sigma_3$) est appliquée rapidement jusqu'à rupture.
(Vitesse du piston 1 mm/mn) , le drainage restant fermé pendant l'essai.
- La pression interstitielle U n'est pas mesurée.
- L'essai s'applique aux sols cohérents saturés (dans ce cas $\rho_u = 0$) ou non.
- Il permet de faire des calculs de stabilité à cours terme.
- Le temps de réalisation de l'essai est court (essai rapide).

" Courbe intrinseque de l'essai U.U sat "



Essai C.U (consolidé , non drainé).

- La phase de consolidation avant l'essai se fait à drainage ouvert par application d'une pression hydrostatique imposée σ_3 , et on trace les courbes de consolidation (variations du volume en fonction du temps).

- La pression axiale ($\sigma_1 - \sigma_3$) est appliquée à drainage fermé à une vitesse fonction de t_{100} (t_{100} = Temps de consolidation primaire), le temps de rupture est voisin de 2 fois t_{100} .

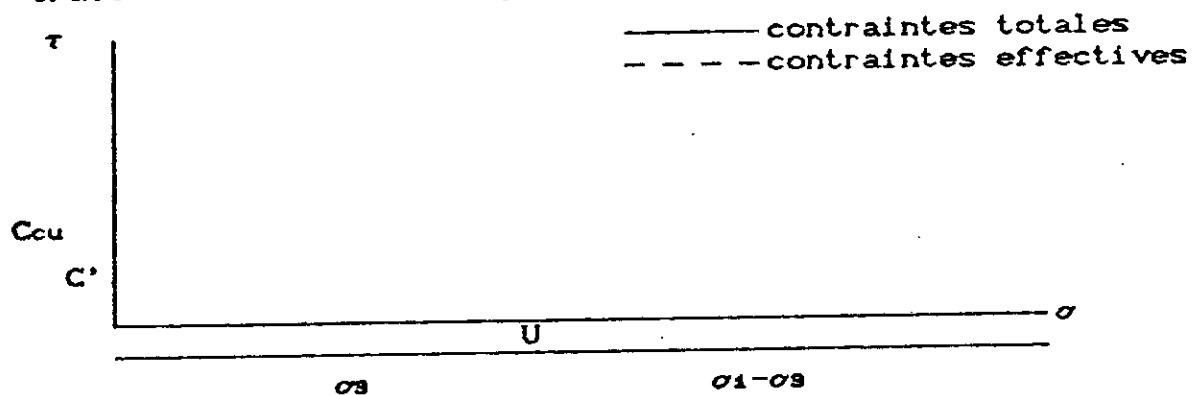
- La pression intersticielle U peut être mesurée.

- L'essai s'applique aux sols cohérents saturés.

- Il permet de faire des calculs de stabilité à cours terme (si U n'est pas mesurée) ou à long terme (si U est mesurée).

- Le temps de réalisation de l'essai est court (essai rapide).

" Tracé de courbe intrinsèque lors de l'essai CU + U "



Essai C.D (Consolidé , drainé) :

- Le drainage reste ouvert pendant tout l'essai.

- La phase de consolidation est identique à l'essai C.U.

- La pression axiale ($\sigma_1 - \sigma_3$) est appliquée à une vitesse fonction de t_{100} , le temps de rupture est voisin de $9 \times t_{100}$.

- La pression intersticielle , théoriquement nulle pendant l'essai ($U=0$) , est mesurée.

- L'essai s'applique aux sols pulvérulents ou cohérents saturés ou non.

- Il permet de faire des calculs de stabilité à long terme.
- Le temps de réalisation de l'essai est long.

" Tracé de la courbe intrinsèque : essai C.D "

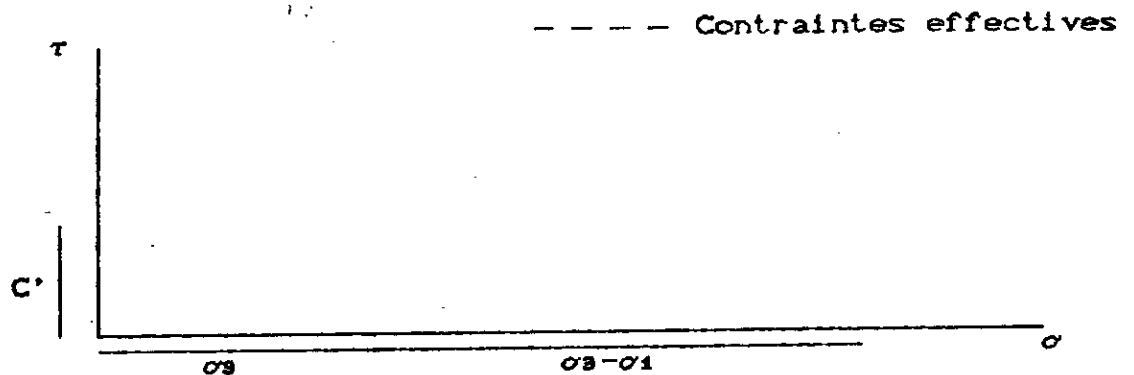


Tableau récapitulatif des différents essais de compression triaxiale :

TYPE	Conditions d'essai		Caractéristiques	
			p	c
UU	Non consolidé Non drainé	Rapide	p_u	C_u
CU	Consolidé Non drainé	Rapide	p_{cu} $p' (*)$	C_{cu} $C' (*)$
CD	Consolidé Drainé	Lent	p'	C'

(*) si la mesure de la pression intersticielle est faite.

* Commentaires :

- Dans cet essai , la droite de COULOMB est déduite des cercles de MOHR alors qu'elle est déterminée point par point dans l'essai de cisaillement rectiligne.

- Les cercles de MOHR en contraintes effectives sont obtenues par simple translation selon l'axe σ d'une valeur U correspondant à la pression intersticielle mesurée à la rupture.

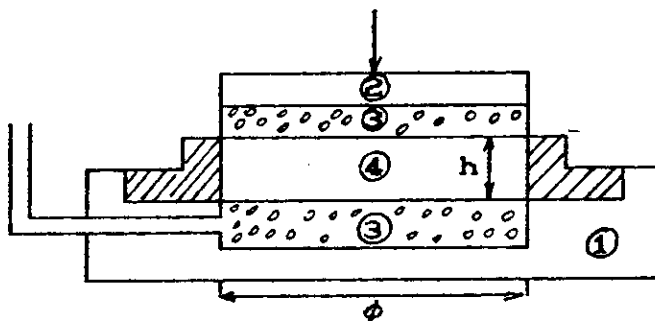
FICHE TECHNIQUE N°4 :
ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

- * Objet : Détermination des paramètres de consolidation des sols argileux.
- * Domaine d'application : Etude de la consolidation , de la perméabilité et des tassement d'un sol.
- * Principe de l'essai : compression uniaxiale d'un échantillon de sol maintenu latéralement par une paroi rigide.
- * Essai :

Appareillage : - Un moule oedométrique.
- Un système de mesure (tassement).

Mode opératoire : Une éprouvette cylindrique placée entre deux pierres poreuses dans oedomètre est soumise à un effort de compression uniaxiale doublé toutes les 24 heures.

Résultats : On mesure les déformations à charge constante. Tracé des courbes [$e - \log \sigma'$] et [déformation-temps] à charge constante (courbe de consolidation).

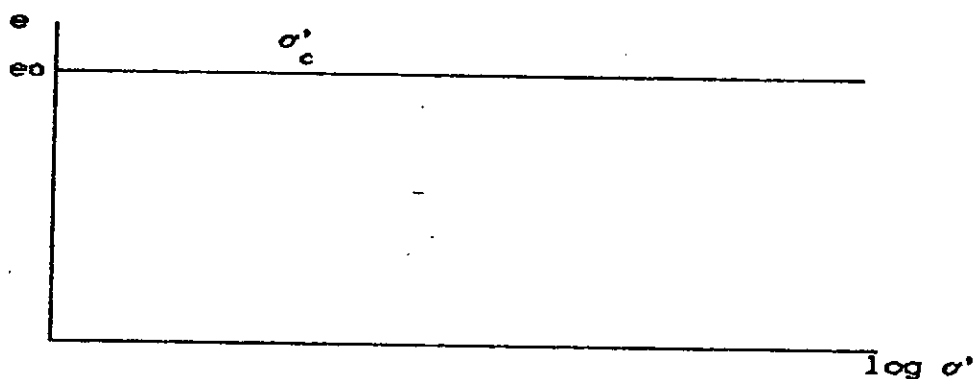


- 1 Base.
- 2 Couvercle.
- 3 Pierre poreuse.
- 4 Eprouvette
($\phi=7$ cm, $h=1.2$ cm).

"Schéma d'un moule oedométrique"

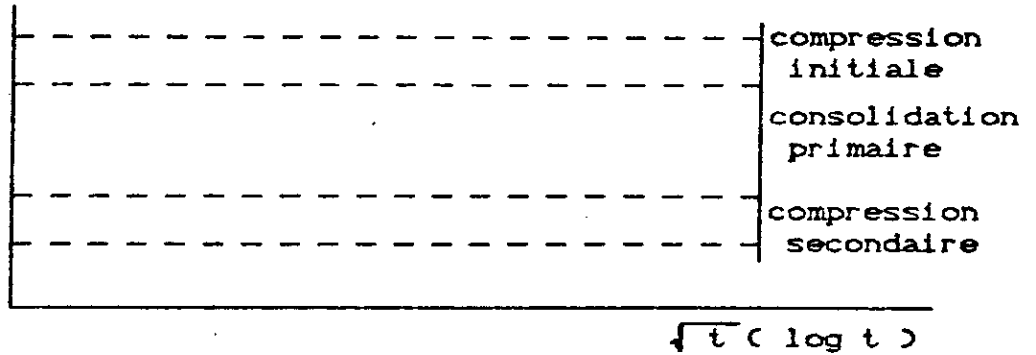
NOTATIONS	DEFINITIONS	FORMULES	UNITES
e_0	Indice des vides initial		
e	Indice des vides correspondant à σ'	$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$	
σ'	Pression effective après consolidation		Pa (Bar)
σ'_c	Pression préconsolidation		Pa (Bar)
C_c	Indice de compression	$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta(\lg \sigma')}$	
C_g	Indice de gonflement		
C_v	Coefficient de consolidation	$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_v}$	m^2/s
M_v	Coefficient de compressibilité volumétrique	$M_v = \frac{\Delta e}{(1+e_0)\Delta\sigma'}$	Pa^{-1}
e'	Module oedométrique	$E' = \frac{1}{M_v}$	
K	Coefficient de perméabilité		m/s
γ_v	Poids volumique de l'eau	$\gamma_w = 10^4$	N/m^3

" Courbe de compressibilité et construction de σ'_c "



" Courbe déformation- \sqrt{t} ($\log t$) pour une charge donnée "
courbe de consolidation

déformation

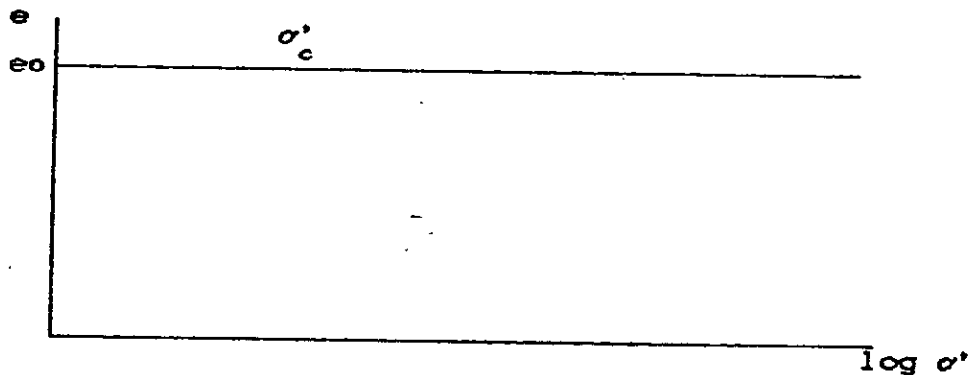


* Commentaires :

- L'échantillon ne peut avoir de déformation latérale comme dans le sol en place.
- L'essai n'est pas adapté lorsque l'échantillon contient des éléments de dimension supérieure à 5 mm ou 20 % d'éléments supérieurs à 2 mm.
- Les résultats d'essai seront fonction de la représentativité de l'échantillon : prélèvement-manutention-conservation.

NOTATIONS	DEFINITIONS	FORMULES	UNITES
e_0	Indice des vides initial		
e	Indice des vides correspondant à σ'	$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$	
σ'	Pression effective après consolidation		Pa (Bar)
σ'_c	Pression préconsolidation		Pa (Bar)
C_c	Indice de compression	$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta(\lg \sigma')}$	
C_g	Indice de gonflement		
C_v	Coefficient de consolidation	$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_v}$	m^2/s
M_v	Coefficient de compressibilité volumétrique	$M_v = \frac{\Delta e}{(1 + e_0) \Delta \sigma'}$	Pa^{-1}
E'	Module oedométrique	$E' = \frac{1}{M_v}$	
K	Coefficient de perméabilité		m/s
γ_v	Poids volumique de l'eau	$\gamma_w = 10^4$	N/m^3

" Courbe de compressibilité et construction de σ'_c "



" Courbe déformation- \sqrt{t} ($\log t$) pour une charge donnée "
 courbe de consolidation

FICHE TECHNIQUE N°5 : ESSAI DE PENETRATION STATIQUE

* Objet : Détermination de la résistance statique d'un sol in situ.

* Domaine d'application : Evaluation de l'homogénéité verticale (succession de couches de terrains) et horizontale (fuseaux de superposition de courbes) d'un sol ,du niveau d'un subs tratum, de la capacité portante des fondations.

* Principe de l'essai : Enfouissement par verinage (verin hydraulique) à vitesse constante d'une pointe dans le sol.

* Essai :

Appareillage : Une pointe conique et éventuellement un manchon de frottement , un train de tubes (fût) et de tiges , un dispositif de fonçage (verin,support,ancrage ou poids mort) , un système de mesure.

On distingue deux grandes catégories d'appareils :

a) Pénétrètres à cône fixe : La pointe reste solidaire du fût , ce qui implique la seule mesure de l'effort total qui englobe l'effort de pointe

b) Pénétrètre à cône mobile : Dans ces appareils , la pointe n'est pas solidaire du fût extérieur , ce qui permet de mesurer séparément l'effort en pointe et le frottement latéral , ainsi que l'effort total.

Le pénétrètre utilisé est Hollandais de type "cône mobile" GOUDA 20 t , la vitesse de pénétration est de 10 cm/mn.

Le dispositif est constitué de :

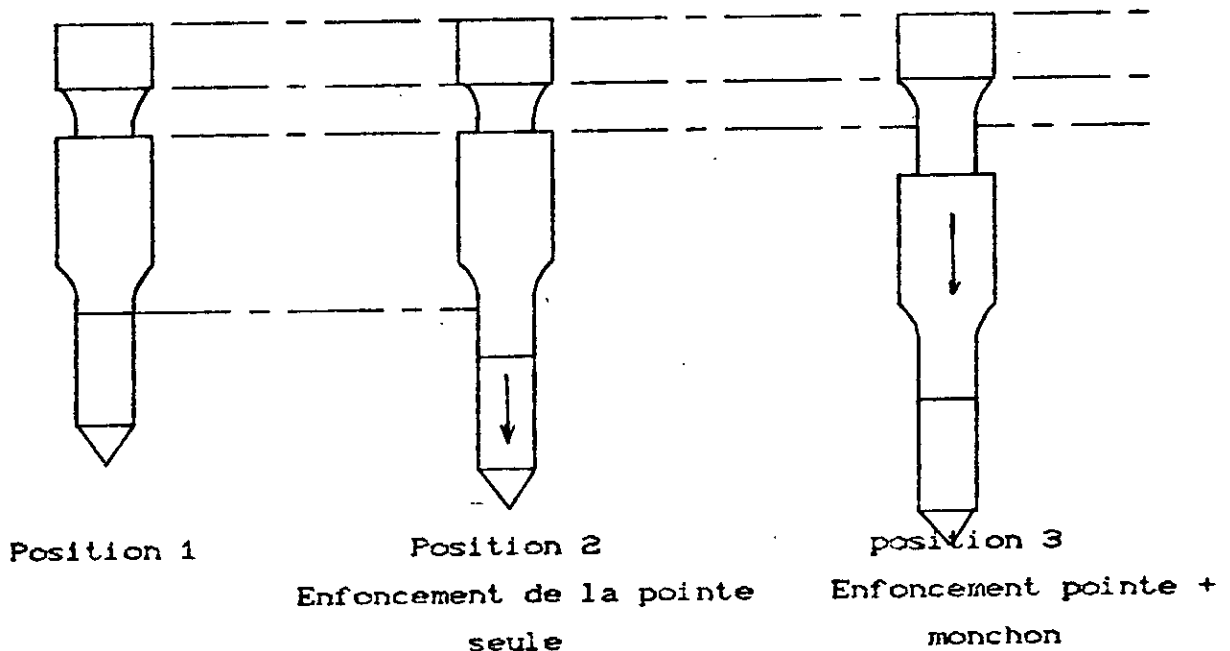
- Un cône d'angle au sommet 60° et de 10 cm^2 de section.
- Un train de tiges , coulissant dans des tubes , dont le diamètre est de 3.57 cm et en particulier le manchon de frottement latéral qui a une surface de 150 cm^2 (longueur 133.7 mm)
- Un dispositif de mesure , qui est constitué d'un manomètre dont la pression est transmise à l'aide d'un piston par l'intermédiaire d'huile.

Mode opératoire :

1- On fait descendre la tige de 4 cm pour mesurer en premier lieu l'effort de pointe. Dans ce cas la pointe descend de 4 cm , la chemise de frottement restant immobile. On lit sur le manomètre , après stabilisation de l'aiguille (sensiblement 1 s), l'indication de résistance.

2- Puis , on fait descendre la chemise de frottement seule de 4 cm , ceci nous donne une idée sur l'ordre de grandeur du frottement latéral. La chemise de frottement rejoint donc la pointe et l'ensemble s'enfonce de 4 cm encore. Cette fois-ci , on lit sur le manomètre l'effort de pointe et le frottement latéral cumulés.

3- L'ensemble de la tige s'enfonce pour totaliser enfin 20 cm au plus (car on mesure la résistance à l'enfoncement tous les 20 cm au plus) et on lit sur le manomètre l'effort total.



Résultats : Ces résultats s'expriment par le tracé de trois types de diagrammes où l'on porte en fonction de la profondeur :

- L'effort total exprimé en Kg.
- L'effort de pointe : $R_p = \frac{P}{S_p}$.

FICHE TECHNIQUE N°5 : ESSAI DE PENETRATION STATIQUE

* Objet : Détermination de la résistance statique d'un sol in situ.

* Domaine d'application : Evaluation de l'homogénéité verticale (succession de couches de terrains) et horizontale (fuseaux de superposition de courbes) d'un sol ,du niveau d'un substratum, de la capacité portante des fondations.

* Principe de l'essai : Enfouissement par verinage (verin hydraulique) à vitesse constante d'une pointe dans le sol.

* Essai :

Appareillage : Une pointe conique et éventuellement un manchon de frottement , un train de tubes (fût) et de tiges , un dispositif de fonçage (verin, support, ancrage ou poids mort) , un système de mesure.

On distingue deux grandes catégories d'appareils :

a) Pénétrètres à cône fixe : La pointe reste solidaire du fût , ce qui implique la seule mesure de l'effort total qui englobe l'effort de pointe

b) Pénétrètre à cône mobile : Dans ces appareils , la pointe n'est pas solidaire du fût extérieur , ce qui permet de mesurer séparément l'effort en pointe et le frottement latéral , ainsi que l'effort total.

Le pénétrètre utilisé est Hollandais de type "cône mobile" GOUDA 20 t , la vitesse de pénétration est de 10 cm/mn.

Le dispositif est constitué de :

- Un cône d'angle au sommet 60° et de 10 cm^2 de section.
- Un train de tiges , coulissant dans des tubes , dont le diamètre est de 3.57 cm et en particulier le manchon de frottement latéral qui a une surface de 150 cm^2 (longueur 133.7 mm)
- Un dispositif de mesure , qui est constitué d'un manomètre dont la pression est transmise à l'aide d'un piston par l'intermédiaire d'huile.

Où P : résistance de pointe lue sur manomètre.

S_p : section maximale du cône (10 cm²).

- le frottement latéral : $F_l = \frac{(P + F_l') - P}{S_l} = \frac{F_l'}{S_l}$

Où F_l' : résistance au frottement local déduit en retranchant p

S_l : surface totale externe du manchon de frottement latéral.

$$(S_l = 150 \text{ cm}^2).$$

* Commentaires :

- Il existe de nombreux type de pénétromètres qui diffèrent par leur forme , la section de la pointe et les dispositifs de mesures (mécaniques, électriques, hydrauliques).

- Les couches dures ne sont pas traversées lorsque leurs résistances dépasse 40 millions de Pascal.

- La nécessité d'obtenir une réaction importante impose l'utilisation de camions lourds ou de systèmes d'ancrages.

- La longueur d'investigation totale est de 40 mètres environ.

- L'essai donne une bonne représentation dans le cas de sols granulaires lâches noyés (sables et petits graviers).