

M0033/94A

Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Thèse de Magister
option : Mécanique des sols

Présentée par

* *Mme. MANSOUR S. Malika*
Ingénieur en Génie Civil de l'ENP

THEME

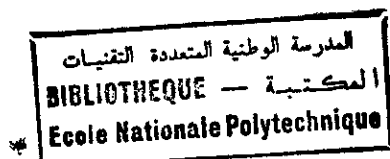
**Etude de remblai sur sol compressible
et recherche de corrélations entre
paramètres géotechniques**

Soutenue le 07 Juillet 1994 devant le jury composé de :

A. BALI Professeur (E.N.P) Président
T. MESSAFER Maître de conférences (E.N.P) Rapporteur
S. BELKACEML Maître de conférences (E.N.P) Examineur
Mme. S. CHABOU Chargée de cours (E.N.P) Examineur
A. MAKIBI Maître assistant (E.N.P) Examineur

1993/1994

Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



Thèse de Magister
option : Mécanique des sols

Présentée par

Mme. MANSOUR S. Malika
Ingénieur en Génie Civil de l'ENP

THEME

**Etude de remblai sur sol compressible
et recherche de corrélations entre
paramètres géotechniques**

Soutenue le 07 Juillet 1994 devant le jury composé de :

A. BALI Professeur (E.N.P) Président
T. MESSAFER Maître de conférences (E.N.P) Rapporteur
S. BELKACEML Maître de conférences (E.N.P) Examineur
Mme. S.CHABOU Chargée de cours (E.N.P) Examineur
A. LARIBI Maître assistant (E.N.P) Examineur

1993/1994

AVANT PROPOS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Cette thèse n'aurait jamais vu le jour sans la contribution de mes formateurs et de mes collègues.

Je ne saurais exprimer ma reconnaissance à Monsieur T.MESSAFER Maître de conférences à l'ENP, pour avoir proposé et dirigé la présente étude. Qu'il trouve ici l'expression de mes plus vifs remerciements pour sa disponibilité, ses conseils et pour la confiance qu'il m'a toujours témoignée.

Je remercie sincèrement Monsieur le professeur A.BALI, d'avoir accepté la présidence du jury, et Monsieur S.BELKACEMI pour les discussions fructueuses que j'ai eu avec lui et pour sa participation au jury.

Je suis très honoré de la présence de Mme CHABOU et Mr A.LARIBI, qui ont bien voulu accepter d'examiner ce travail.

Mes remerciements, à mes amis et collègues ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de cette thèse.

S O M M A I R E

INTRODUCTION GENERALE.....	1
A. INTRODUCTION.....	1
B. PRESENTATION DU SUJET.....	8

C H A P I T R E I

ETUDE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI

I. 1. INTRODUCTION.....	11
I. 2. ETUDE DE LA STABILITE.....	11
I. 3. RUPTURES DES REMBLAIS.....	12
I. 4. LES DIFFERENTS TYPES DE RUPTURES.....	12
I. 4. 1. LES RUPTURES GENERALES PAR POINCONNEMENT.....	12
I. 4. 2. LES RUPTURES LOCALES ROTATIONNELLES.....	13
I. 5. METHODES DE CALCULS A LA RUPTURE.....	13
I. 5. 1. CALCUL DE LA STABILITE AU POINCONNEMENT.....	13
I. 5. 2. CALCUL DE LA STABILITE EN RUPTURE ROTATIONNELLE.....	15
I. 5. 3. DEROULEMENT DE L'ETUDE DE LA STABILITE.....	21

C H A P I T R E II

PREVISION DES TASSEMENTS ET DES DEFORMATIONS HORIZONTALES SUR SOL DE FONDATION

II. 1. INTRODUCTION.....	23
II. 2. DECOMPOSITION DU TASSEMENT EN QUATRE TERMES.....	24
II. 2. 1. CALCUL DU TASSEMENT INSTANTANE.....	24
II. 2. 2. CALCUL DU TASSEMENT PRIMAIRE.....	27
II. 2. 3. CALCUL DU TASSEMENT DU AUX DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DU SOL SOUS LES REMBLAIS.....	31
II. 2. 4. CALCUL DU TASSEMENT DU A LA COMPRESSION SECONDAIRE.....	33
II. 3. VITESSE DE TASSEMENT EN L'ABSCENCE DE DRAINS.....	35
II. 5. VITESSE DE TASSEMENT EN PRESENCE DE DRAINS VERTICAUX.....	39
II. 5. 1. SEPARATION DES ECOULEMENTS RADIAL ET VERTICAL.....	39

II. 5. 2. THEORIE DE LA CONSOLIDATION RADIALE.....	39
II. 6. CALCUL DE LA HAUTEUR SUPPLEMENTAIRE A DONNER AU REMBLAI...	43
II. 7. CONSTRUCTION DU REMBLAI PAR ETAPES.....	43
II. 8. AUGMENTATION DE LA VITESSE DE CONSOLIDATION.....	45
II. 9. CHOIX DE LA METHODE D'ACCELERATION.....	48
II. 10. PRINCIPE DE CALCUL DES RESEAUX DE DRAINS VERTICAUX.....	48

C H A P I T R E I I I

CALCUL DU REMBLAI SUR SOL COMPRESSIBLE
 STABILITE-TASSEMENTS-DRAINS VERTICAUX
 CONSTRUCTION DU REMBLAI

III. 1. CONTEXTE REGIONAL GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE.....	53
III. 1. 1. GEOLOGIE.....	53
III. 1. 2. HYDROGEOLOGIE.....	54
III. 1. 3. COUPE GEOTECHNIQUE.....	56
III. 2. RECONNAISSANCE DU SOL COMPRESSIBLE.....	57
III. 3. ETUDE DE LA ZONE UNE.....	58
III. 4. ETUDE DE LA ZONE DEUX.....	67
III. 5. ETUDE DE LA ZONE TROIS.....	69
III. 6. ETUDE DE LA ZONE QUATRE.....	71

C H A P I T R E I V

GENERALITES SUR LES CORRELATIONS

IV. 1. VARIABILITE DES PROPRIETES DES SOLS.....	74
IV. 2. INTERET DE L'APPROCHE STATISTIQUE ET PROBABILISTE EN MECANIQUE DES SOLS.....	75
IV. 3. RELATIONS ET CORRELATIONS DANS LES SOLS.....	77
IV. 4. RELATIONS ENTRE VARIABLES ALEATOIRES.....	78
IV. 5. FORMULATION MATHEMATIQUE DE LA METHODE D'ETUDE DES CORRELATIONS.....	80
IV. 5. 1. ANALYSE DE REGRESSION MULTIPLE.....	80
IV. 5. 2. CAS DES REGRESSIONS LINEAIRES ENTRE DEUX VARIABLES.....	82

IV.5.3. PRINCIPE DE PROGRAMME D'ANALYSE DE REGRESSION MULTIPLE. 83
 IV.6. DOMAINE DE VALIDITE DES CORRELATIONS. 84

CHAPITRE V

REPRESENTATION ET ANALYSE DES CORRELATIONS

V.1. INTRODUCTION. 86
 V.2. RELATION ENTRE L'INDICE DE PLASTICITE ET LA LIMITE DE LIQUIDITE. 86
 V.3. CORRELATION ENTRE L'INDICE DE COMPRESSION ET LA LIMITE DE LIQUIDITE. 90
 V.4. CORRELATION ENTRE L'INDICE DE COMPRESSION ET LA TENEUR EN EAU. 94
 V.5. CORRELATION ENTRE LE RAPPORT DE COMPRESSION ET LA TENEUR EN EAU. 98
 V.6. CORRELATION ENTRE LE RAPPORT DE COMPRESSION ET LA DENSITE SECHE. 101
 V.7. CORRELATION ENTRE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT ET LA RESISTANCE DE POINTE. 105
 V.8. CORRELATION ENTRE LA RESISTANCE DE POINTE ET LE NOMBRE DE COUPS N DE L'ESSAI SPT. 110
 V.9. CORRELATION ENTRE LE RAPPORT C_u/σ'_c ET LA LIMITE DE LIQUIDITE ET L'INDICE DE PLASTICITE. 112
 V.10. CORRELATION ENTRE LE RAPPORT DE SURCONSOLIDATION ET L'INDICE DE PLASTICITE ET L'INDICE DE CONSISTANCE. 113
 CONCLUSION. 120
 BIBLIOGRAPHIE. 123
 ANNEXE

sont trop importants ou si les délais de construction sont trop courts pour permettre d'envisager l'édification d'un remblai en toute sécurité.

Les problèmes posés par le comportement des sols mous chargés par des remblais sont de deux types:

- Problèmes de stabilité qui apparaissent lorsque nous dépassons une certaine hauteur de remblai, ou lorsque nous construisons ce dernier avec un coefficient de sécurité trop faible.

- Problèmes de tassement causés par la charge appliquée par le remblai dont l'amplitude est grande et de longue durée. Pour cela une étude préalable doit permettre de définir la loi de tassement en fonction du temps et de préconiser éventuellement des méthodes pour réduire ou accélérer ce tassement.

Les méthodes de calculs classiques des tassements utilisées ont été développées il y a une dizaine d'années, et servent toujours de référence. De nombreux auteurs ont proposé des aménagements à ces théories, mais personne n'a encore trouvé une solution définitive au problème de la prévision des déformations des sols (DAVID et RAYMOND, 1969, GARLANGER, 1972 etc...), [22]. Pour le calcul, nous préférons toutefois en général décomposer le tassement total en quatre termes selon BOURGES, 1976; OCDE, 1979, [22]:

Tassement immédiat.

Tassement de consolidation.

Tassement induit par les déformations horizontales.

Tassement de fluage.

Les méthodes de calcul utilisées pour le calcul du tassement immédiat sont très variées du fait du grand développement de la théorie de l'élasticité. Suivant les auteurs, le sol est considéré comme un demi-espace élastique ou comme une couche d'épaisseur finie reposant sur un substratum indéformable. La solution de GIROUD [22] est l'une des méthodes pour les sols de fondation monocouches. Divers recueils de tables et d'abaques ont été publiés pour la détermination des déformations élastiques des sols de fondations. Les tables de BESCOND, BOTTERO et TOUZOT [22], constituent un document intéressant pour le calcul des tassements des digues à section triangulaire sur des sols bicouches. Pour les sols plus complexes, pour lesquels le nombre de paramètres rend trop lourde la constitution des tables, nous devons avoir recours à des programmes de calcul numériques utilisant la méthode des éléments finis (GUELLEC et RICARD, 1974), [22].

L'étude des déformations autres qu'immédiates est plus complexe, parcequ'elle fait intervenir à la fois les vitesses et les amplitudes des déformations. Dans ce domaine, les méthodes de calcul courantes sont fort anciennes puisque leur principe est dû à TERZAGHI (1920, 1957) [13], pour les vitesses de tassement des remblais sans drains, et à BARRON (1947) [13] pour les remblais sur drains de sable verticaux.

Le calcul classique des déformations se fait à l'aide des caractéristiques de compressibilité déterminées à l'oedomètre. C'est la méthode de calcul la plus utilisée actuellement. KARL TERZAGHI a présenté en 1925 la première analyse du phénomène de la consolidation unidimensionnelle des sols saturés.

SKEMPTON et BJERRUM (1957) [22], ont constaté que les tassements de consolidation observés sous les ouvrages sont souvent différents des valeurs déduites des essais oedométriques. Pour tenir compte de cette différence, les deux auteurs ont proposé de corriger le tassement oedométrique par un facteur correcteur.

Si l'usage des drains verticaux de sable en génie civil date des années 1930, (STANTON, 1948) [22], l'analyse théorique de la consolidation radiale n'a été réalisée qu'une vingtaine d'années plus tard.

Les méthodes de calcul des déformations secondaires (à contraintes effectives constantes), se limitent comme pour la consolidation primaire aux seules déformations verticales, c'est-à-dire aux tassements. La méthode la plus utilisée est due à BUISMAN et KOPPEJAN (1948) [22]. Cette méthode est fort simple et donne d'assez bons résultats, du fait de son origine expérimentale. Elle présente toutefois l'inconvénient de donner des tassements infinis, ce qui n'a pas de sens pratique.

Différents auteurs ont proposé des descriptions plus complexes donnant des tassements secondaires d'amplitude finie. Le plus connu de ces modèles est celui de GIBSON et LO (1961) [23]. Il décrit à la fois la consolidation primaire et la consolidation secondaire. Le calcul du tassement secondaire par la méthode de GIBSON et LO est assez complexe et peu utilisée.

Les travaux de BOURGES et MIEUSSENS, TAVENAS et al en 1979 [22], ont permis de faire des prévisions réalistes des déplacements horizontaux servant au dimensionnement des fondations profondes placées à proximité des remblais.

probabilistes. Cette branche s'est fixé comme objectif de traiter quantitativement la variabilité naturelle des sols, et toutes les incertitudes affectant le dimensionnement des ouvrages, afin de déterminer " la précision " ou " la fiabilité "

De nombreuses recherches ont été également réalisées pour améliorer les méthodes de calcul. Celles-ci ont porté sur l'étude numérique de la consolidation par la méthode des éléments finis ou des différences finies.

Pour sa part, FELIX (1980), trouve que les tassements et les surpressions interstitielles évoluent différemment au cours du temps.

Le problème "inverse" de la théorie de la consolidation qui consiste à déterminer les paramètres de la loi de comportement du sol à partir des mesures de tassements, de déplacements horizontaux et des pressions interstitielles effectuées sous un remblai, a été depuis longtemps l'objet de recherches, et plusieurs méthodes déduites des solutions analytiques existantes des équations de la consolidation ont été publiées à différentes époques. La plupart de ces méthodes utilisent l'évolution du degré de consolidation au cours du temps et nécessitent une estimation préalable du tassement total, qui n'est pas toujours possible en pratique, soit que les mesures aient débuté après la construction du remblai, soit que nous ne puissions prévoir le tassement final avec une précision suffisante.

Une des méthodes d'origine récente permet d'obtenir dans de bonnes conditions la solution du problème "inverse" de la consolidation unidimensionnelle: méthode d'ASAOKA (1978) [22]. Elle analyse les courbes de tassement observées en les décrivant et permet de déterminer séparément l'amplitude du tassement final et la vitesse de consolidation (ou de fluage), caractérisée par exemple par le coefficient de consolidation.

les relations existant entre les paramètres physiques (ou d'identification) d'une part, et les paramètres mécaniques d'autre part. Ce choix était sans aucun doute lié, à un vieux rêve des projeteurs, c'est à dire diminuer le coût des reconnaissances géotechniques en remplaçant les essais de laboratoire par des essais d'identification à la fois plus simples, plus rapides et moins onéreux.

Malgré leurs imperfections, les corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols prises deux à deux ont connu un grand succès, auprès des chercheurs au cours des années passées.

J.F.VIDALIE (1977), a publié sur une quarantaine de sols allant des vases aux tourbes passant par les argiles molles, des corrélations entre paramètres physiques et d'identification pris deux à deux. FAVRE et BIAREZ (1980) [26], ont également consacré beaucoup d'efforts à l'analyse de ce type de corrélations. De même, BAGHERY (1980) [27], a donné les résultats détaillés de l'étude des relations linéaires entre les paramètres du sol du site expérimental de CUBZAC-LES-PONTS.

MAGNAN et BAGHERY (1982) [27], ont regroupé les valeurs des coefficients de corrélation publiées avant 1978 et ceux-ci pour des corrélations entre paramètres physiques et mécaniques pour différentes types de sols. La plupart des données disponibles

proviennent d'une étude de HOLTZ et KRIZEK (1972).

Les méthodes d'études des corrélations multiples, permettent d'aborder de façon plus efficace les questions de corrélations malgré qu'elles soient rares, dont les plus importants sont dûs à HOLTZ et KRIZEK (1972), COROTIS, AZZOUZ et KRIZEK (1975), RIZKALLAH et EL NIMR (1975) [28]. Un regain d'intérêt pour les corrélations multiples, s'est manifesté ces dernières années, et s'est traduit par plusieurs travaux de recherches, notamment ceux de MAGNAN en 1993, sur les tourbes de Normandie et les argiles de Canada.

B-PRESENTATION DU SUJET

La présente étude fait partie du grand projet d'aménagement routier et auto-routier retenu pour l'agglomération algéroise et sa banlieue. Il prend naissance de l'autoroute EST au CARROUBIER et se termine au niveau de la rocade SUD non loin des " quatre-chemins " de KOUBA.

Les caractéristiques du tracé sont les suivantes:

- Longueur du tracé = 1075m.
- Largeur de la plate forme = 36m.

La plateforme supporte une autoroute deux fois trois voies, avec 4m de terre plein centrale. Celle-ci repose sur un terrain de caractéristiques médiocres (marécage, oued, etc...).

L'autoroute projetée traverse trois obstacles importants nécessitant la construction d'ouvrages d'art au niveau de PK5+800 (OA5/3), PK0+400 (OA5/2), et au PK5+200 (OA5/1) (voir coupe géologique en annexe).

Le projet à réaliser devant franchir une zone de sol très compressible nous amène à établir une analyse complète des différents problèmes que nous pouvons rencontrer. Pour cela nous avons étudié deux aspects qui sont très liés. Le premier concerne l'étude géotechnique du tracé de l'autoroute, alors que le deuxième exploite les données des essais pour établir des relations entre les paramètres géotechniques. Les étapes du travail sont résumées comme suit:

-En premier lieu, une étude géotechnique basée sur une reconnaissance par prélèvements ou essais en place est réalisée.

Elle débouche sur une représentation aussi exacte que possible de la nature et de la configuration des diverses couches de sol, ainsi que sur la détermination des propriétés physiques et mécaniques du sol.

-Un profil géotechnique du site étudié est établi afin de connaître les différentes couches constituant le sol.

Une étude de stabilité à court terme est effectuée au niveau de sol compressible.

-Un calcul de tassements (amplitude et durée) est effectué dans le but de le compenser par une hauteur de remblai bien déterminée.

-Une étude est réalisée sur la vitesse de tassement, puis sur l'accélération de la consolidation dans le cas où le temps de cette dernière est trop grand en utilisant comme solution, les drains verticaux.

Enfin un programme de construction du remblai est établi.

L'étude géotechnique du sol de fondation considéré, a montré que ce dernier est hétérogène, et présente une grande variabilité de ses propriétés physiques et mécaniques en profondeur ainsi qu'horizontalement, d'où l'utilité d'exploiter les résultats obtenus à partir d'essais de laboratoire et *in situ*, et de faire une analyse statistique, en établissant des relations ou corrélations entre les propriétés du sol compressible étudié, et les comparer à d'autres déjà publiées. Les étapes de cette analyse sont les suivantes:

-La première étape de cette analyse est consacrée à une collecte de résultats obtenus à partir d'essais pour constituer à la fin une base de données assez consistante. L'analyse a porté sur un ensemble de douze propriétés physiques et mécaniques du sol

-La deuxième étape consiste à trier les données (propriétés) de chaque couche du sol du site.

-Les propriétés du sol à relier sont choisies lors de la troisième étape. Ce choix pour lequel des corrélations sont recherchées, s'est fait en fonction des propriétés physiques et mécaniques d'une part, et des études dont elles ont déjà fait l'objet d'autre part.

-Les résultats et tracés de courbes de régression relatives aux corrélations entre les paramètres sont donnés dans la quatrième étape.

Chapitre I

CHAPITRE I

ETUDE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI

I.1- INTRODUCTION:

Lors de l'édification d'un remblai sur sol compressible, nous devons éviter non seulement les ruptures du remblai, mais encore les déformations importantes du sol de fondation.

L'étude de la stabilité d'un remblai vise à définir un mode de construction qui garantisse à tout moment une valeur suffisante du coefficient de sécurité.

I.2- ETUDE DE LA STABILITE:

La construction d'un remblai sur sol compressible avec un trop faible coefficient de sécurité (1.2 par exemple), se traduit par des déplacements horizontaux importants, qui entraînent des tassements additionnels mal maîtrisés.

Une méthode de construction la plus courante consiste à édifier le remblai par phases, elle nécessite un bon suivi de la consolidation entre les phases de construction pour appréhender valablement les valeurs successives du coefficient de sécurité.

Les méthodes de calcul utilisées font intervenir la résistance au cisaillement du sol (calcul à la rupture). La stabilité des remblais sur sols mous concerne toutes les vases, les argiles molles et les tourbes, vu leur hétérogénéité et leur diversité.

I.3- RUPTURES DES REMBLAIS:

La plupart des ruptures sont accidentelles, elles proviennent soit:

- d'une étude préalable insuffisante.
- d'une méthode de construction inadéquate.

L'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture, mais également de définir un programme optimal de construction. Une sous estimation du coefficient de sécurité peut allonger la réalisation d'un chantier et à la limite conduire à mettre en oeuvre inutilement des techniques onéreuses, tels que les drains verticaux et les banquettes latérales.

I.4- LES DIFFERENTS TYPES DE RUPTURES:

Les ruptures de remblais sur sols mous sont classées en deux types:

- Les ruptures générales par poinçonnement.
- Les ruptures locales rotationnelles avec ou sans fissuration du remblai.

I.4.1- RUPTURES GENERALES PAR POINÇONNEMENT:

Ce sont des ruptures du sol de fondation caractérisées par l'affaissement du remblai sans subir de cisaillement, et formation de deux bourellets au niveau du terrain naturel de part et d'autre du talus (FIG 1.a). Ce type de rupture survient lorsque le sol de fondation comporte une couche de sol très mou placée entre deux couches sensiblement plus résistantes.

I.4.2- RUPTURES LOCALES ROTATIONNELLES:

La rupture locale rotationnelle du talus et d'une partie du sol de fondation, constitue la forme de glissement la plus répandue. Elle n'apparaît locale que par opposition à la rupture par poinçonnement, car c'est la majeure partie du remblai et du sol de fondation qui est perturbé. Le glissement se traduit par un escarpement bien marqué en tête, un basculement du remblai et un bourelet de pied. C'est le schéma qui est retenu dans la plupart des études courantes de stabilité de remblai sur sols mous. Nous pouvons distinguer deux cas:

I.4.2.1- Glissement sans fissuration du remblai:

Le sol de fondation est constitué par une couche surconsolidée épaisse, surmontant le sol mou et nettement plus consistante que ce dernier. Les déplacements horizontaux de la couche molle ne sont pas transmis au remblai qui ne se fissure pas (Fig.1.c).

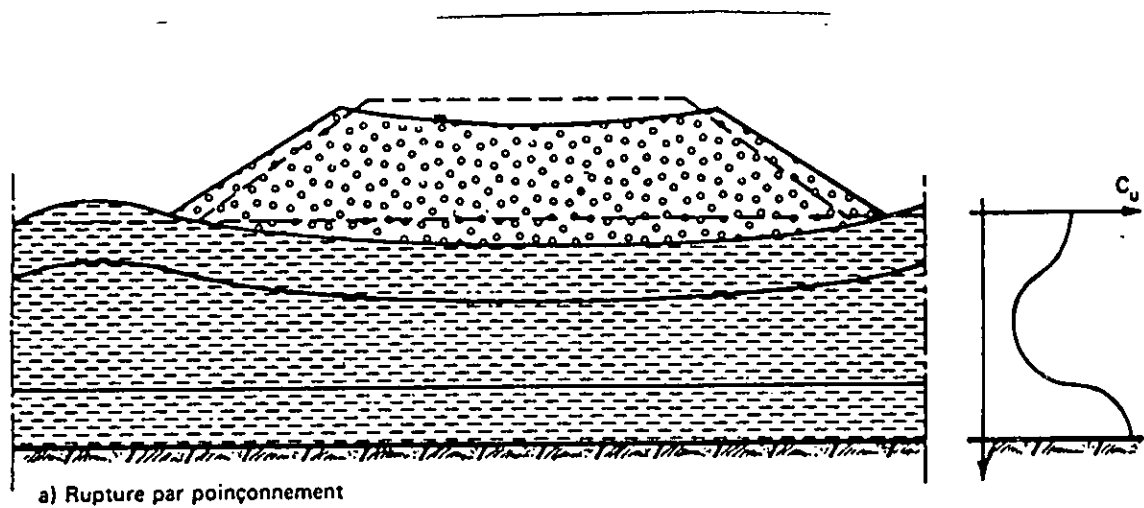
I.4.2.2- Glissement avec fissuration du remblai:

C'est le cas où le sol de fondation relativement homogène a une résistance au cisaillement très faible comparée à celle du remblai. Des déplacements horizontaux importants peuvent se produire, entraînant une fissuration du remblai et supprimant toute résistance au cisaillement (Fig.1.b).

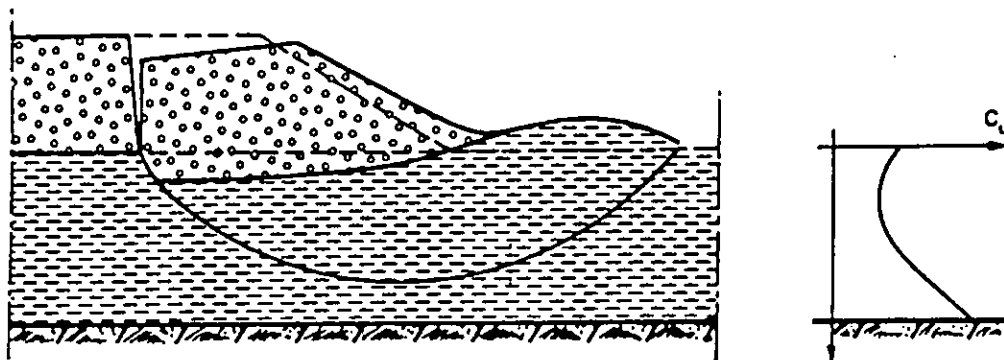
I.5- METHODES DE CALCUL A LA RUPTURE:

I.5.1- CALCUL DE LA STABILITE AU POINÇONNEMENT:

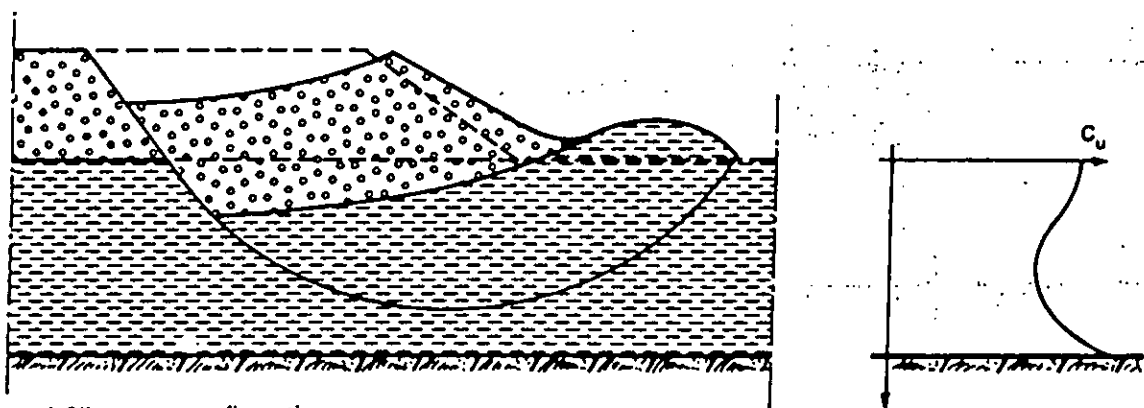
Le schéma de rupture du sol de fondation est identique à celui qui se produit sous une fondation superficielle. Le coef-



a) Rupture par poinçonnement



b) Glissement avec fissuration



c) Glissement sans fissuration

Fig. 1 Schémas-types de ruptures de remblais sur sols mous (à droite, variation de la cohésion non drainée C_u avec la profondeur).

ficient de sécurité est donné par:

$$F = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{(\pi+2) \cdot C_u}{\gamma_R \cdot H} \quad (1)$$

q_{\max} : pression maximale admissible sur le sol.

q : contrainte apportée par le remblai de poids volumique γ_R et de hauteur H , calculée sous l'axe.

Lorsque le remblai est large vis à vis de l'épaisseur du sol compressible ($B/h > 1.5$), le schéma de rupture correspondant au coefficient $(\pi+2)$ n'est plus valable. Dans ce cas MANDEL et SALENÇON (1969) [22], proposent une solution où:

$$q_{\max} = C_u \cdot N_c \cdot (B/h). \quad (2)$$

B étant la largeur moyenne du remblai ou largeur de fondation équivalente, et h l'épaisseur du sol mou (Fig.2).

Le coefficient $N_c = f(B/h)$ est donné sur la figure 3.

I.5.2- CALCUL DE LA STABILITE EN RUPTURE ROTATIONNELLE:

I.5.2.1- HYPOTHESES:

- La rupture se fait le long d'un cylindre à base circulaire.
- La rupture se produit sur toute la surface en même temps.
- La résistance au cisaillement est mobilisée en tout point de cette surface.

-Les massifs de sol, de part et d'autre de la surface de glissement ne subissent pas de déformations.

La méthode de calcul utilisée est la méthode des tranches (BISHOP 1955), (Fig.4) elle admet que:

- Le coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement τ_{\max} à la composante tangentielle τ de la contrainte sur le cercle.

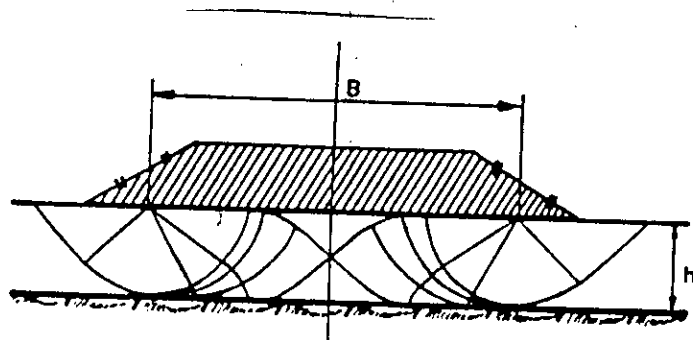


Fig. 2 Schéma de rupture pour un remblai de grande largeur sur une couche molle de faible épaisseur (d'après Mandel et Salençon)

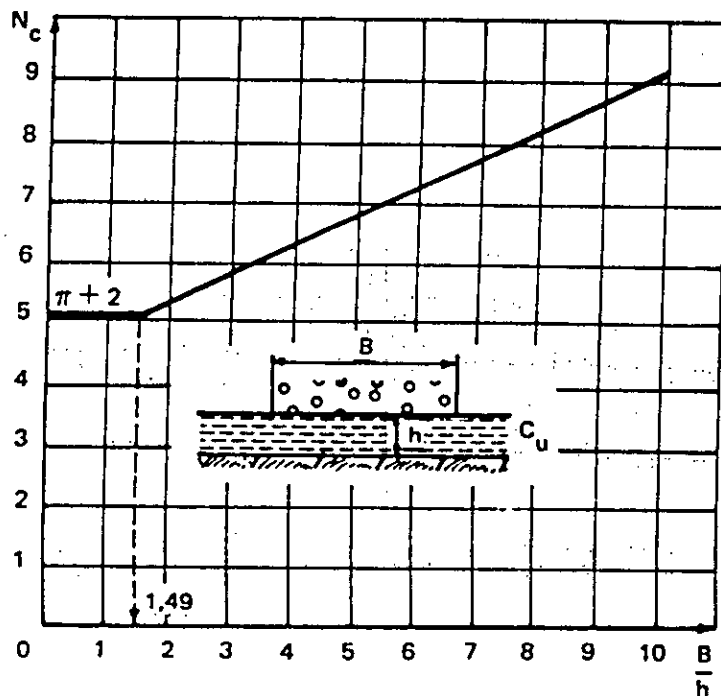


Fig. 3 Coefficient de portance N_c d'une semelle de largeur B reposant sur un sol mou d'épaisseur h (d'après Mandel et Salençon)

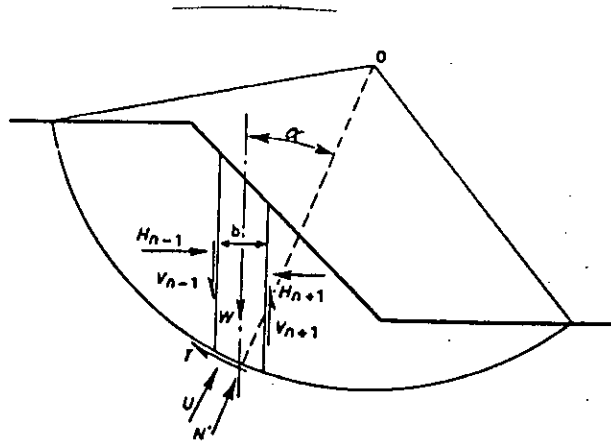


Fig. 4 Méthode de Bishop. Forces agissant sur une tranche

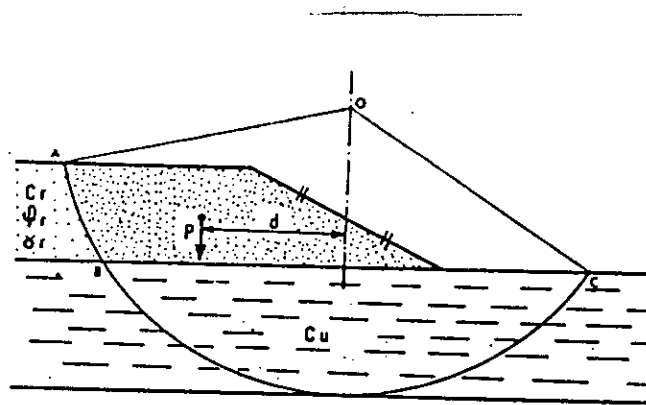


Fig. 5 Calcul en rupture circulaire d'un remblai sur sol mou

-Les composantes verticales des forces intertranches s'équilibrent ($V_{n-1}=V_{n+1}$).

I.5.2.2- FORMULATION GENERALE:

Dans le cas où nous pouvons séparer les contraintes normales effectives σ' , et la pression interstitielle u , la résolution du système d'équation d'équilibre de chaque tranche et l'équation de moment de l'ensemble, conduit l'expression du coefficient de sécurité à:

$$F = \frac{\sum_n \left\{ c' b + (w - ub) \cdot \text{tg} \phi' \right\} \cdot \frac{1}{(\cos \alpha) \cdot \left(1 + \frac{\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \phi'}{F} \right)}}{\sum_n W \cdot \sin \alpha} \quad (3)$$

n : nombre de tranches.

ϕ', c' : paramètres effectifs de résistance au cisaillement du sol.

W : le poids de la tranche.

b : la largeur de la tranche.

I.5.2.3- APPLICATION AU REMBLAI SUR SOL MOU:

Pour un remblai homogène (γ_R, C_u, ϕ_R), reposant sur un sol de fondation homogène ($\gamma_R, C_u, \phi_u=0$), et dans le cas le plus défavorable du comportement à court terme, c'est-à-dire calcul en contraintes totales, l'expression (3) devient:

$$F = \frac{\sum_A^B \left\{ C_R \cdot b + w \cdot \text{tg} \bar{\Phi}_R \right\} \cdot \frac{1}{(\cos \alpha) \cdot \left(1 + \frac{\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \bar{\Phi}_R}{F} \right)} + B \cdot C \cdot C_u}{p \cdot d} \cdot R \quad (4)$$

p: poids du remblai au dessus du cercle.

La sommation n'intéresse, que les tranches dont la base est située dans le remblai (Fig.5). Le cercle de rupture à considérer est celui qui correspond à la valeur minimale du coefficient de sécurité F.

Remarque:

Le premier terme de la formule précédente qui intéresse le remblai, n'intervient que pour environ 10% de la résistance au cisaillement mobilisée sur le cercle de rupture.

Si le premier terme est négligé, nous obtenons une valeur approchée de F telle que:

$$F = \frac{B \cdot C \cdot C_u \cdot R}{p \cdot d} = \frac{\text{moment par rapport à O des forces de cohésion uniformément réparties sur le cercle.}}{\text{moment du poids du remblai}}$$

I.5.2.4- DÉTERMINATION PRATIQUE DE F EN RUPTURE CIRCULAIRE:

Si nous tenons compte de la résistance au cisaillement dans le remblai, l'application de la formule (4) nécessite pour chaque cercle un calcul itératif à partir d'une valeur initiale

obtenue par la formule de FELLENIUS (forme simplifiée de la formule de BISHOP où les réactions entre tranches sont négligées):

$$F = \frac{\sum_n \left\{ c' \cdot b + (w \cdot \cos^2(\alpha) - ub) \cdot \text{tg}\Phi' \right\} \cdot \frac{1}{\cos(\alpha)}}{\sum_n w \cdot \sin\alpha} \quad (5)$$

Le calcul se fait sur ordinateur à partir de programmes très généraux, et fournit le coefficient de sécurité et le cercle de rupture le plus probable.

Dans le cas d'un sol de fondation relativement homogène qui possède une cohésion non drainée moyenne C_u représentative, PILOT et MOREAU(1973) [16], ont établi des abaques pour une détermination rapide de F.

Les paramètres qui interviennent dans cette détermination sont:

Les paramètres géométriques:

$\text{tg}\beta$: pente du talus du remblai.

h/H : rapport de l'épaisseur du sol de fondation à l'épaisseur du remblai

Les paramètres géotechniques:

Φ_R : angle de frottement interne du matériau de remblai.

$$N = C_u / (\gamma_R \cdot H) = \frac{\text{Cohésion du sol de fondation}}{\text{Pression appliquée au sol par le remblai}}$$

N représentant le facteur de stabilité.

$$C_R/C_u = \frac{\text{Cohésion du remblai}}{\text{Cohésion du sol de fondation}}$$

La figure 6 donne un extrait de ces abaques pour $\text{tg}\beta = 0.5$

Remarque:

Dans le cas où une banquette latérale est prévue (Fig.7), le calcul peut être fait:

- De façon précise à l'ordinateur (méthode des tranches).
- Avec une bonne approximation lorsque le sol de fondation est assez homogène et le remblai purement frottant ($C_R=0$), les abaques donnent le coefficient de sécurité F en fonction de:

$\text{tg}\beta$

D/H (H: hauteur du remblai).

L/H (L: largeur de la banquette).

h'/H (h' : hauteur de la banquette).

$N = C_u/(\gamma_R.H)$

Une interpolation linéaire sur F est nécessaire pour les valeurs de Φ_R , N, L/H , h'/H ne figurant pas sur les abaques.

I.5.3- DEROULEMENT DE L'ETUDE DE STABILITE:

Le but poursuivi par l'étude de stabilité est d'avoir à tout moment, pendant et après la construction, un coefficient de sécurité suffisant généralement supérieur ou égal à 1.5.

Le calcul de stabilité doit être fait non seulement pour la première étape, mais aussi pour les étapes ultérieures, dans le cas d'une construction par étapes. Il doit tenir compte des aménagements apportés pour accroître la stabilité (banquettes latérales par exemple).

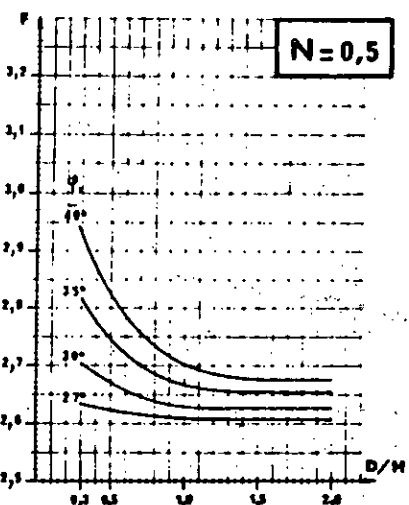
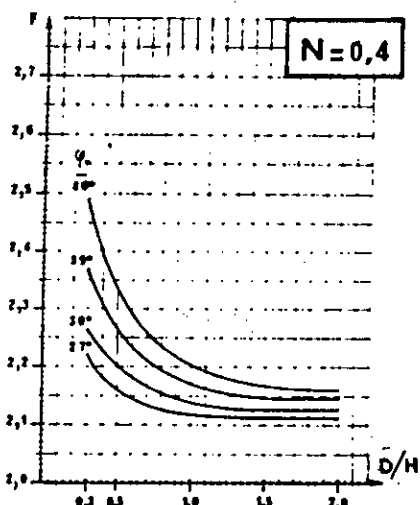
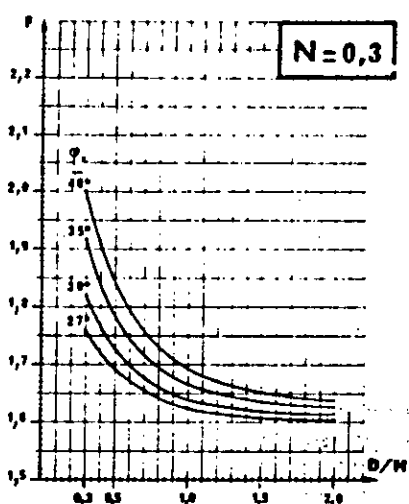
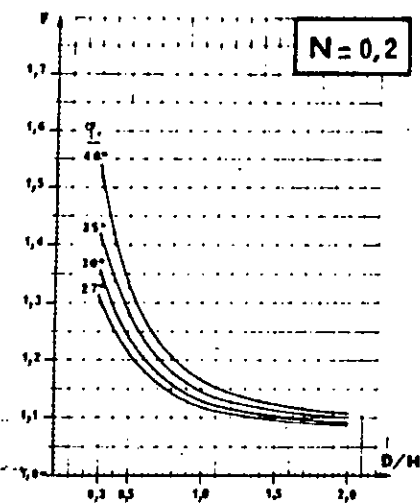
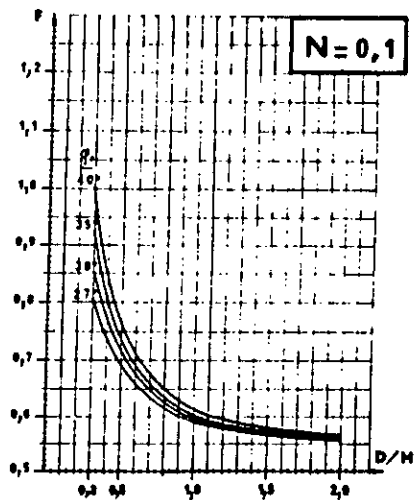
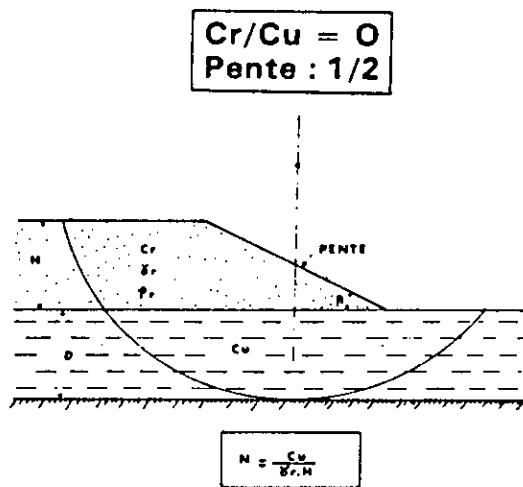


Fig. 5 Abaques donnant le coefficient de sécurité F
Extrait de «La stabilité des remblais sur sols mous — Abaques de calcul» par G. Pilot et M. Moreau. Ed. Eyrolles, Paris, 1973

Chapitre II

2023-2024

CHAPITRE II

PREVISION DES TASSEMENTS ET DES DEFORMATIONS HORIZONTALES SUR SOL DE FONDATION

II.1- INTRODUCTION:

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (ruptures circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes de tassement, ou plus généralement de déformation et de consolidation des sols de fondation, ont une influence plus discrète mais aussi importante sur le comportement et par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles.

Les déformations du sol de fondation déterminent le volume global des matériaux à mettre en oeuvre pour que la plate forme du remblai, soit à long terme au niveau prévu dans le projet. Les déformations horizontales du sol, peuvent avoir un effet défavorable sur le comportement des fondations des ouvrages d'art, adjacents au remblai (poussées horizontales). Il est indispensable dans certains cas, de prévoir l'évolution des pressions interstitielles. C'est le cas de la construction du remblai par étapes, pour profiter du renforcement du sol en cours de consolidation. L'augmentation de la cohésion non drainée C_u est proportionnelle à l'augmentation des contraintes effectives dans le sol, c'est-à-dire que C_u augmente lorsque la pression interstitielle diminue.

II.2- DECOMPOSITION DU TASSEMENT EN QUATRE TERMES:

Il est classique de distinguer trois étapes dans les déformations du sol de fondation d'un ouvrage d'art:

- L'application instantanée ou quasi-instantanée de la charge à la surface du sol entraîne des déformations "immédiates", c'est-à-dire sans expulsion d'une partie d'eau interstitielle.
- L'expulsion d'une partie d'eau interstitielle, s'accompagne de déformations dites de consolidation (ou de consolidation primaire).
- Après dissipation des excès de pression interstitielle, nous constatons en général la poursuite des déformations du sol. C'est la phase de consolidation secondaire (ou compression secondaire ou fluage), pendant laquelle le sol se déforme sous des contraintes constantes.

En général, le tassement total se décompose en quatre termes selon la formule de BOURGES (1976) [23]:

$$S = S_i + S_c + S_s + S_r$$

avec les notations suivantes:

- S_i : tassement immédiat ou instantané.
- S_c : tassement de consolidation.
- S_r : tassement induit par les déformations horizontales du sol.
- S_s : tassement de fluage.

II.2.1- CALCUL DU TASSEMENT INSTANTANE:

Le calcul du tassement instantané des sols de fondation se fait classiquement dans l'hypothèse d'un sol complètement

saturé, et de liquide incompressible. Comme nous supposons qu'il n'y a pas d'écoulement dans le sol, le tassement instantané se produit à volume constant. Le sol compréssible est supposé isotrope, homogène, linéaire caractérisé par un module d'élasticité E et un coefficient de poisson égal à 0.5. Il est aussi considéré comme un demi espace élastique, ou comme une couche d'épaisseur finie reposant sur un substratum indéformable.

Divers recueils de tables et d'abaques, ont été publiés pour la détermination des déformations élastiques des sols de fondation. La solution de GIROUD (1973) [20], pour les sols de fondation monocouches, permet le calcul du tassement immédiat de la surface du sol, au point M distant de X de l'axe du remblai (fig.8). Il est donné par la formule suivante:

$$S_1 = \frac{\gamma_R \cdot H}{E} \cdot \frac{a^2}{a - a'} \cdot \left(r_H - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 \cdot r'_H \right) \quad (6)$$

Dans laquelle nous donnons à r_H et r'_H , les valeurs lues sur la figure 9 en fonction de $(h/a, X/a)$ et $(h/a', X/a')$ respectivement.

Pour les sols nettement stratifiés, le module d'élasticité E est remplacé par un module moyen E_m (BOURGES, 1976) [23]:

$$E_m = \frac{\Delta\sigma_m \cdot \sum_i h_i}{\sum_i \frac{h_i \cdot \Delta\sigma_i}{E_i}} \quad (7)$$

avec les notations suivantes:

$\Delta\sigma_m$: augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la couche compressible sous l'axe du remblai.

$\Delta\sigma_i$: augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la sous couche i sous l'axe du remblai.

h_i : épaisseur de la sous couche i .

E_i : module d'YOUNG de la sous couche i .

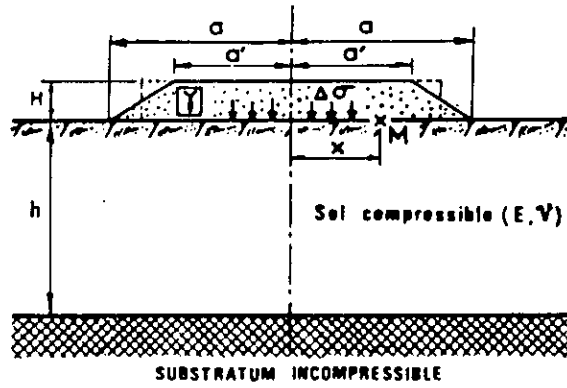
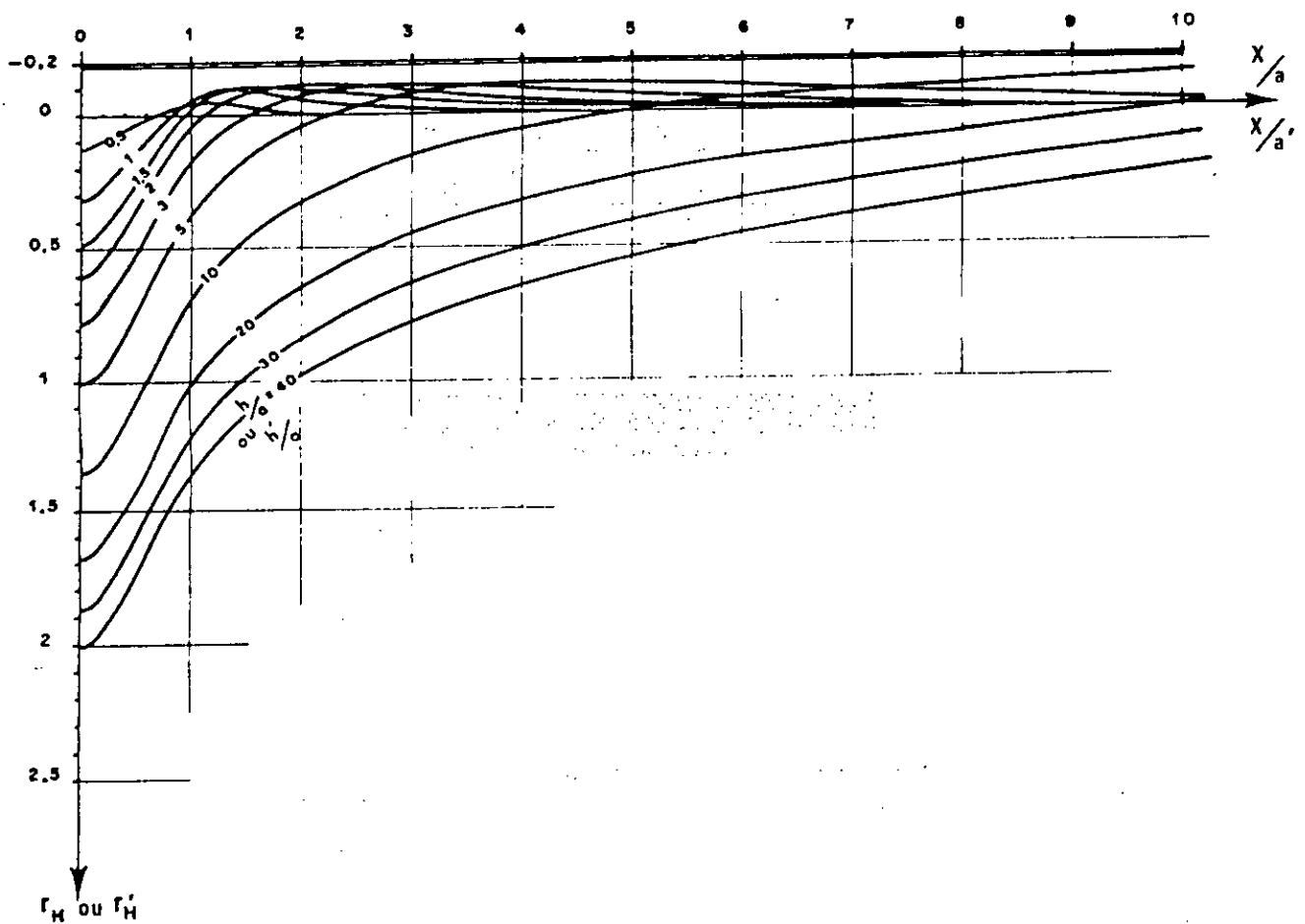


Fig 8

Fig 9 - Abaque pour le calcul du tassement immédiat, pour $\nu = 0,5$ (d'après Giroud, 1973)
 Le tassement immédiat est donné par :

$$s_i = \frac{\gamma H}{E} \cdot \frac{a^2}{a - a'} \left[r_H \left(\frac{a'}{a} \right)^2 + r'_H \right]$$



Cependant, pour simplifier le calcul de E_1 , la relation obtenue des corrélations à partir d'essais de pénétration statique [37] est utilisé:

$$E = 3600 + 2.2 \cdot R_p \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (8)$$

II.2.2- CALCUL DU TASSEMENT PRIMAIRE OU DE CONSOLIDATION:

La méthode de calcul du tassement de consolidation est basée sur les principes de TERZAGHI (1951,1957), pour les vitesses de tassement des remblais sans drains, et celui de BARRON (1947) pour les remblais sur drains verticaux de sable. La prévision de ce tassement s'opère généralement en deux temps à savoir, le calcul de l'amplitude des déformations et la détermination des vitesses de tassements.

II.2.2.1- AMPLITUDE DU TASSEMENT:

- CALCUL DES CONTRAINTES:

L'épaisseur de la couche compressible est suffisamment importante par rapport aux dimensions de l'ouvrage(remblai). Il est donc préférable de tenir compte de la distribution réelle des contraintes. Dans ce cas, nous utilisons généralement l'abaque d'OSTERBERG qui donne la distribution de la contrainte verticale due à une charge en forme de trapèze rectangle infiniment longue. La surcharge verticale $\Delta\sigma_z$ en un point M, à la profondeur Z, causée par le remblai est:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_R \cdot I_z$$

$$\Delta\sigma_R = \gamma_R \cdot H.$$

avec $I_z = 2I_1$ où I_1 est le coefficient d'influence lu sur l'abaque en fonction des paramètres a/Z et b/Z (Fig.10).

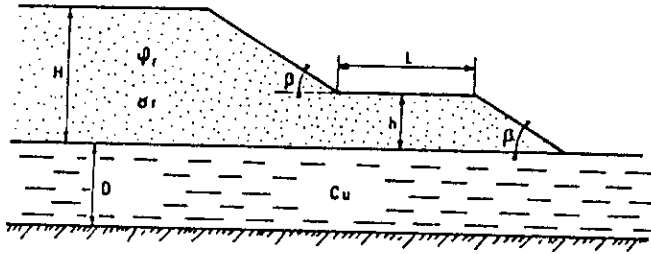
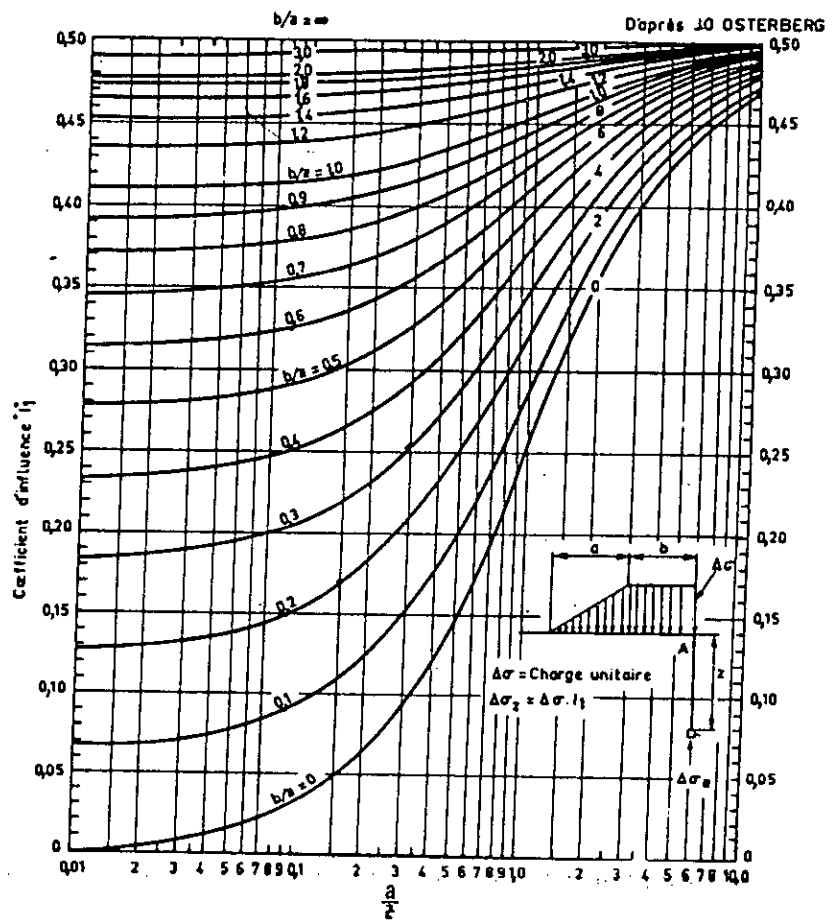


Fig. 7 Paramètres définissant un remblai équipé de banquettes

Fig. 10: Calcul de la contrainte verticale sous le remblai. Coefficient d'influence (Osterberg, 1957)



- AMPLITUDE DU TASSEMENT:

Le calcul classique du tassement se fait à l'aide des caractéristiques de compressibilité à l'oedomètre (absence de déformations latérales du sol).

Le sol de fondation est supposé être formé de plusieurs sous couches qui se tassent sous l'effet des contraintes $\Delta\sigma_z$. Le tassement S_{oed} d'une tranche verticale de sol se calcule à l'aide de la formule oedométrique suivante:

$$S_{oed} = \sum_i \frac{C_{ci}}{1 + e_{oi}} \cdot h_i \cdot \log(\sigma'_{vi}/\sigma'_{ci}) \quad (9)$$

Dans laquelle h_i , C_{ci} , e_{oi} , σ'_{ci} , sont respectivement la hauteur, l'indice de compression ou de gonflement, l'indice des vides initial, et la contrainte de préconsolidation dans la sous couche i . La contrainte σ'_{vi} est obtenue en ajoutant à la contrainte verticale initiale σ'_{voi} , la surcontrainte $\Delta\sigma_z$ induite par l'ouvrage.

I.2.2.2- CORRECTION DE SKEMPTON-BJERRUM:

SKEMPTON et BJERRUM (1957) [19], ont constaté que les tassements de consolidation observés sous les ouvrages sont souvent différents de ceux déduits des essais oedométriques. Pour tenir compte de cette différence, ils ont proposé de corriger le tassement S_{oed} par un facteur $\mu(A)$, dépendant de la valeur du coefficient A de génération des surpressions interstitielles dans les sols saturés chargés rapidement:

$$S_c = \mu(A) \cdot S_{oed} \quad (10)$$

La valeur de $\mu(A)$ a été calculée dans l'hypothèse où le sol est élastique isotrope. Elle est donnée par la relation suivante:

$$\mu(A) = A + \alpha.(1 - A)$$

avec des coefficients A et α dont les valeurs sont indiquées dans les tableaux I et II. Le coefficient α dépend de la largeur b ou du diamètre b de la charge et de l'épaisseur h de la couche molle.

TAB.I: Valeurs du coefficient de pression interstitielle A.

Type de sol	A
Argiles très surconsolidées	0.2
Argiles surconsolidées	0.2 à 0.5
Argiles normalement consolidées	0.5 à 1
Argiles très sensibles	1 à 1.2

TAB.II: Valeurs du coefficient géométrique α .

h/b	Semelle circulaire α	Semelle filante α
0	1.00	1.00
0.25	0.67	0.74
0.50	0.50	0.53
1.00	0.38	0.37
2.00	0.30	0.26
4.00	0.28	0.20
10.0	0.26	0.14
∞	0.25	0.00

REMARQUE:

Pour des argiles alluvionnaires, la valeur de μ est prise égale à 1.

II.2.3- CALCUL DU TASSEMENT DU AUX DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DU SOL SOUS LES REMBLAIS

Il n'existe pas de méthodes exacte et assez vérifiée pour le calcul du tassement dû aux déplacements latéraux. Les résultats des études faites par BOURGES et MIEUSSENS (1979), TAVENAS et AL (1979) [23], [16] sur 21 remblais, ont montré que:

- La déformée horizontale réduite du sol sous les talus des remblais, obtenue en divisant les déplacements horizontaux $Y(Z)$ mesurés dans les tubes inclinométriques par leur valeur maximale à l'instant considéré Y_{max} , reste stationnaire au cours de la consolidation.

- La valeur maximale du déplacement horizontal Y_{max} , augmente proportionnellement au tassement S du milieu du remblai. Après la fin de la construction, la relation obtenue est de la forme $\Delta Y_{max} = 0.16.\Delta S$.

- Au cours de la construction des remblais sur argile surconsolidée, la relation entre Y_{max} et S est à peu près, la même qu'après la fin de la construction, ensuite le rapport $\Delta Y_{max}/\Delta S$ tend vers une valeur voisine de 1, ce qui correspond à une déformation du sol à volume constant.

Le tassement dû au fluage du sol de fondation (Fig.11) correspondant aux déplacements latéraux, après la période de construction est noté $S_f = A/B$.

avec

$$A = \int y \cdot dx \simeq (0.68) \cdot D \cdot Y_{max} \simeq (0.11) \cdot D \cdot S_{oed} \quad (11)$$

$$S_f = (0.11) \cdot (h/B) \cdot S_{oed} \quad (12)$$

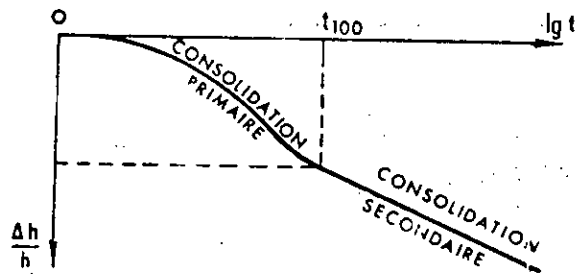
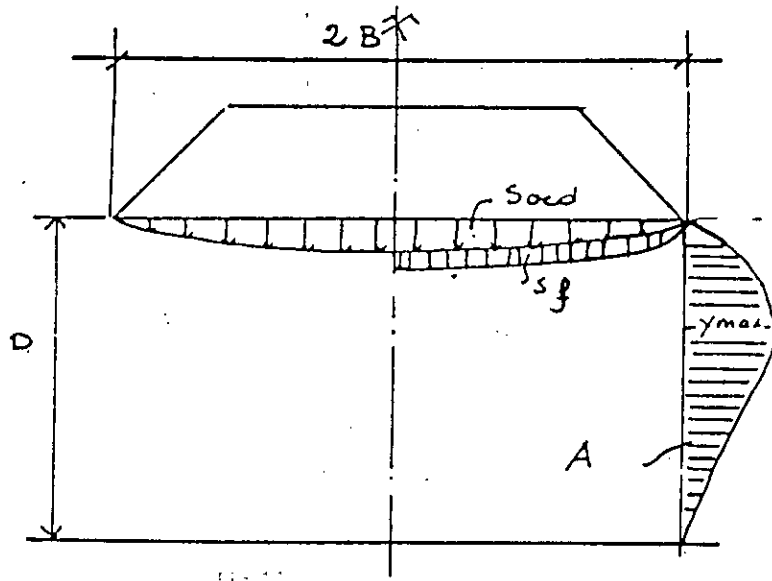


Fig. 12 Tassement secondaire. Méthode de Buisman-Koppejan

où

h: hauteur de la couche compressible.

B: demi-largeur du remblai.

II.2.4- CALCUL DU TASSEMENT DU A LA COMPRESSION SECONDAIRE:

Plusieurs méthodes de calcul permettent la détermination du tassement secondaire du sol. Celle qui est utilisée dans cette étude est la méthode de KOPPEJAN (1948).

Cette dernière est basée sur la loi de BUISMAN qui suppose que lorsque la consolidation est terminée, le tassement varie linéairement en fonction du logarithme du temps (Fig. 12). Cette loi s'écrit comme suit:

$$\Delta h = a + b \cdot \log(t)$$

Cette loi n'est valable qu'à partir de t_{100} , fin de la consolidation primaire. Pour $t < t_{100}$, le tassement suit une loi où intervient en particulier, la théorie de la consolidation [22].

La méthode est basée sur l'hypothèse fondamentale que le tassement relatif d'une couche de sol dû à la compression secondaire, suit en fonction du logarithme du temps, une loi linéaire, indépendante de l'épaisseur de la couche considérée. KOPPEJAN admet de plus, la linéarité de la variation du tassement relatif en fonction du logarithme de la charge appliquée. Pour $t > t_{100}$, la loi de tassement s'écrit:

$$\Delta h/h = (2.3) \cdot \left[1/C_p + (1/C_s) \cdot \log(t) \right] \cdot \log\left(\frac{\sigma_{vo} + \Delta \sigma_z}{\sigma'_c} \right) \quad (13)$$

$1/C_p$ et $1/C_s$ sont des coefficients déterminés à partir de l'essai oedométrique de longue durée.

- Pour un sol normalement consolidé ($\sigma'_c = \sigma'_{vo}$):

Soit $(\Delta h)_{x\sigma_y}$ le tassement à x jours sous la contrainte verticale σ_y , pris sur l'asymptote de tassement correspondant à σ_y . Si nous prenons le tassement correspondant à deux pressions σ_1 et σ_2 , nous aurons:

$$1/C_p = \frac{(\Delta h)_{1\sigma_2} - (\Delta h)_{1\sigma_1}}{h_o \cdot \log(\sigma_2/\sigma_1)} \quad (14)$$

$$1/C_s = \frac{((\Delta h)_{10\sigma_2} - (\Delta h)_{10\sigma_1}) - ((\Delta h)_{1\sigma_2} - (\Delta h)_{1\sigma_1})}{h_o \cdot \log(\sigma_2/\sigma_1)} \quad (15)$$

h_o étant la hauteur de l'échantillon lorsqu'il a été remis dans l'état où il se trouve en place, c'est-à-dire après tassement sous la pression de consolidation σ'_c .

$$h_o = h_i - (\Delta h)_{10\sigma'_c}$$

h_i est la hauteur initiale de l'échantillon.

- pour un sol sous consolidé ($\sigma'_c < \sigma'_{vo}$):

Un seul couple de paramètres ($1/C_p$, $1/C_s$) doit être déterminé, et la loi de tassement pour une sous couche h_i s'écrit de la même façon que l'équation (14).

- Pour un sol surconsolidé ($\sigma'_c > \sigma'_{vo}$):

Deux groupes de coefficients sont déterminés:

$$1/C_{p1}, 1/C_{s1} \quad \text{pour} \quad \sigma'_{vo} < \sigma'_c < \sigma'_c$$

$$1/C_{p2}, 1/C_{s2} \quad \text{pour} \quad \sigma'_c > \sigma'_c$$

La loi de tassement est donc :

$$\Delta h/h = (2.3) \cdot \left[1/Cp_1 + (1/Cs_1) \cdot \log(t) \right] \cdot \log(\sigma'_c / \sigma'_{v0}) +$$

$$(2.3) \cdot \left[1/Cp_2 + (1/Cs_2) \cdot \log(t) \right] \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_c}\right) \quad (16)$$

En faisant la somme des Δh_i des différentes sous couches du sol, nous aboutissons à une la loi du type $\Delta h = a + b \cdot \log(t)$.

II.3- VITESSE DE TASSEMENT EN L'ABSCENCE DE DRAINS :

La pression interstitielle varie avec le temps t et la profondeur Z suivant l'équation différentielle, due à TERZAGHI :

$$C_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

u représentant ici l'excès de pression interstitielle Δu .

C_v est le coefficient de consolidation verticale.

La résolution de cette équation différentielle, conduit à la solution $U = f(T_v)$; dans laquelle U est le degré de consolidation (Fig.13) défini à l'instant t par le rapport :

$$U = \frac{\text{aire ABDCMA}}{\text{aire ABDC}}$$

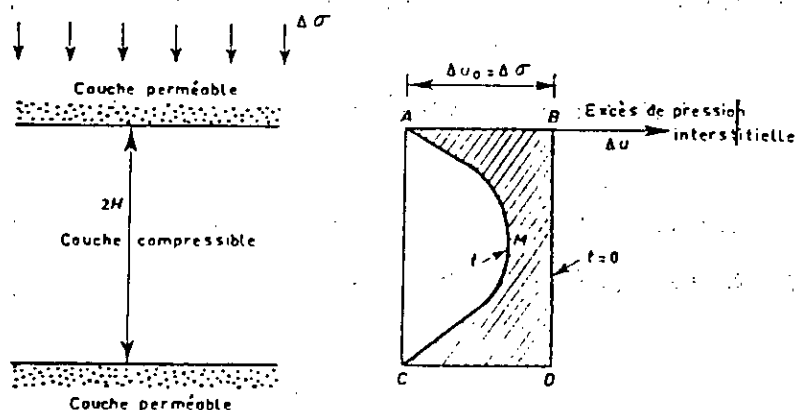


Fig. 13 — Variation de l'excès de pression interstitielle avec le temps et avec la profondeur au cours de la consolidation.

La linéarité des déformations par rapport aux contraintes permet de donner de U, une seconde définition équivalente à la première:

$$U(t) = \frac{\text{tassement à l'instant } t}{\text{tassement final}} = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_f}$$

Le degré de consolidation U(t) est donc un indicateur de l'amplitude des tassements qui se sont produits au temps considéré. La solution de l'équation de TERZAGHI s'écrit:

$$u = 1 - \sum_m \frac{2}{M^2} \cdot e^{-M^2 \cdot Tv}$$

avec:

$$M = \frac{\pi \cdot (2 \cdot m + 1)}{2}, \quad m = 0, 1, \dots, n.$$

et

$$Tv = \frac{Cv \cdot t}{H_d^2} \tag{17}$$

En pratique, nous nous intéressons toutefois aux vitesses de tassement qui se déduisent du degré de consolidation U(t) défini précédemment. L'abaque U = f (Tv), qui donne le degré de consolidation U en fonction du facteur temps est le principal outil du projeteur pour le calcul des vitesses de tassement, des remblais sans drains. Ces abaques sont utilisées de la façon suivante:

- calcul du facteur temps $Tv = \frac{Cv \cdot t}{H_d^2}$

- lecture de u correspondante sur l'abaque de la figure 14.

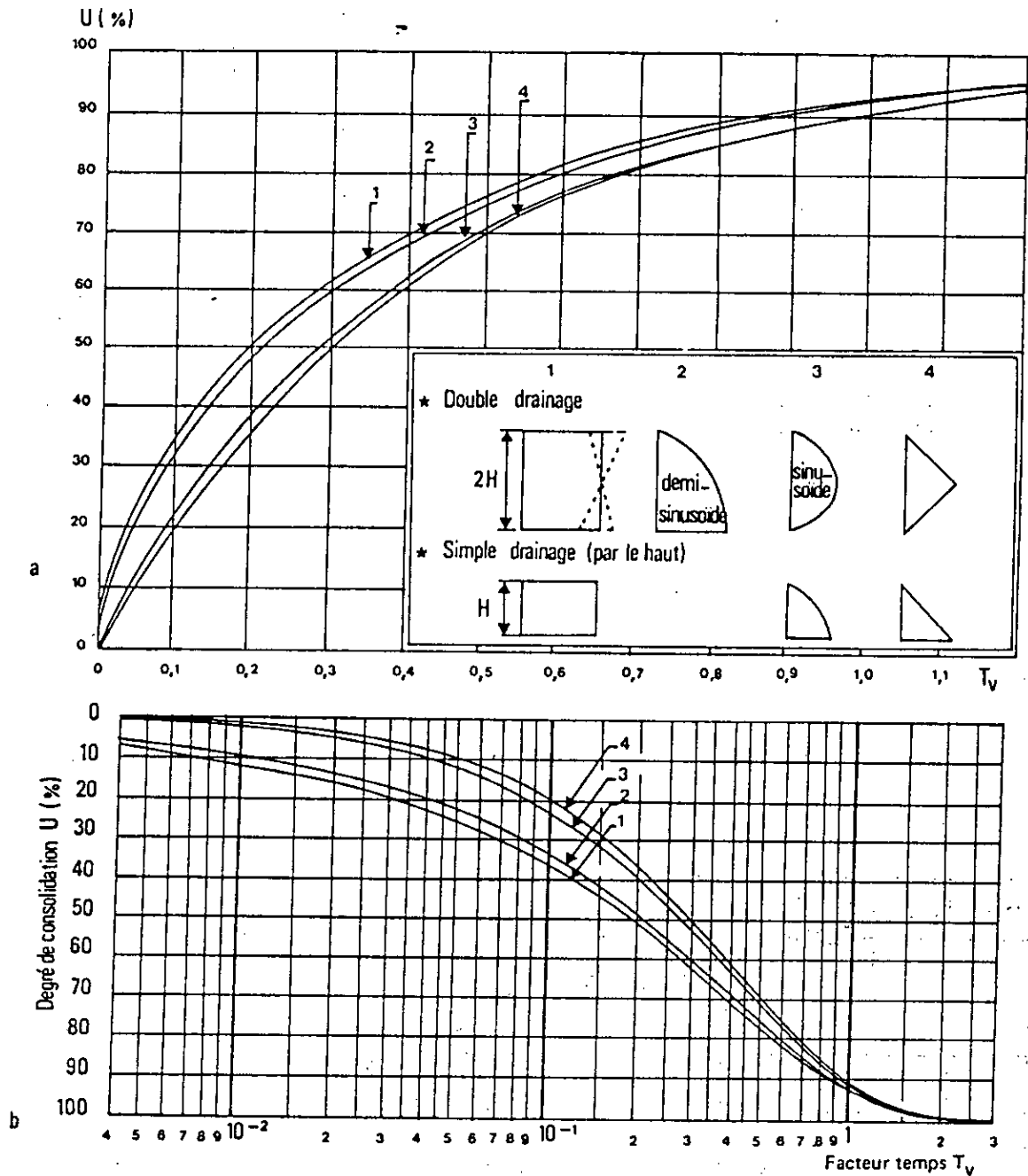


Fig. 14 Consolidation unidimensionnelle. Degré de consolidation en fonction du facteur temps, d'après Terzaghi

- Nous pouvons en première approximation, calculer le tassement à l'instant t , à partir du tassement de consolidation S_c , au moyen de la formule :

$$S_c(t) = U(t) \cdot S_c \quad (18)$$

L'évolution du tassement de consolidation en fonction du temps d'une couche d'épaisseur h_i s'écrit :

$$\Delta h_i(t) = h_i \cdot \frac{C_{ci}}{1+e_{oi}} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_i \cdot U(t)}{\sigma'_{ci}}\right) \quad (19)$$

- $U(t)$ étant le degré moyen de consolidation à l'instant t .

- $\Delta\sigma_i$ est l'accroissement moyen de contrainte verticale dû au remblai, pour la couche considérée.

Dans le cas des sols stratifiés (Fig.15) où le coefficient de consolidation est variable d'une couche à l'autre, nous déterminons en général un coefficient de consolidation équivalent et nous traitons le sol comme un monocouche.

ABSI (1965), propose de calculer la valeur de c_v équivalent par la formule :

$$C_{veq} = \frac{\left[\sum_i h_i \right]^2}{\left[\sum_i h_i \sqrt{C_{vi}} \right]^2} \quad (20)$$

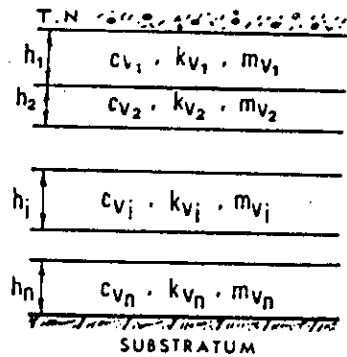


Fig. 15 Sol stratifié. Notations

II.5- VITESSE DE TASSEMENT EN PRESENCE DE DRAINS CYLINDRIQUES VERTICAUX:

II.5.1- SEPARATION DES ECOULEMENTS RADIAL ET VERTICAL (THEOREME DE CARILLO)

N.CARILLO (1942), a montré que le problème général de la consolidation d'une couche de sol d'épaisseur finie drainée verticalement (vers la surface du sol et/ou un substratum perméable), et horizontalement (vers les drains cylindriques), peut être dans certains cas séparé en deux problèmes indépendants:

- Problème 1: Consolidation verticale en l'absence de drains verticaux (u_z, U_z).
- Problème 2: Consolidation radiale du sol sans écoulement vertical (u_r, U_r).

II.5.2- THEORIE DE LA CONSOLIDATION RADIALE (BARRON):

La théorie de la consolidation radiale (1974) reprend les hypothèses de la théorie unidimensionnelle de TERZAGHI en leur ajoutant les conditions relatives à l'écoulement radial:

- nous étudions le comportement d'un cylindre de sol creux de hauteur finie H et de diamètre intérieur d et extérieur D (Fig16), en supposant qu'il est limité par deux faces inférieure et supérieure imperméables, une surface extérieure imperméable et une surface intérieure perméable.

- le sol est homogène, et ses caractéristiques de perméabilité et de compressibilité restent constantes pendant la consolidation.

- les seules déformations du sol sont des déformations verticales.

- la circulation de l'eau dans les pores du sol est décrite par la loi de DARCY.

- les charges sont appliquées instantanément en tout point du sol à l'instant $t = 0$.

L'analyse du problème s'effectue en coordonnées polaires, et nous obtenons finalement l'équation suivante:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{K_r (1+e)}{a \cdot V \cdot \gamma_w} \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) = Cr \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) \quad (21)$$

- Cr est par définition le coefficient de consolidation radiale.

Nous supposons le cas de déformation verticale uniforme, et qu'au temps $t = 0$, nous appliquons instantanément une pression moyenne u_0 dans tout le sol.

L'excès de pression interstitielle u_r au temps t , et à la distance r de l'axe du drain est donné dans ce cas par la

formule:

$$u_r = \frac{\bar{u}}{D^2 \cdot F(n)} (D^2 \cdot \text{Ln}(2.r/D) - \frac{4.r^2 - d^2}{2})$$

avec les notations:

\bar{u} : excès de pression interstitielle moyen.

$$\bar{u} = \bar{u}_0 \cdot e^{8.Tr/F(n)}$$

u_0 : excès de pression interstitielle moyen initial.

n : rapport caractéristique du réseau de drain (D/d).

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \text{Ln}(n) - \frac{3n^2 - 1}{4.n^2}$$

Tr : facteur temps; $Tr = \frac{Cr.t}{D^2}$

Le degré de consolidation U_r est donné par la formule:

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8.Tr}{F(n)}}$$

Il est déterminé habituellement à l'aide de l'abaque de la figure 17. Pour utiliser cet abaque il faut d'abord calculer le facteur temps Tr , et le rapport caractéristique de l'efficacité du drain $n=D/d$, puis lire le degré de consolidation radiale U_r .

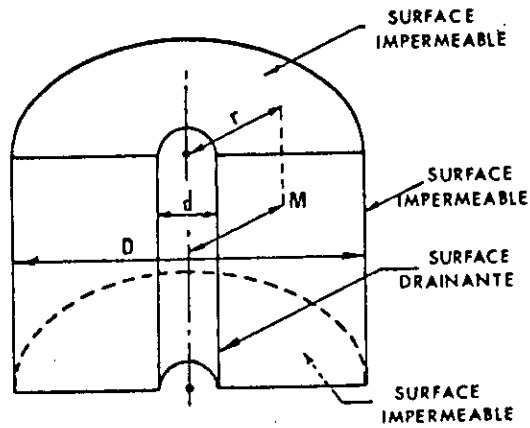


Fig. 46 Objet de la théorie de la consolidation radiale de Barron

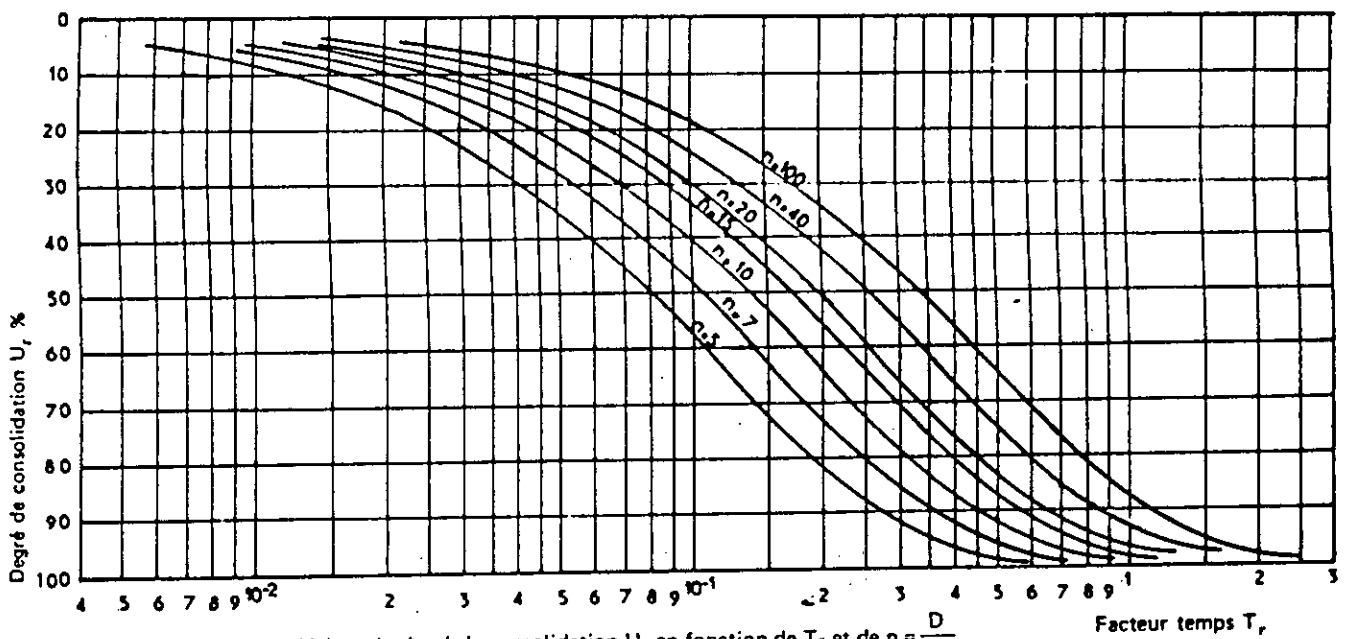


Fig. 47 Consolidation radiale. Valeur du degré de consolidation U_r en fonction de T_r et de $n = \frac{D}{d}$

II.6- CALCUL DE LA HAUTEUR SUPPLEMENTAIRE A DONNER AU REMBLAI POUR COMPENSER LE TASSEMENT:

Si H' est la différence entre la cote du terrain naturel, et la cote du projet, l'épaisseur H_R du remblai sera telle que $H_R = H' + \Delta h$, où Δh est le tassement provoqué par le remblai d'épaisseur H_R .

Nous traçons sur un même graphique les courbes suivantes:

- La droite représentant la variation de $(H_R - H')$ en fonction de H_R (Fig.18.2).
- La courbe donnant la variation du tassement Δh en fonction de H_R (Fig.18.1).

Ces deux courbes se rencontrent pour une valeur $H_R = H_r$, hauteur à donner au remblai pour que sa cote supérieure soit celle du projet à la fin des tassements.

II.7- CONSTRUCTION DU REMBLAI PAR ETAPES:

Les méthodes de calcul de la stabilité, permettent de déterminer la hauteur maximum de remblai de caractéristiques (γ_R, C_R, ϕ_R) , qui peut être montée sur un sol compressible dont nous connaissons la cohésion non drainée C_{ui} , avec un coefficient de sécurité F que nous ne prenons généralement pas inférieur à 1.5.

Si la hauteur maximale calculée est inférieure à la hauteur prévue dans le projet, nous procéderons à une construction par étapes.

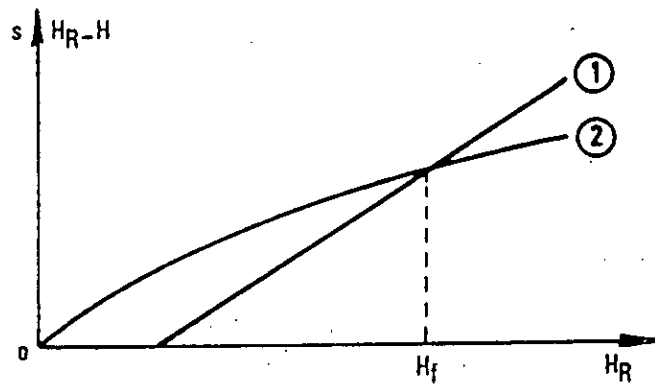


FIG. 18. — Détermination de la hauteur finale à donner au remblai pour tenir compte des tassements.

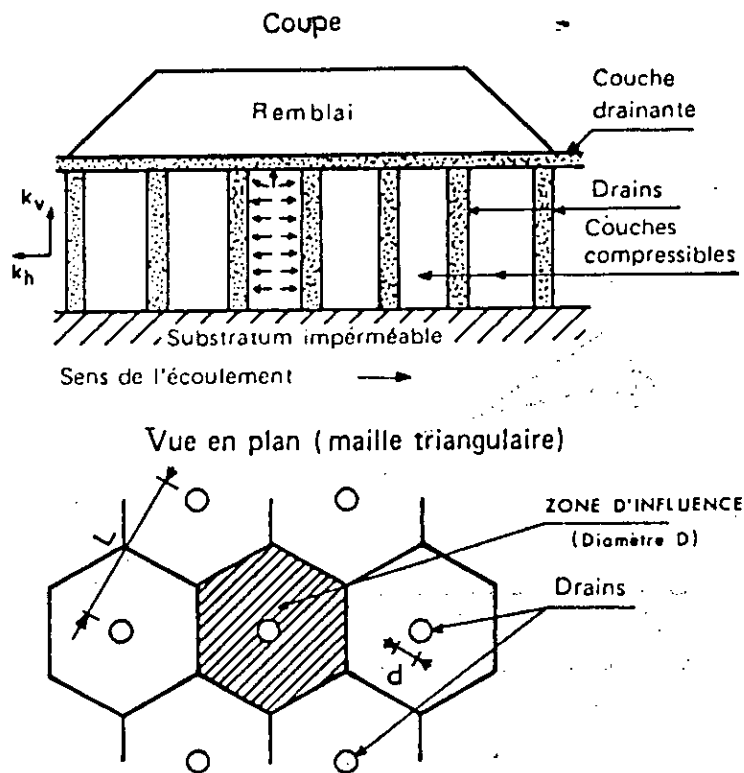


Fig. 19 Schéma d'une installation de drains de sable verticaux

La première couche à mettre, a pour hauteur maximale:

$$H_1 = \frac{N_c \cdot C_{u1}}{\gamma_R \cdot F}$$

Une augmentation ΔC_u de la cohésion C_u du sol de fondation est marquée, et celle-ci après consolidation sous la première couche H_1 . Si nous n'attendons pas la consolidation complète, mais seulement un degré $U\%$ de consolidation, l'accroissement de C_u est:

$$\Delta C_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_R \cdot U \cdot \text{tg}(\Phi_{C_u})$$

Le sol de fondation a alors une cohésion $C_{u2} = C_{u1} + \Delta C_u$, et peut supporter une hauteur totale de remblai $H_1 + H_2$, H_2 étant la hauteur possible de la deuxième couche.

La consolidation sous la charge $\gamma_R (H_1 + H_2)$ donne une nouvelle valeur de la cohésion C_{u2} , qui permettra la mise en place éventuelle d'une troisième couche de remblai de hauteur H_3 , et ainsi de suite. Le temps d'attente entre les deux étapes pour un degré de consolidation $U = 80\%$ est alors:

$$t = T_v \cdot H_d^2 / C_v$$

II.8- AUGMENTATION DE LA VITESSE DE CONSOLIDATION:

II.8.1- INTRODUCTION:

Lorsque l'ingénieur chargé de l'élaboration d'un projet d'ouvrage en terre, sur sol compressible se heurte à des problèmes de stabilité ou de vitesse de tassement insurmontables sans traitement du sol, il faut recourir à des techniques très variées. Celles-ci dans le but d'obtenir de bonnes caractéris-

tiques mécaniques, en particulier une résistance au cisaillement suffisante, ainsi qu'une stabilisation du tassement compatible avec les délais de construction du remblai.

II.8.2- UTILISATION DE SURCHARGES TEMPORAIRES:

Cette méthode consiste à placer pendant quelques mois, une surcharge supplémentaire constituée de 2 à 3m, de remblai que nous enlèverons au temps t pour lequel le tassement final prévu pour le remblai sans surcharge aura été obtenu. Cependant cette technique n'est pas efficace dans notre cas, vu que la couche compressible atteint dans certains endroits 30m d'épaisseur.

II.8.3- VIBROFLOTTATION - PIEUX COLONNES BALLASTREES:

Dans le cas de sols non cohérents, la vibration dans la masse permet d'améliorer la compacité du sol et ses caractéristiques mécaniques, à n'importe quelle profondeur.

L'énergie de vibration émise par une aiguille vibrante, doit être suffisante pour liquéfier le sol en supprimant les forces de liaison. Ensuite le compactage du sol suit après que le vibreur est extrait du sol.

Dans le cas de sols cohérents (vases, argiles molles), la vibration est insuffisante pour assurer une densification du sol, nous mettons alors en place, autour du vibreur une colonne de graviers sableux compactée, constituant le pieu-colonne ballastrée, et sera introduit dans le trou de forage au fur et à mesure de la remontée de l'aiguille.

II.8.4- CONSOLIDATION DYNAMIQUE PAR PILONNAGE INTENSIF:

Cette méthode consiste à frapper le terrain à compacter à l'aide d'un pilon tombant d'une hauteur de 8 à 40m, à la cadence de 2 à 3 coups/mn. Il y'a donc rupture de la structure du maté-

riau. Si celui-ci est saturé, le fort accroissement des pressions interstitielles conduit à annuler les contraintes effectives, d'où liquéfaction du matériau.

La mise en pression de la phase liquide s'accompagne d'un écoulement d'eau. Il s'ensuit une dissipation de la pression interstitielle, et par suite un tassement du matériau et une amélioration progressive de ses qualités mécaniques.

II.8.5- DRAGUAGE PARTIEL OU TOTAL:

Cette technique est à considérer si la côte du projet est proche du terrain naturel, et si l'épaisseur du sol compressible n'est pas trop importante. Dans notre cas, cette solution est à exclure car les couches molles se trouvent à des profondeurs atteignant 30m.

II.8.6- UTILISATION DES DRAINS VERTICAUX:

Le but de cette méthode est d'accélérer le phénomène de consolidation, en permettant dans le sol compressible un écoulement horizontal de parcours réduit facilité par une perméabilité horizontale. Les drains verticaux peuvent être des drains de sables, de cartons, de textiles, ou des tranches drainantes, et traversant entièrement la couche compressible.

Les caractéristiques géométriques d'une installation de drains de sable (Fig.19) est caractérisée par:

- Le diamètre des drains d .
- La géométrie du réseau (maille carrée ou triangulaire, avec un espacement L entre chaque drain).
- Le diamètre D de la zone d'influence d'un drain:

- $D = 1.13.L$ (maille carrée).
- $D = 1.05.L$ (maille triangulaire).
- Le rapport caractéristique de son efficacité: $n = D/d$.

Le procédé de réalisation des drains verticaux, consiste à forer le sol selon une maille régulière, et à remplir les forages par un matériau drainant (sable).

II.9- CHOIX DE LA METHODE D'ACCELERATION:

La technique la plus intéressante (la plus utilisée), qui est choisie pour accélérer la vitesse de consolidation est celle des drains verticaux. Ce choix est dû au fondement théorique de la méthode déjà établi par BARRON en 1948, alors que les autres méthodes sont empiriques et nécessitent une grande manipulation vu la dimension importante de la couche molle compressible.

II.10- PRINCIPE DE CALCUL DES RESEAUX DE DRAINS VERTICAUX:

Le plus souvent, nous souhaitons un effet donné (90% de tassement total, 80% de dissipation des surpressions interstitielles, 80% d'augmentation moyenne de la cohésion non drainée du sol), dans un délai donné, et il s'agit de dimensionner un réseau de drains produisant exactement cet effet.

Les caractéristiques géométriques d'une installation de drains de sable sont données sur la figure 18.

L'outil de base du calcul des réseaux de drains verticaux, est constitué par la théorie de la consolidation radiale de BARRON, la théorie de la consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI et la formule de CARILLO pour coupler les consolidations radiale et verticale.

Pour dimensionner un réseau de drains permettant un degré de consolidation $U\%$ en un temps t imposé, nous procédons de la façon suivante:

- Déterminer d'après la coupe géotechnique, l'épaisseur h et la distance de drainage verticale H_d de la couche compressible, les valeurs des coefficients de la consolidation verticale C_v , et horizontale C_r .

- Calculer le degré de consolidation verticale U_v atteint au bout du temps t , dans le cas d'un écoulement uniquement vertical. Nous utilisons dans ce cas l'abaque à lecture directe de la figure 20.

- Calculer par la formule de CARILLO, le degré de consolidation radiale U_r pour que le degré de consolidation vaille U . Nous utilisons pour cela l'abaque de la figure 21.

- Déterminer les diamètres d et D des drains, et leur zone d'influence de façon à obtenir le degré U_r au bout du temps t . L'abaque de la figure 22 donne directement la relation entre d et D lorsque C_r , U_r , et t sont connus. Cet abaque donne le diamètre D de la zone d'influence de chaque drains.

Dans cet abaque, il existe une infinité de couples de valeurs de d et D , qui produisent l'effet cherché: La distance des drains ne peut être fixée que si nous donnons le diamètre des drains.

Lors de la préparation des projets, il est classique de calculer l'espacement L , correspondant à des drains idéaux de 30cm de diamètre. Ce dernier est calculé à l'aide des formules suivantes:

L = D/1.13 dans le cas d'un maillage carré.

L = D/1.05 dans le cas d'un maillage triangulaire.

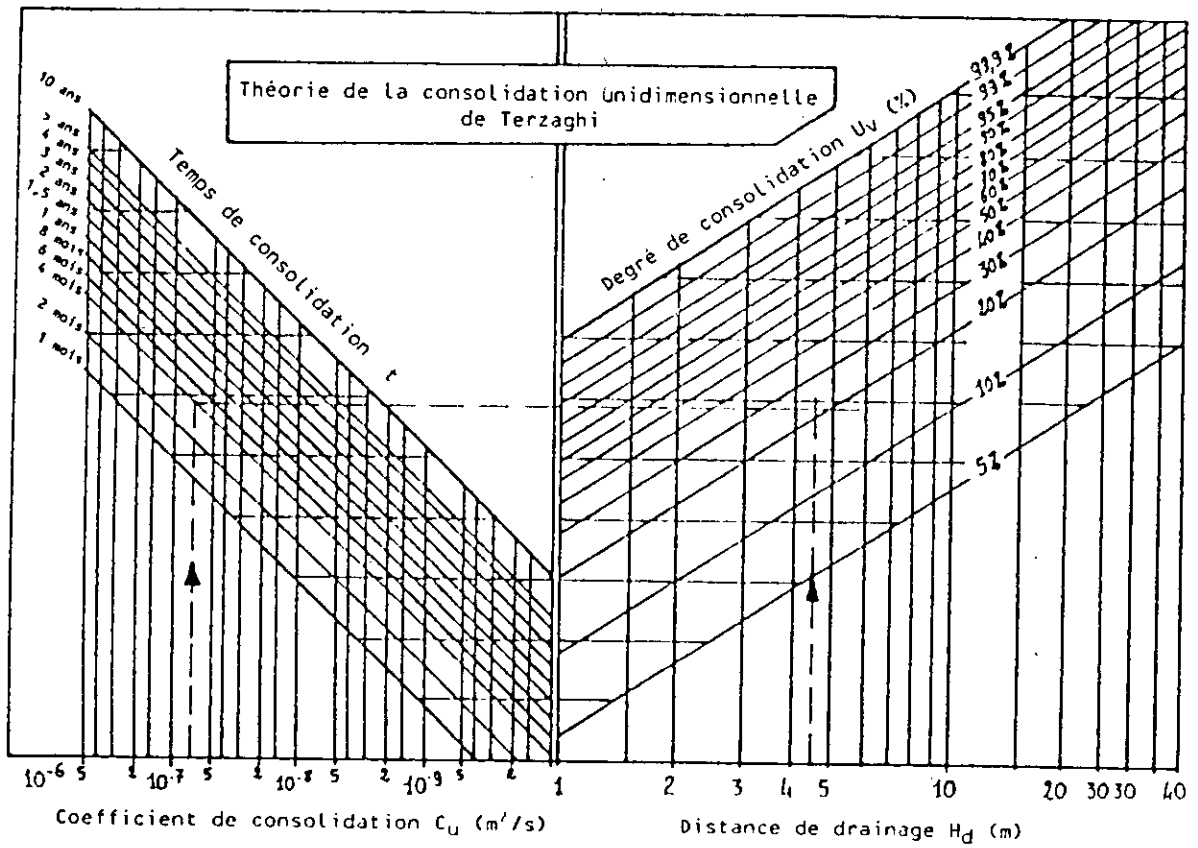


Figure 20
Abaque pour le calcul du degré de consolidation verticale (document J.P. Bru)

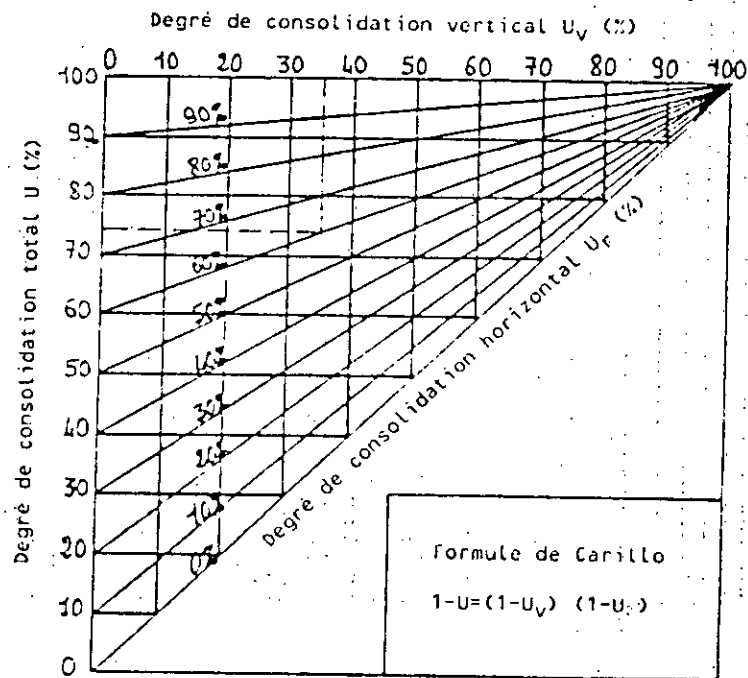


Figure 21
Abaque pour la formule de N. Carillo (document J.P. Bru)

Consolidation radiale
par drains verticaux

Théorie de Barron
 $U_r = 1 - E^{-8Ch} \frac{t}{D^2 F(n)}$

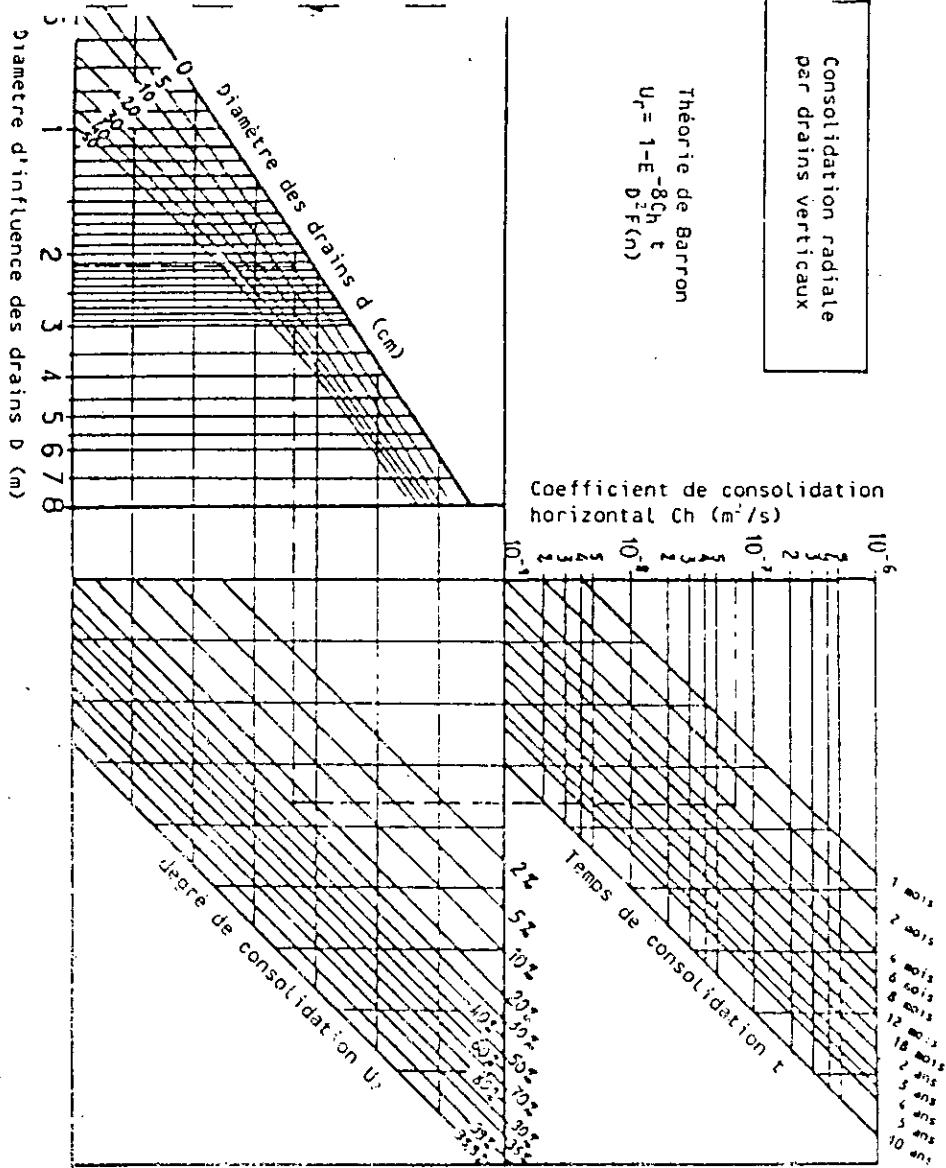


FIGURE 22
 Méthode pour la dimensionnement des drains en consolidation radiale
 (document J.P. BRU)



Chapitre III

1. Introduction
2. Les principes de la comptabilité
3. Les principes de la gestion
4. Les principes de la finance
5. Les principes de la fiscalité
6. Les principes de la gestion des ressources humaines
7. Les principes de la gestion des opérations
8. Les principes de la gestion des risques
9. Les principes de la gestion de la qualité
10. Les principes de la gestion de l'environnement

CHAPITRE III

CALCUL DU REMBLAI SUR SOL COMPRESSIBLE STABILITE - TASSEMENTS - DRAINS VERTICAUX CONSTRUCTION DU REMBLAI

III.1- CONTEXTE REGIONAL GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE

III.1.1- GEOLOGIE:

La région " radiale de oued OUCHAÏH " étudiée, englobe trois ensembles morphologiquement distincts, qui sont selon une coupe passant par BIRKHADEM, au nord-ouest jusqu'au delà de BENGHAZI au sud-est:

- Le versant SE du massif du SAHEL d'ALGER.
- Les piedmonts du massif du SAHEL.

La vallée de l'oued EL-HARRACH qui constitue un tronçon de la bordure NE de la plaine de la MITIDJA.

La série stratigraphique est constituée de bas en haut par la superposition suivante:

- Les grès calcaires et molasse d'âge astien, visible sur le versant SE du massif du SAHEL.

- La série des marnes de " Maison carrée ", attribuée au villafanchien (quaternaire ancien) renfermant des marnes jaunes collantes plus ou moins graveleuses, des sables plus ou moins grossiers ou des grès compacts, des niveaux de gravier et des conglomérats. Cette série recouvre les formations astiennes des piedmonts du massif du SAHEL.

- Les grés, sables et argiles quaternaires élevés en terrasse sur la rive droite de l'oued EL-HARRACH.

- Les vases marneuses grises ou noires à fréquents horizons tourbeux fossilifères, admettant quelques lits de graviers et de sable gris, constituant le remplissage de la vallée de oued EL-HARRACH, au dessus des marnes de " Maison carrée ". Ce niveau superficiel correspond aux alluvions récentes de la MITIDJA.

La liaison radiale de oued EL-HARRACH, occupe la vallée de oued EL-HARRACH selon une direction sensiblement sud-nord.

Nous notons d'importantes variations d'épaisseurs dans les alluvions récentes à l'échelle de la plaine de la MITIDJA.

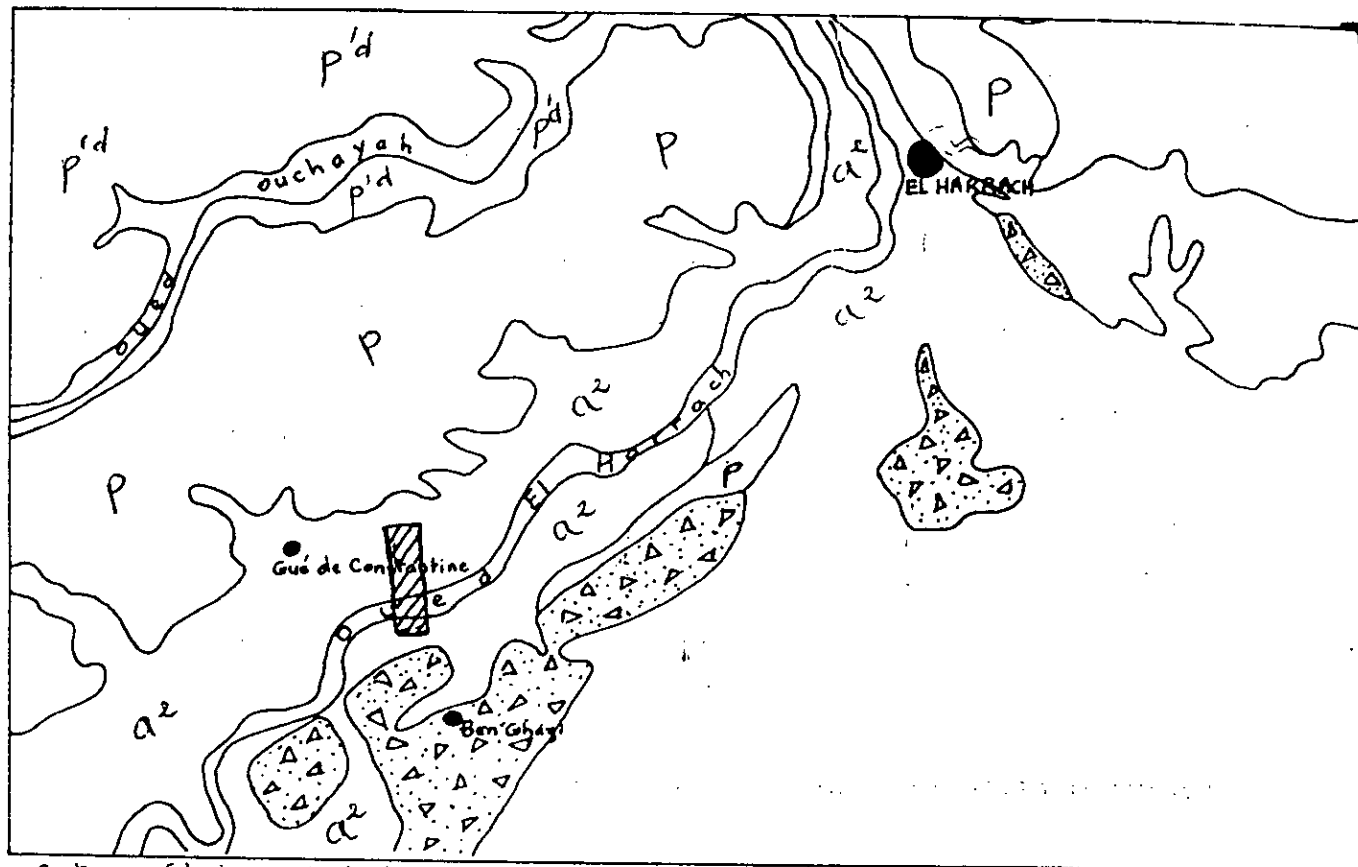
Ce phénomène est dû aux différentes phases d'intenses érosions qui ont découpé le substratum villafranchien (marnes de maison carrée), et y ont creusé de véritables " canon " (K. ACHI et AL 1973). Les alluvions récentes ont comblé fréquemment les zones les plus profondément creusées par l'érosion.

III.1.2- HYDROGEOLOGIE:

Les grés et la molasse astiens de la plaine de la MITIDJA, ainsi que les horizons sablo-gravéleux des alluvions récentes contiennent deux nappes aquifères, séparées par le niveau semi-perméable des marnes de " Maison carrée ".

Ces deux nappes sont localement en contact hydraulique. L'astien alimentant les alluvions récentes à travers la série des marnes de "Maison carrée", semble présenter des sens d'écoulements communs, orientés SSO-NNE dans la vallée de oued EL-HARRACH.

Fig 22bis GEOLOGIE DE LA REGION DE OUED OUCHAYEH



Contours géologiques extraits de la carte géologique Alger-Bis à 1/50 000 (E. FICHER et al., 1904)



QUATERNAIRE

- a² Argile noire, sable, gravier
(Alluvions récentes)
- △△ Graviers, cailloux, sable, argile
(Alluvions anciennes des terrasses d'oueds)
- P Argile marneuse jaune, sable, graviers, conglomérats...
(Marnes de Maison-Carrée)

PLIOCENE (ASTIEN)

- P'd Calcaire grésueux, calcaire construit
(Molasse)
- ▨ Situation approximative du site étudié

La surface piézométrique de la nappe des alluvions récentes de la vallée de oued EL-HARRACH est sub-affleurante, les eaux de la nappe sont localement drainés par oued EL-HARRACH. Les affleurements astiens grésos-carbonatés du versant SE du massif du SAHEL, alimentant latéralement les alluvions récentes à travers des marnes plaisanciennes intermédiaires.

III.1.3- COUPE GEOTECHNIQUE:

L'analyse des coupes de sondages et pénétrogrammes statiques, ont permis d'établir la coupe géotechnique globale le long du tracé. En effet les informations obtenues des pénétromètres et des sondages sont complémentaires, et ont été utilisées de la façon suivante:

- Les pénétromètres ont permis de délimiter les interfaces des couches d'une manière précise, chose qui n'est pas possible avec les sondages, vu la mauvaise récupération des échantillons dans certains endroits (sols grenus par exemple).

- Les sondages ont permis d'identifier la nature des couches avec précision car les échantillons ont été récupérés en surface sous forme de carottes; alors que les méthodes pénétrométriques sont empiriques et donc sujettes à des erreurs car elles dépendent du type d'équipements utilisés.

La coupe géotechnique est donnée en ANNEXE. Nous distinguons trois principales formations dans le sens descendant (du haut vers le bas):

- une couche de remblai d'épaisseur variable entre 1 et 6m.
- les alluvions du quaternaire récent composé d'un niveau supérieur d'argile plus ou moins marneuse et gravelo-caillouteuse de couleur grise foncée à noire, à traces de li-

gnites relativement abondantes par endroits et localement tourbeuses ou vaseuses renfermant des lentilles de sables gris et/ou de sables gris gravelo-caillouteux.

-les alluvions du quaternaire ancien mieux connues sous la dénomination de marnes de "Maison carrée", constituées de marnes argileuses généralement jaune, rarement rougêatres localement gravelo-caillouteuse.

III.2- RECONNAISSANCE DU SOL COMPRESSIBLE:

Le sol compressible sur lequel repose l'autoroute projetée est subdivisée en quatre zones. La première zone s'arrête à l'ouvrage d'art (OA 5/1), puis débute la deuxième zone allant jusqu'à l'ouvrage d'art (OA 5/2). La zone quatre se situe entre les ouvrages d'art (OA 5/2) et (OA 5/3), en dernier vient se placer la zone trois après (OA 5/3).

Un programme initial de reconnaissance a été établi par le bureau d'étude SAITI couvrant tout le projet. Cependant à cause des difficultés d'accès (sol marécageux, bidonvilles, dépôt de bouteilles de gaz), certains essais ont été déplacés et d'autres annulés.

Le programme réalisé comprend les éléments suivants:

Quinze (15) sondages carottés répartis selon les zones:

zone 1: SC 13, SC 12, SC 11, SC 10

zone 2: SC K, SC H, SC G

zone 3: SC 14, SC 15, SC 16, SC 17, SC 17bis

zone 4: SC J, SC F, SC 4

Quatorze (14) pénétromètres statiques répartis comme suit:

zone 1: PE 12, PE 13, PE 14, PE 16

zone 2: PE M, PE N, PE P, PE O

zone 3: PE S, PE T

zone 4: PE I, PE K, PE L

Comme le programme des essais au laboratoire et en place est volumineux (dû à l'hétérogénéité du sol), nous allons discuter ces résultats zone par zone. Nous présentons également le calcul de stabilité, des tassement et le programme de construction du remblai.

III.3- ETUDE DE LA ZONE UNE:

Le programme de reconnaissance dans cette zone consiste en quatre sondages arrêtés entre 25m et 39m, dans les alluvions anciennes, et cinq pénétromètres statiques poussés à une profondeur variant entre 15m et 22m. Des essais de laboratoire sont également réalisés, et consistent en des essais d'identification: densité, teneur en eau, granulométrie, limites d'ATTERBERG, et des essais mécaniques: essai de compressibilité à l'oedomètre avec mesure du coefficient de consolidation C_v , essais oedométriques à long terme, et essais triaxiaux de type non consolidé-non drainé (UU) (la méthode utilisée pour le calcul du coefficient de consolidation C_v est celle de CASAGRANDE [13]).

Les essais oedométriques à long terme sont réalisés sur les échantillons où les C_v ont été mesurés).

Vu que l'épaisseur des couches dans cette zone n'est pas constante, un calcul de stabilité et de tassement pour trois

sections qui se trouvent au niveau des sondages SC 10, SC 11 et entre SC 12 et SC 13 est effectué.

III.3.1- CALCUL DE STABILITE:

Nous vérifions pour le remblai, les deux types de stabilité:

- stabilité au poinçonnement.
- stabilité au glissement rotationnel.

Les deux types de stabilité sont vérifiés au niveau de SC 10, puisque les coefficients de sécurité F sont supérieurs à 1.5.

III.3.2- CALCUL DES TASSEMENTS:

L' amplitude du tassement total est donné par l'expression suivante:

$$S = S_i + \mu \cdot S_{oed} + S_s + S_r$$

Le profil transversal utilisé pour le calcul des tassements au niveau du sondage 10 est donné sur la figure 23.

- En analysant les résultats des essais oedométriques réalisés dans cette zone, nous avons décomposé les couches d'argile brune et jaune susceptible de tasser, en deux sous couches.

Les couches pulvérulentes n'ont pas été prises en considération dans les calculs du tassement oedométrique, vu que leur tassement est immédiat. Le tassement de consolidation S_{oed} est égal à 11.3cm (TAB.VII en annexe).

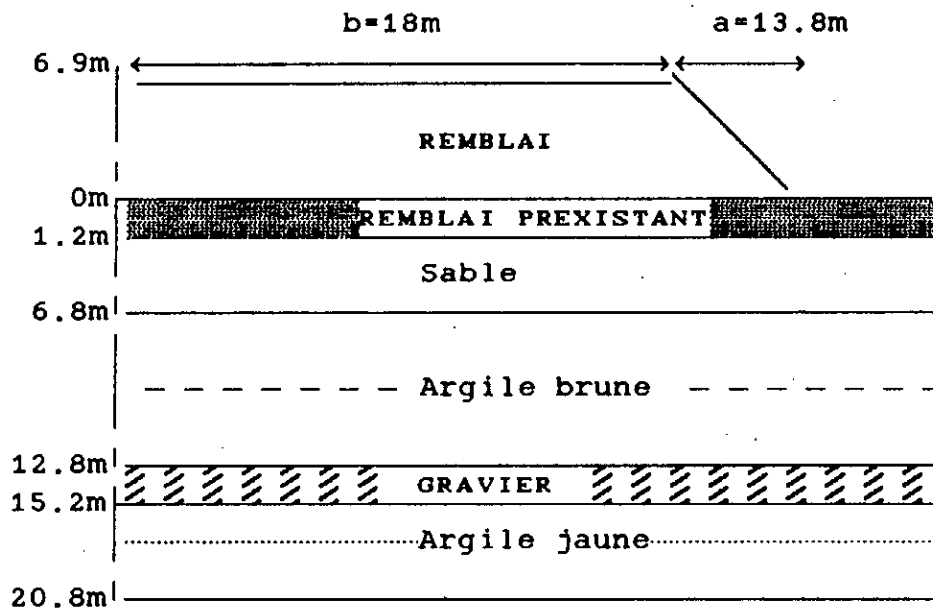


Fig.23: Profil transversal du remblai ou du sol compressible au niveau de SC 10.

Deux essais à long terme ont été réalisés dans la zone 1, au niveau du sondage SC 11 dans l'argile brune. Nous supposons que le fluage dans l'argile jaune est négligeable, car elle est plus consistante. Etant donné que la couche d'argile brune est surconsolidée, nous déterminons deux groupes de coefficients $(1/Cp_1, 1/Cs_1)$ et $(1/Cp_2, 1/Cs_2)$, correspondants à l'accroissement de contraintes entre $(\sigma'_{vo} - \sigma'_c)$ et $(\sigma'_c, \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z)$. Et puisque les tassements secondaires entre $(\sigma'_{vo} - \sigma'_c)$, sont faibles en général, nous ne calculons que le couple de valeurs $(1/Cp_2, 1/Cs_2)$.

pour $\sigma_2 = 4.95$ bars , $\sigma_1 = 2.145$ bars

$$h_0 = h_i - (\Delta h)_{10\sigma'_c} = 1.8995 - 0.0281 = 1.8714 \text{ cm}$$

$$1/C_{p2} = \frac{(0.1008 - 0.0260)}{1.8714 \cdot \log(4.95/2.145)} = 0.11$$

$$1/C_{s2} = \frac{(0.1080 - 0.0281) - (0.1008 - 0.0260)}{1.8714 \cdot \log(4.95/2.145)} = 0.0075$$

D'où

$$\Delta h_s / h = 2.3 \cdot (1/C_{p2} + 1/C_{p2} \cdot \log t) \cdot \log \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_c}$$

$$\Delta h_s = 3 \cdot (2.3) \cdot (0.11 + 0.0075 \cdot \log t) \cdot \log \frac{2.38}{2.10}$$

$$\Delta h_s = 0.0412 + 0.0028 \cdot \log t$$

Cette loi est valable lorsque la consolidation primaire est terminée. Pour $t = 10$ ans = 3650 j, $\Delta h_s = S_s = 0.0511\text{m} = 5\text{cm}$.

Le tassement S_{oed} est calculé pour une épaisseur d'argile D (brune et jaune) égal à 11.6m. Le tassement dû aux déformations latérales $S_f = 0.5\text{cm}$.

Le tassement total S s'obtient en additionnant les tassements trouvés, d'où sa valeur $S = 22.5\text{cm}$.

Le pourcentage du tassement secondaire peut être déterminé comme suit: $S_s/S = 22\%$; Donc le tassement secondaire est estimé à 20% du tassement total. Dans la suite des calculs, nous supposons que $S_s = 20\% S$.

III.3.3- CALCUL DE LA HAUTEUR SUPPLEMENTAIRE A DONNER AU REMBLAI POUR COMPENSER LE TASSEMENT:

D'après Les plans établis par la SAITI, la hauteur du remblai H_R initiale est de 6.9m, lui correspond une valeur de

tassement $\Delta h = S_i + \mu S_{oed} + S_f = 17.5\text{cm}$. Des tassements similaires sont calculés pour des hauteurs de remblai $H_{R1} = 7.5\text{m}$ et $H_{R2} = 8\text{m}$.

Pour $H_{R1} = 7.5\text{m}$ $\Delta h = 17.9\text{cm}$

Pour $H_{R2} = 8\text{m}$ $\Delta h = 18.9\text{cm}$

L'intersection des deux courbes $\Delta h = f(H_R)$ et $(H_R - H') = f(H_R)$ à une abscisse $H_R = H_f$, donne la hauteur du remblai de façon à ce que sa côte supérieure soit celle du projet à la fin des tassements.

H_R (m)	H' (m)	ΔH (cm)	$H_R - H'$ (m)
6.9	6.9	17.5	0.0
7.5	6.9	17.9	0.6
8.0	6.9	18.9	1.1

La hauteur finale du remblai H_f à mettre en place est de 7.1 m.

III.3.4- VITESSE DE TASSEMENT:

Les valeurs des coefficients de consolidation verticale sont présentées sur la figure 24:

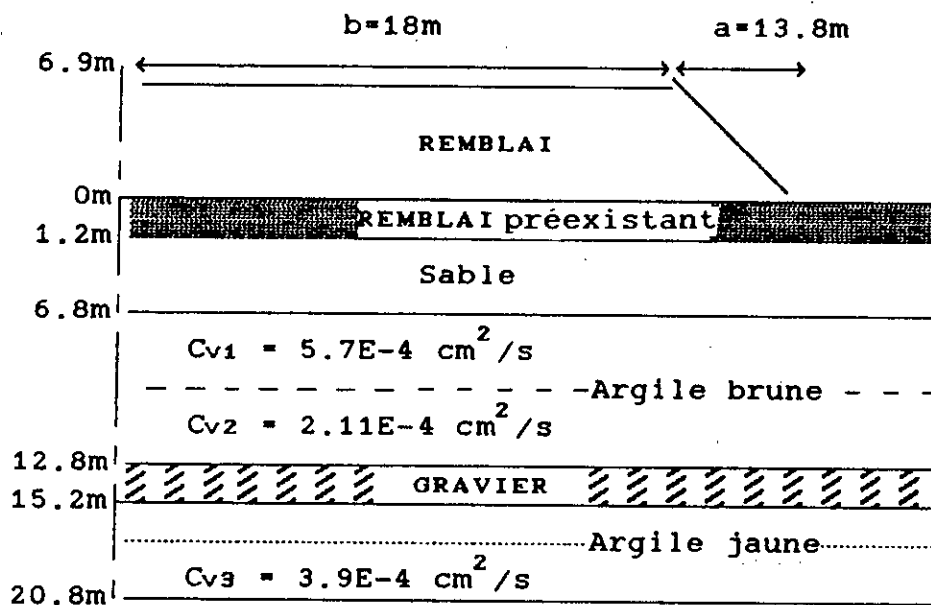


Fig.24: Coefficients de consolidation verticale

Pour la couche d'argile brune C_v équivalent des deux sous couches est calculé par la relation 10 du chapitre 3, nous trouvons $C_{veq} = 3.25E-4 \text{ cm}^2/\text{s}$.

Cette couche étant drainée des deux côtés, la hauteur de drainage $H_d = 3\text{m}$. Ce qui donne le facteur temps vertical T_v en fonction du temps t , tel que $T_v = 3.61E-9.t(\text{s})$.

L'évolution du tassement en fonction du temps (TAB.III) permet d'estimer le tassement de consolidation S_{ct} à l'instant t , avec $S_{ct} = U.S_c$, où S_c représente le tassement de consolidation primaire total de l'argile brune ($S_c = 8.1\text{cm}$).

TAB.III:évolution du tassement en f(t)

t années	1	2	3	4	5	6	7	8	15
Tv	0.11	0.23	0.33	0.45	0.57	0.68	0.80	0.90	2.00
U %	37	54	65	74	80	85	89	90	100
Sct cm	3.0	4.4	5.3	6.0	6.5	6.9	7.2	7.3	8.1

Pour la couche d'argile jaune:

$$C_{veq} = 3.3E-4 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$H_d = 2.8\text{m}$$

$$T_v = 4.209E-9.t(\text{s})$$

L'évolution du tassement en fonction du temps pour $S_c = 3.2\text{cm}$ est donné dans le tableau suivant (TAB.IV):

TAB.IV:évolution du tassement en f(t)

t années	1	2	3	4	5	6	7	8	15
Tv	0.13	0.26	0.40	0.53	0.66	0.80	0.93	1.06	2.00
U %	40	57	70	80	85	89	93	95	100
Sct cm	1.3	1.8	2.2	2.6	2.7	2.8	3.0	3.0	3.2

L'évolution du tassement dans les deux couches d'argile est obtenu par superposition des deux tassements calculés précédemment (TAB.V):

TAB.V:évolution du tassement total en f(t).

t années	1	2	3	4	5	6	7	8	15
Sct cm	4.3	6.2	7.5	8.6	9.2	9.7	10.2	10.3	12.2

Nous remarquons que la consolidation totale des deux couches d'argile va durer environ 15 ans. Dans la pratique nous nous contentons de 80% de consolidation, donc le temps d'attente est près de 5 ans. Ce temps paraît très grand pour le projet, ceci nécessite une accélération de la vitesse de consolidation par l'utilisation des drains verticaux.

III.3.5- AUGMENTATION DE LA VITESSE DE CONSOLIDATION:

Nous avons choisi une installation de drains verticaux avec un maillage carré. Dans ce cas l'espacement L des drains est donné par: $L = D/1.13$, D étant le diamètre d'influence du drain. Nous prenons comme valeur du coefficient de consolidation C_v , la plus petite valeur obtenue dans les couches d'argile brune et jaune, soit $C_v = 2.1E-4 \text{ cm}^2/\text{s}$. Le coefficient de consolidation radiale C_r est estimé à $10.C_v$. Pour obtenir un degré de consolidation $U = 80\%$ en un temps fixé du projet $t = 6 \text{ mois}$, nous procédons de la façon suivante:

-Nous choisissons des drains de sable de diamètre $d = 30 \text{ cm}$, et nous utilisons l'abaque de BARRON (Fig.22) donnant le diamètre d'influence des drains D en fonction de d , C_r , U_r et le temps de consolidation t .

-Nous calculons les facteurs temps vertical (T_v) et horizontal (T_r) où:

$$T_v = C_v.t/Hd^2 \quad ; \quad T_r = C_r.t/D^2$$

Pour $t = 6 \text{ mois}$, nous obtenons: $T_v = 6.66E-3$ et $U_v = 10\%$.

Le degré de consolidation radial U_r est obtenu à partir de la formule de CARILLO donnée par la relation:

$$1-U = (1-U_v).(1-U_r)$$

cette relation donne $U_r = 75\%$, lorsque $U = 80\%$.

-La valeur de l'espacement des drains est de $L = 2.65\text{m}$ par conséquent, ces derniers dont le diamètre fait 30cm seront disposés selon une maille carrée et espacés de 2.65m . Ceci permettra d'obtenir un degré de consolidation de 80% en 6 mois.

De même pour les sondages SC 11 et entre SC 12 et SC 13 les deux types de stabilité sont vérifiés. Le calcul de tassements se fait de la même manière que précédemment. Les profils transversaux du remblai et du sol compressible sont donnés sur les figure 25 et 26.

Pour SC 11:	Pour SC 12
$S_i = 1.8\text{cm}$	$S_i = 3.4\text{cm}$
$S_c = 22.2\text{cm}$	$S_c = 23.6\text{cm}$
$S_s = 4\text{cm}$	$S_s = 4.7$
$S_f = 0.8\text{cm}$	$S_f = 1\text{cm}$
$S = 28.8\text{cm}$	$S = 32.7\text{cm}$

(TAB.VIII)

(TAB.IX)

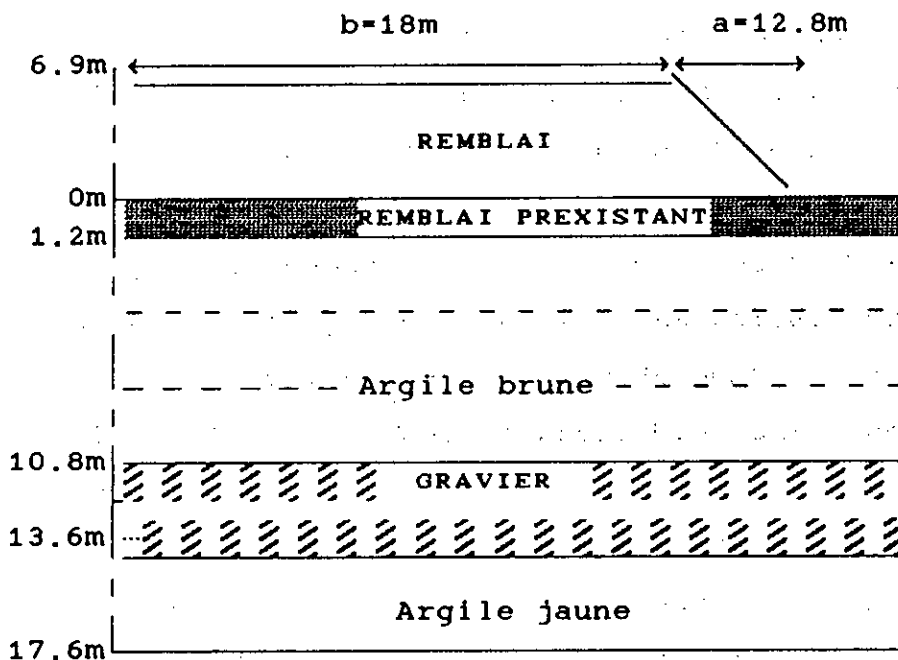


Fig.25: Profil transversal du remblai et du sol au niveau du sondage SC 11

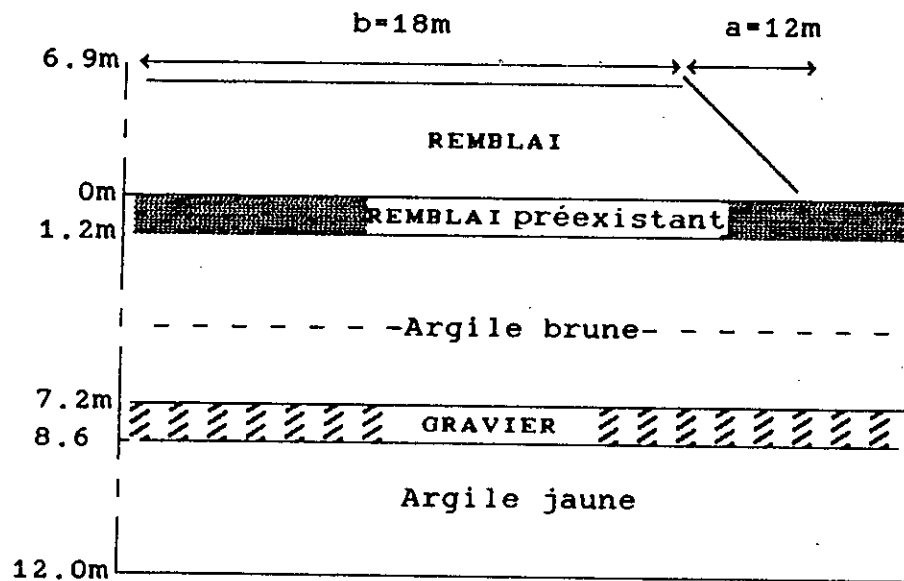


Fig.26: Profil transversal du remblai et du sol
au niveau du sondage SC 12 - Sc 13

Le calcul des drains verticaux pour l'augmentation de la vitesse de consolidation abouti à des drains disposés selon une maille carrée dont l'espacement $l = 2.65m$.

III.4 - ETUDE DE LA ZONE 2:

La campagne de reconnaissance de la zone 2 consiste en 3 sondages carottés arrêtés entre 40 et 46m de profondeur, dans les alluvions anciennes, et 4 pénétromètres poussés à une profondeur variant entre 28 et 30m. Un programme de laboratoire est également établi avec essais d'identification et essais mécaniques.

III.4.1- CALCUL DE STABILITE:

Les hauteurs de remblai (côte du projet - côte du ter-

rain) à mettre en place dans la zone 2 varient entre 3.4 et 8m. La hauteur maximale à mettre en place pour éviter la rupture est:

$$H_1 = C_u \cdot N_c / I \cdot \gamma \cdot F = 5.5m$$

Cette première construction permet d'augmenter la cohésion non drainé C_u sous l'axe du remblai, d'où : $C_{u2} = C_{u1} + \Delta C_u$. Ceci permet de passer à la deuxième étape de construction dont la hauteur de remblai atteint $H_2 = 9.8m$. Le temps d'attente entre les deux étapes est calculé pour un degré de consolidation $U = 80\%$ ($t = T_v \cdot H_2^2 / C_v$). Ce dernier est de 178 années, d'où la nécessité d'accélérer la consolidation par des drains verticaux.

Le programme PETALMOD montre que pour assurer la stabilité au glissement rotationnel, il faut construire le remblai avec une hauteur ne dépassant pas 5.5m. Avec les nouvelles valeurs de C_u , c'est-à-dire après son accroissement de ΔC_u , la hauteur à ne pas dépasser devient 7m. Par conséquent les remblais dont la hauteur dépassant 7m, doivent être construits en trois étapes.

III.4.2- CALCUL DES TASSEMENTS:

Comme la hauteur du remblai varie entre 3.4 et 8m, deux calculs de tassements sont effectués pour $H_R = 3.4m$ et $H_R = 8m$.

$$H_R = 3.4m$$

$$S_i = 18cm$$

$$S_c = 45cm$$

$$S_s = 9cm$$

$$S_f = 8cm$$

$$S = 80cm$$

$$H_R = 8m$$

$$S_i = 34cm$$

$$S_c = 91cm$$

$$S_s = 18cm$$

$$S_f = 11cm$$

$$S = 154cm$$

III.4.3- CALCUL DES HAUTEURS FINALES DE REMBLAI:

Pour $H_r = 3.4\text{m}$, la hauteur finale à donner au remblai pour compenser le tassement total S est de 4.1m . Pour $H_r = 8\text{m}$, La hauteur finale est de 9.5m .

L'évolution du degré de consolidation en fonction du temps nous permet de conclure que 5 mois après la mise en place de la première hauteur de remblai ($H_r = 5.5\text{m}$), nous pouvons mettre la deuxième couche ($H_r = 1.5\text{m}$) pour atteindre une hauteur totale de 7m , puis 5 mois après la mise en place de 1.5m de remblai, la troisième hauteur de remblai sera placée dans les zones où les hauteurs de remblai dépassent 7m .

Une disposition de drains verticaux de diamètre $d = 30\text{cm}$, suivant une maille carrée, doit être établie dans la zone 2. Ces drains sont espacés d'une distance $L = 2.65\text{m}$.

III.5- ETUDE DE LA ZONE 3:

Le programme de reconnaissance dans cette zone est constitué de 5 sondages carottés, et 2 pénétromètres statiques, plus des essais de laboratoire. Le tassement maximal est obtenu au niveau du sondage SC 14, de plus l'épaisseur de la couche compressible est plus importante que celles au niveau des sondages SC 15, SC 16, SC 17, SC 17bis. La hauteur de remblai au niveau de ce sondage étant de 9.8m .

III.5.1- ETUDE DE STABILITE:

En considérant le coefficient de sécurité $F = 1.5$, la première hauteur de remblai à mettre en place est de 10.4m . Donc

pour les hauteurs dépassant 10.4m, la construction du remblai se fait en deux étapes. La stabilité au glissement rotationnel est également vérifiée.

III.5.2- CALCUL DES TASSEMENTS:

Le profil transversal utilisé pour la détermination des tassements est représenté sur la figure 27

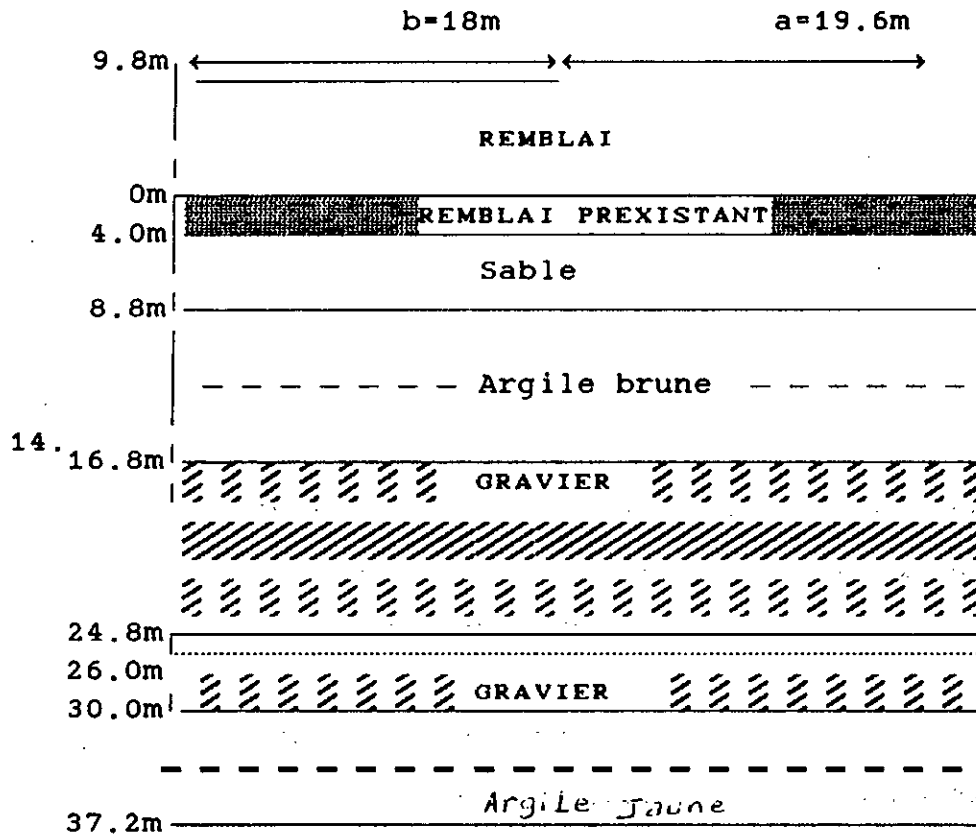


Fig.27: Profil transversal du remblai et du sol au niveau du sondage SC 14

A partir des données du tableau X, nous obtenons les tassements suivants:

$$S_i = 34.34cm$$

$$S_c = 58.8cm$$

$$S_s = 11.8cm$$

$$S_f = 6.4cm$$

soit un tassement total S de 111.34cm

La hauteur finale à donner au remblai pour compenser le tassement du sol est de 10.4m. Le temps d'attente pour obtenir un degré de consolidation $U = 80\%$, est très grand, ce qui nécessite d'augmenter la vitesse de consolidation en utilisant les drains verticaux de 30cm de diamètre, disposés selon une maille carrée, et espacés de 2.65m.

III.6- ETUDE DE LA ZONE 4:

La campagne de reconnaissance dans cette zone consiste en trois sondages carottés arrêtés autour de 40m de profondeur dans les alluvions anciennes, et trois pénétromètres statiques poussés jusqu'au refus total variant entre 31 et 34m. de plus un programme d'investigation au laboratoire est réalisé. La hauteur du remblai dans cette zone étant de 10m.

III.6.1- CALCUL DE STABILITE:

La hauteur maximale de remblai à mettre en place pour un coefficient de sécurité $F = 1.5$ est $H_1 = 8.57m$, qui est une hauteur inférieure à la hauteur finale $H_f = 10m$. Nous optons alors pour une construction du remblai par étapes.

Après la mise en place de la première couche de remblai ($H_1 = 8.57m$) et un accroissement moyen de la cohésion C_u , la deuxième phase de construction permet d'atteindre une hauteur de 11.14m. Nous concluons avec la vérification de la stabilité au glissement rotationnel, que le remblai sera monté en deux étapes.

Un réseau de drains de 30cm de diamètre est choisi pour accélérer la consolidation. Les drains doivent être disposés

selon une maille carrée espacés de 2.65m. Le temps d'attente entre les deux phases de construction est de six (06) mois.

III.6.2- CALCUL DES TASSEMENTS

Le calcul des tassements est déduit du tableau XI correspondant au profil transversal de la figure 28 . Les résultats obtenus sont:

$$\begin{aligned} S_i &= 41.6\text{cm} \\ S_c &= 150\text{cm} \\ S_s &= 30.03\text{cm} \\ S_f &= 13.86\text{cm} \end{aligned}$$

soit un tassement total S de 235.49cm.

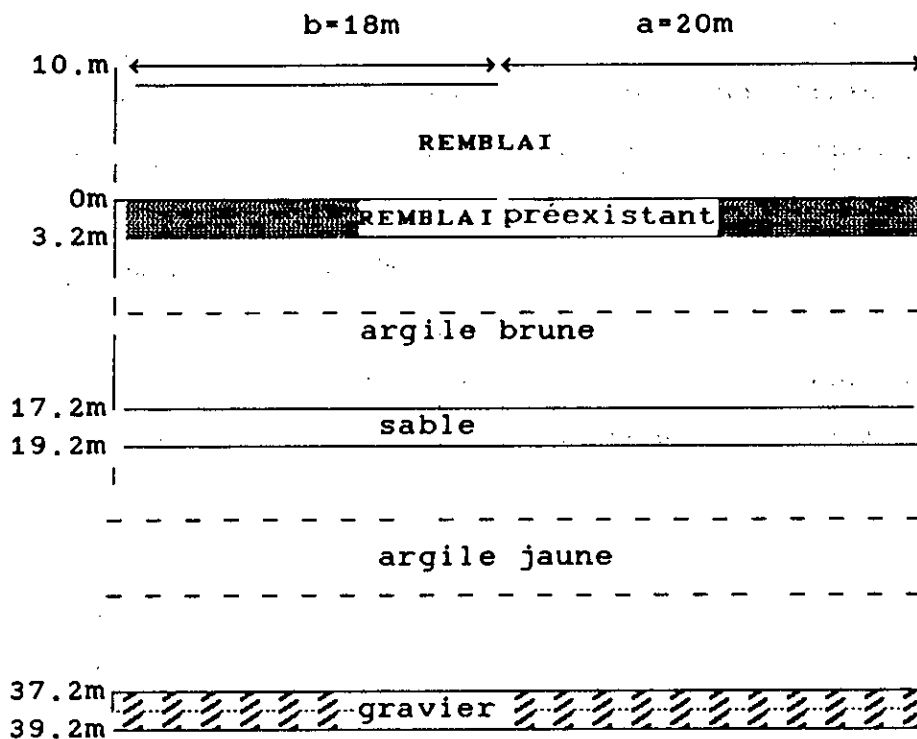


Fig.28: Profil transversal du remblai et du sol au niveau du sondage SC J

TAB.VI RESUME SUR LE CALCUL DES TASSEMENTS

Zone	sondage	Si (cm)	Sc (cm)	Ss (cm)	Sf (cm)	S (cm)
Zone 1	10	6	11.3	5	0.5	22.5
	11	1.8	22.2	4	0.8	28.8
	12-13	3.4	23.6	4.7	1	32.7
Zone 2		18	45	9	8	80
		34	91	18	11	154
Zone 3	14	34.3	58.8	11.8	6.4	111.3
Zone 4	J	41.6	150	30.0	13.8	235.5

CONCLUSION:

A partir des résultats des tassements, nous pouvons conclure que parmi les quatre zones étudiées sur site de oued OUCHAIIH, le sol au niveau de la zone 4 est plus médiocre, en effet, le sol de fondation à ce niveau est très compressible, et subit le plus grand tassement ($S = 2.35m$) par rapport aux autres zones.

Chapitre IV

CHAPITRE IV

GENERALITES SUR LES CORRELATIONS

IV.1- VARIABILITE DES PROPRIETES DES SOLS:

Les sols sont des milieux hétérogènes, que nous les examinons au microscope électronique, ou à l'oeil nu, nous sommes frappés par la diversité des formes, et des dimensions des particules, par l'existence de vides, de fissures, de zones plus compactes, etc. Cette hétérogénéité n'a rien d'étonnant, car les processus qui ont conduit à la formation d'un sol donné, ont inévitablement subi des fluctuations dans le temps et dans l'espace:

- Les dépôts d'estuaire, par exemple dépendant du type et de l'origine des matériaux transportés par le fleuve et par les courants marins,

- Des conditions de déposition des particules colloïdales (teneur en sel, température, etc),

- Des variations saisonnières et journalières des courants, etc, de telle sorte qu'il est normal que leurs propriétés varient tant avec la profondeur qu'horizontalement.

Pour le mécanicien des sols, dont l'objectif est de dimensionner des ouvrages, la variabilité naturelle des sols ne présente d'intérêt que par ses conséquences sur les propriétés physiques et mécaniques, qu'il utilise dans ces calculs. Du point de vue de la mécanique des sols, la question principale est la suivante: les sols d'un site donné ont-ils des propriétés variables d'un point à un autre, et si c'est le cas, comment nous pouvons

en tenir compte dans les calculs.

Nous pouvons utiliser des techniques très variées pour analyser la variabilité naturelle des sols, la panoplie des méthodes statistiques étant très étendue à l'heure actuelle: nous pouvons déterminer des moyennes et des écarts types, rechercher la forme des lois de répartition des paramètres, tester leur signification, rechercher des corrélations simples ou multiples, analyser des lois de variation spatiale. Ces outils d'analyse n'ont pas de valeur en eux mêmes, pour le mécanicien des sols: leur choix et leur utilisation doivent rester subordonnés à l'objectif final, qui est de choisir un modèle de calcul adapté et des valeurs correctes des paramètres.

IV.2- INTERET DE L'APPROCHE STATISTIQUE ET PROBABILISTE EN MECANIQUE DES SOLS:

La mécanique des sols classique admet que les sols possèdent des lois de comportement bien définies, encore mal connues au niveau des particules, mais représentables au niveau macroscopique par des modèles approchés (compressibilité, perméabilité, résistance au cisaillement, etc), que nous pouvons utiliser avec confiance dans les calculs, à condition de bien choisir les valeurs des paramètres. Le choix de ces "bonnes" valeurs ou valeurs "représentatives" des paramètres, est certainement parmi toutes les tâches de l'ingénieur praticien, celle qui nécessite le plus d'expérience et de réflexion: il est à l'évidence impossible de déterminer en tout point, les propriétés des sols sur le site d'un projet (d'abord parcequ'il faut bien laisser un peu de sol intact sous le futur ouvrage, et ensuite parceque les reconnaissances géotechniques coûtent chères, et qu'il faut réaliser l'étude avec un budget limité qui ne permet généralement que quelques essais en place, et quelques

prélèvements pour des essais de laboratoire). Le choix des propriétés des sols pour le calcul doit se faire sur la base de quelques résultats d'essais sur des éprouvettes prélevées pratiquement au hasard, dans les sols du site.

L'utilisation des méthodes statistiques pour la caractérisation géotechnique des sites a eu par le passé deux grands objectifs, qui sont toujours d'actualité:

- Chercher à caractériser la variabilité naturelle des propriétés physiques et mécaniques des sols pour mieux définir les hypothèses de calculs.

- Chercher à augmenter l'efficacité de la reconnaissance géotechnique en jouant sur le nombre et la position des sondages, en utilisant au mieux les corrélations entre les différentes propriétés d'un même sol.

L'utilisation de corrélations entre les propriétés des sols est un objectif particulièrement attirant pour le praticien, parce que les méthodes de détermination de ces propriétés sont plus ou moins rapides et laborieuses, et qu'il vaut mieux réaliser beaucoup d'essais simples et rapides, que peu d'essais complexes et longs.

Une attention particulière a été accordée aux corrélations entre les propriétés physiques et d'identification des sols (poids volumique, indice des vides, densité relative, limite d'atterberg, teneur en eau, etc), et leurs propriétés mécaniques (compressibilité ou cisaillement), ainsi qu'aux corrélations entre les résultats des essais de pénétration statique et dynamique, et les paramètres usuels de déformabilité et de résistance au cisaillement. Ces études présentent un intérêt pratique certain, et il est souhaitable de les développer encore, mais

elles ne doivent pas constituer une fin en soi, avec comme seul objectif de préciser le schéma de calcul déterministe classique des fondations d'ouvrages.

IV.3- RELATIONS ET CORRELATIONS DANS LES SOLS:

Les paramètres utilisés pour décrire les propriétés physiques et mécaniques des sols, sont de nature très variée:

- Les paramètres d'identification ou d'état (W_L , e , n , Dr , γ)
- Les paramètres de déformabilité (C_c , C_g , E_{oed} , E_{press})
- Les paramètres de résistance (C , ϕ , Pl , R_p)
- Les paramètres de perméabilité.

La reconnaissance géotechnique est parfois limitée au strict minimum, et nous disposons de certains paramètres en certains points, et d'autres paramètres en d'autres points. Pour cela l'utilisation de corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols peut aider le géotechnicien dans son travail de synthèse.

Avant de se lancer dans une recherche de corrélations, il importe de savoir si les paramètres envisagés sont de nature telle que nous puissions raisonnablement espérer l'existence d'un lien entre eux.

Les corrélations à étudier ne doivent pas seulement être possibles, il faut qu'elles soient également utiles. C'est ainsi que sur le plan pratique, ne sont intéressantes que les corrélations qui permettent de passer d'une caractéristique physique, à une caractéristique mécanique; ou bien d'une caractéristique mécanique mesurée in situ, à une caractéristique mesurée au laboratoire ou vice-versa; ou encore d'une caractéristique mesurée in situ à une autre caractéristique mécanique mesurée in situ.

Il est bien entendu par ailleurs que des corrélations ne peuvent être établies qu'entre caractéristiques physiques (ou mécaniques), ayant le même degré de dépendance vis à vis de l'état initial. Les corrélations ne sont plus utilisées pour pouvoir déterminer une caractéristique à l'aide d'une autre, mais pour classer et ordonner des couples de caractéristiques par rapport à une ou plusieurs lois qui fixent des frontières (par exemple la relation de CASAGRANDE $I_p = 0.73 (W_L - 20)$, qui sert de base à la classification des sols fins).

IV.4- RELATION ENTRE VARIABLES ALEATOIRES:

Pour l'analyse des techniques statistiques, chaque paramètre géotechnique du sol peut être considéré comme une variable aléatoire, c'est-à-dire comme une grandeur non déterminée a priori, pouvant prendre telle ou telle valeur, dans un ensemble de valeurs possibles, avec une certaine probabilité.

Toute variable aléatoire X est caractérisée par une moyenne m , un écart type σ et un coefficient de variation CX . Dans l'analyse des valeurs de plusieurs propriétés d'un même sol, nous faisons l'hypothèse de linéarité des relations cherchées. Les variables aléatoires liées par des relations linéaires peuvent être fonctions non linéaires des propriétés du sol (log, fonctions puissances, exponentielles, etc...), ce qui donne une grande souplesse à ce type d'analyse linéaire.

Les relations cherchées sont caractérisées par des courbes, qui représentent un ensemble de données, et pour éviter l'influence du jugement individuel dans la construction de droites paraboles ou autres, il est nécessaire de se mettre d'accord sur la meilleure courbe. Nous définissons pour une

valeur donnée x_1 de x , une différence entre la valeur réelle y_1 , et la valeur y' estimée donnée par la courbe obtenue C . Cette différence s'écrit d_1 appelée erreur, écart ou résidu. De même, les écarts d_2, \dots, d_n , correspondants aux valeurs x_2, \dots, x_n sont obtenus. La quantité $d_1^2 + d_2^2 + \dots + d_n^2$ est une mesure de la qualité de l'ajustement de la courbe C aux données. Si elle est faible, l'ajustement est bon, si elle est grande, celui-ci est mauvais. Finalement, parmi toutes les courbes qui approchent un ensemble de points, la courbe représentant la propriété: $d_1^2 + d_2^2 + \dots + d_n^2 = \text{minimum}$, est la meilleure courbe d'ajustement appelée courbe de régression des moindres carrés ou courbe des moindres carrés (Fig.29).

$$d_1^2 + d_2^2 + \dots + d_n^2 = \text{somme des carrés des écarts.}$$

La régression des moindres carrés est caractérisée par un coefficient de corrélation R , qui mesure la qualité de l'ajustement des données d'échantillonnage. La valeur de R peut être égal à 1 lorsqu'il y a corrélation linéaire parfaite et égal à 0 dans le cas contraire.

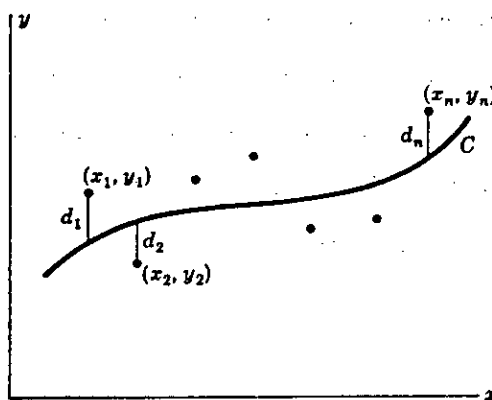


Fig. 29

IV.5- FORMULATION MATHÉMATIQUE DE LA MÉTHODE D'ÉTUDE DES CORRELATIONS LINÉAIRES ENTRE PARAMÈTRES

Différentes techniques d'analyse statistique multivariées peuvent être utilisées pour caractériser les relations existant à l'intérieur d'un ensemble de paramètres:

- Analyse de régression multiple, pour étudier les corrélations entre une variable, et un groupe de plusieurs autres variables.
- Analyse de corrélation canonique, pour étudier les corrélations entre deux groupes de plusieurs variables.
- Analyse discriminante, pour classer des spécimens dans des populations à priori, et sélectionner des populations en fonction de plusieurs variables.
- Analyse factorielle, qui permet de grouper les variables ou les spécimens, suivant les besoins.

Seule l'analyse de régression multiple, et l'analyse factorielle ont été appliquées jusqu'à présent, aux propriétés physiques et mécaniques des sols. Notre étude porte sur l'analyse de régression multiple.

IV.5.1- ANALYSE DE RÉGRESSION MULTIPLE:

Cette méthode permet d'établir entre une variable aléatoire Y désignée au préalable, appelée variable "expliquée", et k variables aléatoires "explicatives" X_j , une relation linéaire "plausible" sur la base de n observations des variables X_j et Y , soit x_{ij} et y_i .

La relation linéaire cherchée a pour forme:

$$Y = \sum_{j=1}^k b_j \cdot X_j + b_0 \quad (23)$$

L'estimation des paramètres b_j , s'effectue généralement par la méthode dite des moindres carrés. KENDALL et STUART (1961), formulent cette méthode sous la forme matricielle suivante:

Soient:

- Y la matrice colonne des n observations de y.
- X la matrice n.(k+1) des n observations des k.Xj.
- b la matrice-colonne des (k+1) coefficients cherchés b_i .
- e la matrice des "résidus" de la relation $Y = X.b + \varepsilon$

La méthode des moindres carrés qui sert à estimer les valeurs des b_i , consiste à minimiser l'expression $\varepsilon^T . \varepsilon$, nous montrons que cela conduit à l'expression:

$$b = (X^T . X)^{-1} . X^T . Y \quad (24)$$

Le coefficient de corrélation multiple égal à la racine carrée du rapport de la variance de Y calculé par $\sum b_j . X_j$ à la variance du Y observé, constitue une mesure de la validité de la régression entre Y et les valeurs X_j . La validité de la relation $Y = \sum b_j . X_j$ augmente lorsque R tend vers 1.

Le coefficient de corrélation multiple a pour expression:

$$R = \sqrt{\frac{V_{xy}^T . V_{xx}^{-1} . V_{xy}}{V_{yy}}} \quad -1 < R < 1 \quad (25)$$

avec les notations suivantes:

V_{xx} est la matrice covariance des variables explicatives X_j .

V_{yy} est la variance de la variable expliquée Y.

V_{xy} est le vecteur colonne des covariances de la variable expliquée avec chacune des variables explicatives, traduisant l'écart relatif moyen entre les Y_i observés et les $(b_0 + \sum_{j=1} b_j . X_j)$ de l'ensemble des données disponibles.

Pour tester la signification de l'équation $\sum b_j X_j$, nous utilisons le test de FISHER-SNEDECOR. Si le nombre de variables explicatives X_j est p , la valeur de F sera:

$$F = \frac{R^2 / p}{(1 - R^2) / (n - p - 1)} \quad (26)$$

n étant le nombre d'échantillons, F suit une distribution de FISHER-SNEDECOR de degrés de liberté p au numérateur, et $n-p-1$ au dénominateur.

Si F_{γ} est la valeur de F associée à la probabilité γ , la régression est significative au seuil de γ % pour au moins une des variables explicatives, si la condition $F > F_{\gamma}$ est remplie.

IV.5.2- CAS DES REGRESSIONS LINEAIRES ENTRE DEUX VARIABLES X ET Y:

Dans le cas d'une variable X unique (BENJAMIN et CORNELL, 1970), nous utilisons pour l'estimation des coefficients a et b de la relation $Y = a + b.X$

Les formules:

$$a = \bar{Y} - b.\bar{X} \quad (27)$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n x_i \cdot y_i - n.\bar{X}.\bar{Y}}{\sum_{i=1}^n x_i^2 - n.\bar{X}^2} = \frac{\sigma_{xy}}{\sigma_x^2} \quad (28)$$

sont obtenues par la minimisation de l'écart quadratique moyen. En désignant par \bar{X} et \bar{Y} les valeurs moyennes observées de X et Y , et par l'écart quadratique moyen d^2 noté:

$$d^2 = \sum_{i=1}^n \left[y_i - (\hat{b} \cdot x_i + \hat{a}) \right]^2 \quad (29)$$

La variance de la régression, ou erreur moyenne sur l'équation obtenue, σ_{ε}^2 est donnée par la formule:

$$\sigma_{\varepsilon}^2 = \frac{1}{n-2} \cdot \sum_{i=1}^n \left[y_i - (\hat{b} \cdot x_i + \hat{a}) \right]^2 \quad (30)$$

Pour une valeur fixée de $x = x_0$, nous pouvons calculer la moyenne et la variance de la variable aléatoire Y , soit:

$$E(Y_{x_0}) = \hat{a} + \hat{b} \cdot x_0$$

$$\sigma_{Y_{x_0}}^2 = \frac{\sigma_{\varepsilon}^2}{n} \left[1 + \frac{(x_0 - \bar{x})^2}{\sigma_x^2} \right] \quad (31)$$

IV.5.3- PRINCIPE DE PROGRAMME D'ANALYSE DE REGRESSION MULTIPLE:

L'analyse de régression multiple dans le cas général, de n variables peut être traitée de façon analogue à la régression simple, à la seule condition de disposer d'un programme d'inversion de matrice. La forme de la relation linéaire cherchée a été donnée par la relation (23).

La structure générale du programme est simple et comporte quatre phases:

- La première phase sert à la lecture des valeurs observées des variables expliquées Y_i , et explicatives X_i , grâce à la sous-routine INPUT.

- La seconde phase consiste à inverser la matrice $(X^T \cdot X)$, et calculer le terme $(X^T \cdot Y)$. Ensuite, faire le produit des deux

résultats trouvés pour aboutir à la fin à la matrice colonne b des coefficients b_i recherchés. L'inversion de la matrice $X^T.X$, étant calculée par la méthode de JORDAN [17].

- La troisième phase, calcule le coefficient de corrélation R , en utilisant la matrice inverse de V_{xx} , la matrice V_{xy} et le terme scalaire V_{yy} .

- La quatrième phase calcule la valeur F du test de FISHER-SNEDECOR, et la compare à la valeur théorique de la distribution de F pour p degrés de liberté au numérateur et $n-p-1$ degrés de liberté au dénominateur. Il est à remarquer que la valeur théorique de F peut être tirée à partir des tables. La subroutine utilisée dans la quatrième phase s'appelle "subroutine TEST".

L'organigramme de la méthode de régression multiple est donné en ANNEXE. La programmation a été faite en langage FORTRAN, sur micro-ordinateur "PC".

IV.6- DOMAINES DE VALIDITE DES CORRELATIONS:

Habituellement, la validité d'une corrélation est limitée à la nature du sol étudié. Les propriétés des sables, des tourbes ou des argiles, n'obéissent pas aux mêmes lois. Des corrélations établies pour un type de sol ne sont pas valables pour les mêmes propriétés d'un autre type de sol. Certaines corrélations établies sur ce site et parfaites pour ce site, peuvent être totalement inadaptées sur un autre site, même constitué d'un sol de même nature. Cette divergence traduit l'influence d'autres paramètres que ceux analysés (état de sol, sa nature). Les corrélations obtenues peuvent varier aussi à l'intérieur d'un même site.

L'utilisation de corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols, peut contribuer efficacement au travail de synthèse du géotechnicien. Elles servent notamment d'outil de contrôle de l'homogénéité des sols (variations de relations dans un même sol). Elles sont utilisées aussi pour estimer certaines propriétés des sols (mécaniques en fonction des propriétés physiques), sans les avoir déterminées par des essais.

Les conditions d'utilisation de corrélations dans les études géotechniques, dépendent de la fiabilité des corrélations utilisées.

Chapitre V

CHAPITRE V

REPRESENTATION ET ANALYSE DES CORRELATIONS

V.1- INTRODUCTION:

Le chapitre V concerne l'exploitation des résultats et le tracé des courbes relatives aux corrélations entre les paramètres d'identification, et les paramètres mécaniques du sol d'une part et les paramètres in situ d'autre part.

Dans ce cadre, les données expérimentales sont analysées statistiquement, afin de déduire les corrélations existantes entre certains paramètres, et calculer leurs coefficients de corrélation.

La recherche de ces corrélations est effectuée au niveau des sondages pour chacune des quatre zones (1,2,3,4), puis pour tout le site (toutes les zones). Une fois que ces corrélations sont trouvées, elles doivent passer par un test de signification au seuil de γ : test de FISHER-SNEDECOR (γ étant choisi égal à 90%), dont les valeurs à comparer sont F et F_{γ} . Si $F < F_{\gamma}$, la corrélation n'est pas significative au seuil de γ pour au moins l'un des paramètres.

V.2- RELATION ENTRE L'INDICE DE PLASTICITE I_p ET LA LIMITE DE LIQUIDITE W_L :

V.2.1- CAS DES ALLUVIONS RECENTES:

La figure 30 représente la variation de l'indice de plasticité I_p , en fonction de la limite de liquidité W_L . Nous

remarquons que pour les zones 1,2,4 et ensuite pour les zones confondues respectivement, les nuages de points tracés (Fig.30.a → Fig.30.e) se trouvent à chaque fois au dessus de la ligne "A" ayant pour équation:

$$I_p = 0.73 (W_L - 20)$$

Cette dernière équation est donnée par CASAGRANDE [8]. Elle nous permet de classer les alluvions récentes parmi les sols argileux de moyenne à forte plasticité.

Les équations trouvées sont:

$$I_p = 0.0063 (W_L - 8) \text{ avec } R = 0.94 \text{ pour la zone 1.}$$

$$I_p = 0.0069 (W_L - 12) \text{ avec } R = 0.94 \text{ pour la zone 2.}$$

$$I_p = 0.0045 (W_L + 5) \text{ avec } R = 0.84 \text{ pour la zone 4.}$$

$$I_p = 0.0062 (W_L - 8) \text{ avec } R = 0.89 \text{ pour toutes les zones.}$$

V.2.2- CAS DES ALLUVIONS ANCIENNES:

De même que pour la classification des alluvions récentes, nous constatons que les points (I_p, W_L) expérimentaux, se trouvent au dessus de la ligne "A" de CASAGRANDE, pour les zones 1,3,et pour toutes les zones (Fig.31). Ce qui classe les alluvions anciennes parmi les sols argileux de forte à moyenne plasticité. Les équations de régression s'écrivent:

$$I_p = 0.007 (W_L - 15) \text{ avec } R = 0.97 \text{ pour la zone 1.}$$

$$I_p = 0.008 (W_L - 14) \text{ avec } R = 0.93 \text{ pour la zone 3.}$$

$$I_p = 0.008 (W_L - 16) \text{ avec } R = 0.94 \text{ pour toutes les zones.}$$

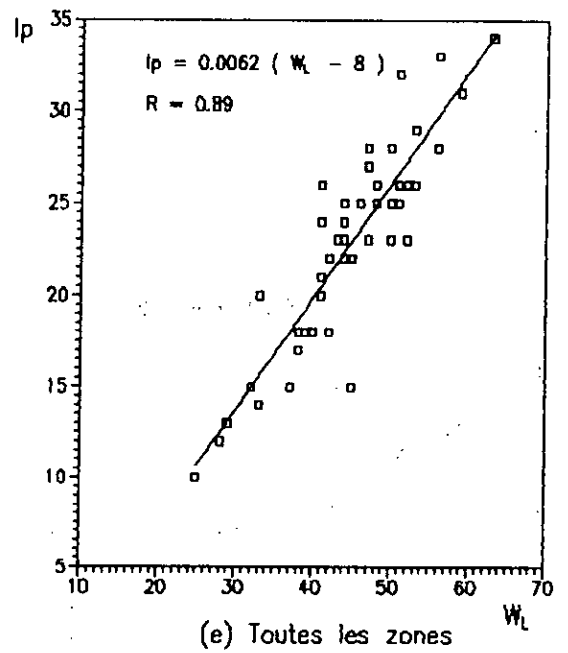
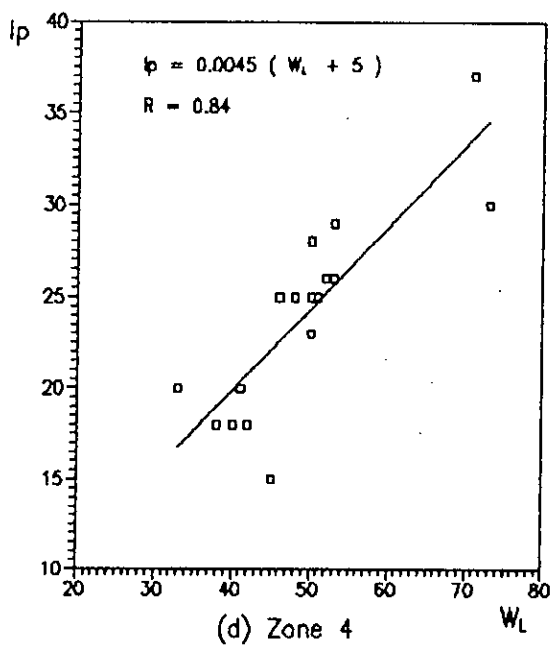
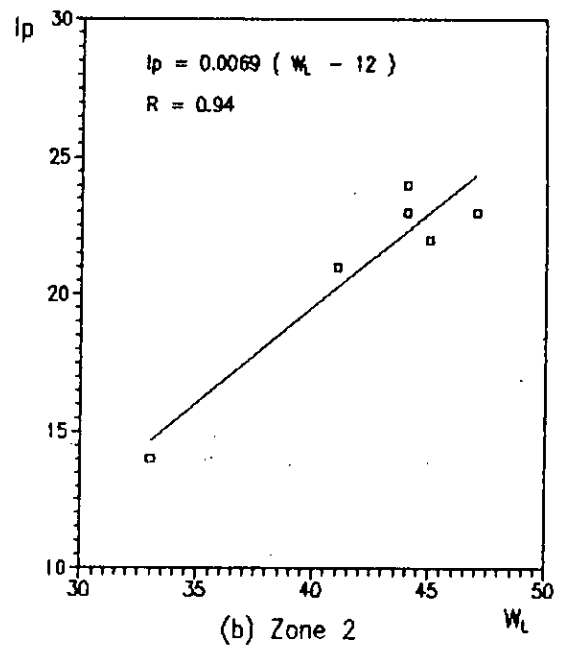
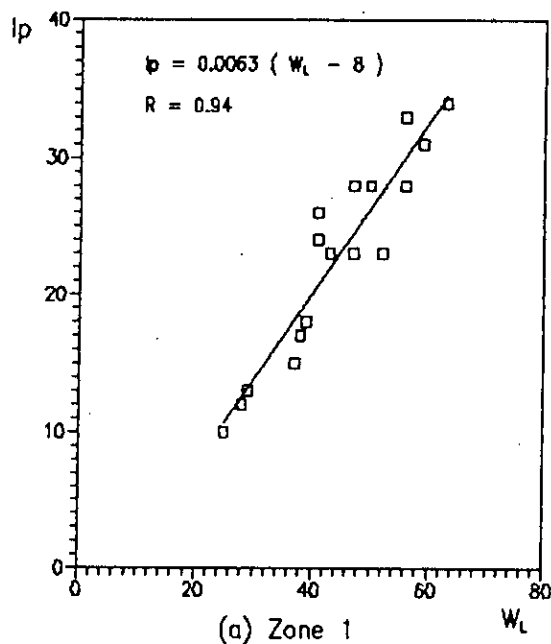


Fig.30: Correlation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité W_L pour les alluvions récentes du site de OUED OUCHAIAH.

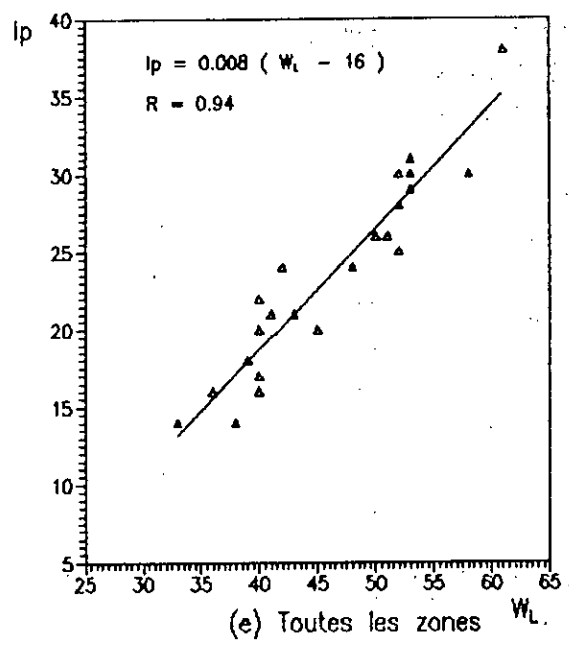
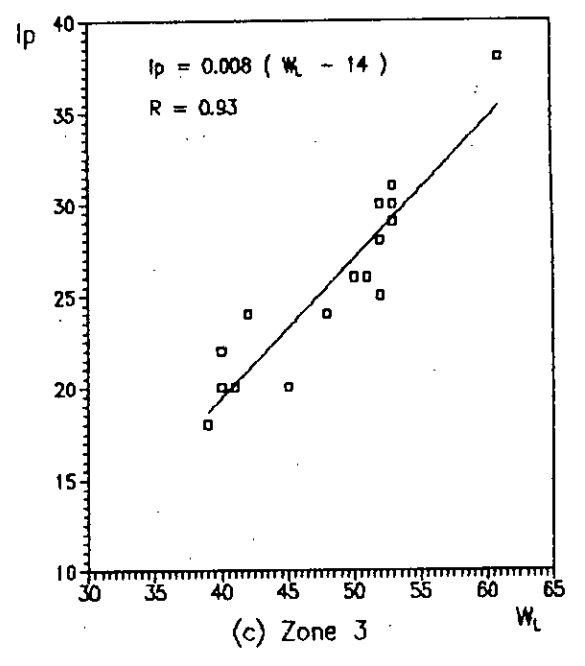
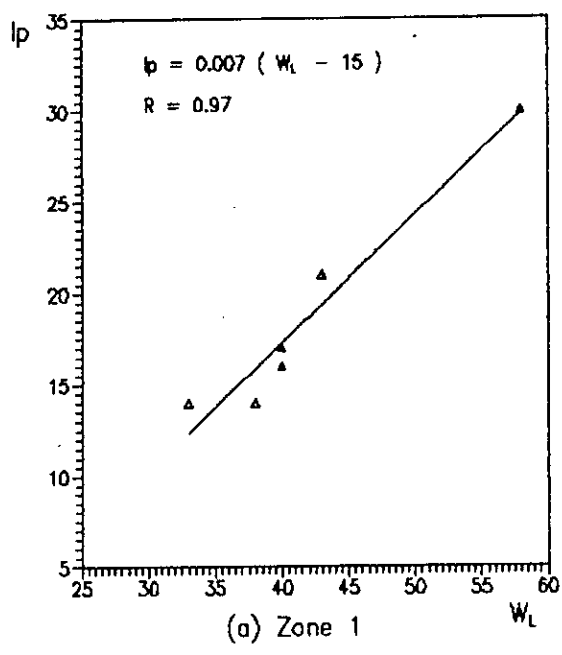


Fig.31: Correlation entre l'indice de plasticite I_p et la limite de liquidite W_L pour les alluvions anciennes du site de OUED OUCHAIAH.

V.3- CORRELATION ENTRE L'INDICE DE COMPRESSION C_c ET LA LIMITE DE LIQUIDITE W_L :

A cause de la durée importante des essais oedométriques, il est préférable parfois, d'utiliser des corrélations avec des paramètres dont la détermination est plus rapide, telles la teneur en eau et la limite de liquidité. Ceci, afin de compléter la caractérisation des sols compressibles sur les sites de grands projets.

V.3.1- CAS DES ALLUVIONS RECENTES:

La variation de l'indice de compression C_c en fonction de la limite de liquidité W_L , est donnée dans la figure 32. Les couples de valeurs expérimentales (C_c , W_L) sont positionnés moyennement autour de la droite de régression des moindres carrés, pour la zone 1 et pour toutes les zones, et sont dispersés pour la zone 4 (Fig.32.a, Fig.32.e, Fig.32.d). Les équations de régression s'écrivent:

Pour la zone 1 (Fig.32.a):

$$C_c = 0.0065 (W_L - 10) \text{ avec } R = 0.69, F = 3.63, F_{0\gamma} = 4.54$$

Pour toutes les zones du site (Fig.32.e):

$$C_c = 0.0065 (W_L - 8) \text{ avec } R = 0.41, F = 2.20, F_{0\gamma} = 3.22$$

Pour la zone 4 (Fig.32.d):

$$C_c = -0.0084 (W_L - 83) \text{ avec } R = 0.22, F = 0.15, F_{0\gamma} = 5.54$$

Nous concluons alors, que l'indice de compression C_c et la limite de liquidité W_L trouvés, sont moyennement corrélés pour la zone 1 et pour toutes les zones, mais ne le sont pas pour la zone 4.

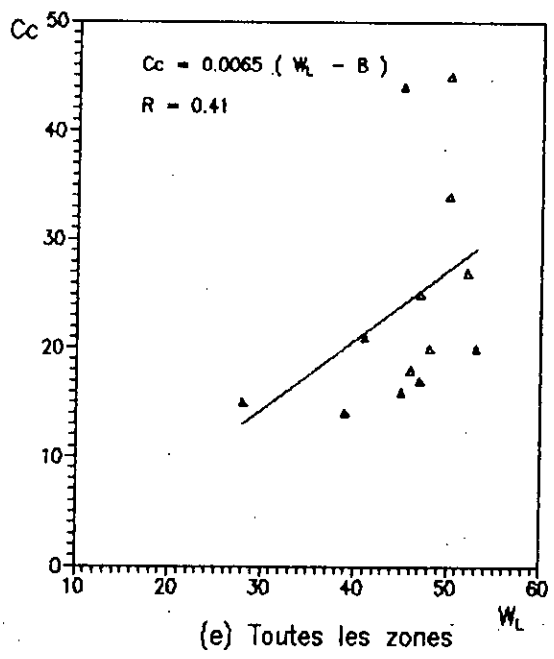
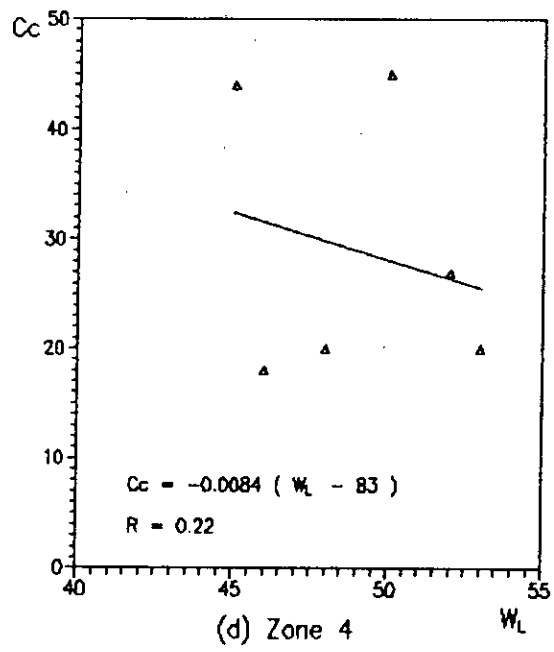
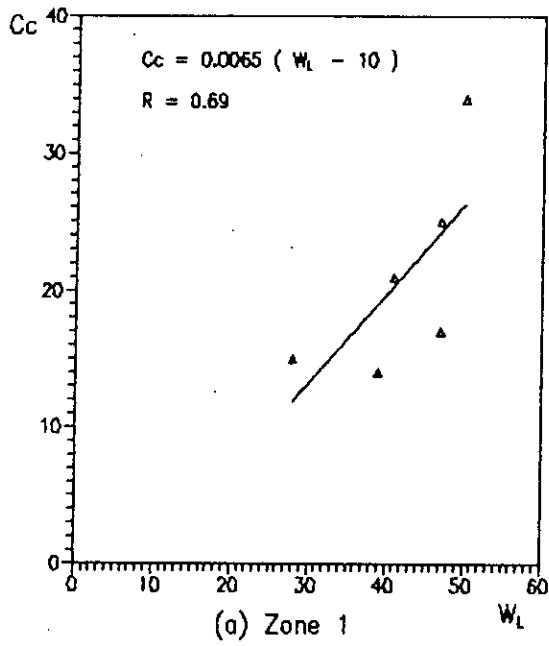


Fig.32 : Correlation entre l'indice de compression C_c et la limite de liquidite W_L pour les alluvions recentes du site de OUED OUCHAIAH.

V. 3.2- CAS DES ALLUVIONS ANCIENNES:

Les figures (33.c), (33.e), montre une grande dispersion des points (C_c , W_L) autour des droites de régression trouvées pour la zone 3 et pour toutes les zones. Les équations des corrélations sont:

Pour la zone 3 (Fig.33.c):

$$C_c = 0.006 (W_L - 38) \text{ avec } R = 0.56, F = 1.37, F_{0\gamma} = 5.54$$

Pour toutes les zones (Fig.33.e):

$$C_c = 0.0008 (W_L - 153) \text{ avec } R = 0.11, F = 0.085, F_{0\gamma} = 2.65$$

Il est à noter que les valeurs des points de la première équation sont très peu corrélées compte tenu du faible coefficient de corrélation ($R = 0.11$), de plus $F < F_{0\gamma}$, alors que pour la deuxième équation, ils sont moyennement corrélés ($R = 0.56$), $F < F_{0\gamma}$. Ce qui implique que la régression linéaire n'est pas adéquate dans le premier cas, et que l'indice de compression est influencé par d'autres paramètres du sol. Il ressort des résultats trouvés, que les corrélations ne sont pas significatives au seuil de 90%, et sont très différentes de plusieurs publications [43],[26], qui ont traité cet aspect, notamment celles de TERZA-GHI et PECK [43], qui se sont basés sur les travaux de SKEMPTON et ont proposé pour les argiles, les relations suivantes:

pour des échantillons remaniés:

$$C_c = 0.007 (W_L - 10).$$

pour des échantillons non remaniés:

$$C_c = 0.009 (W_L - 10) = (1.3) \cdot C_c$$

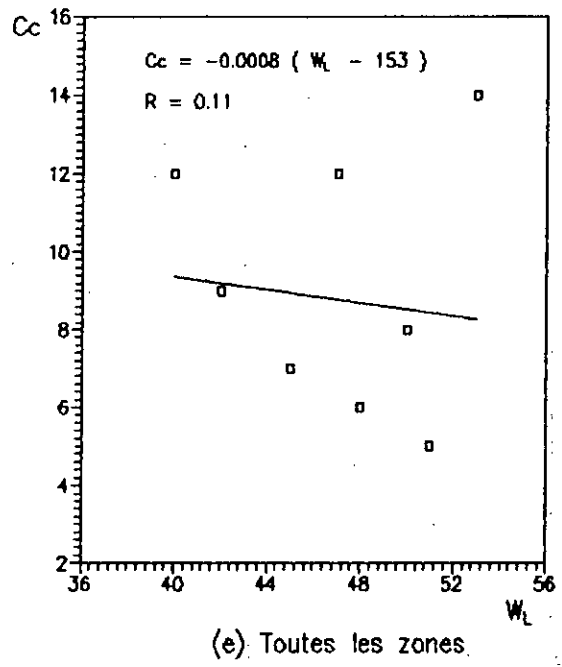
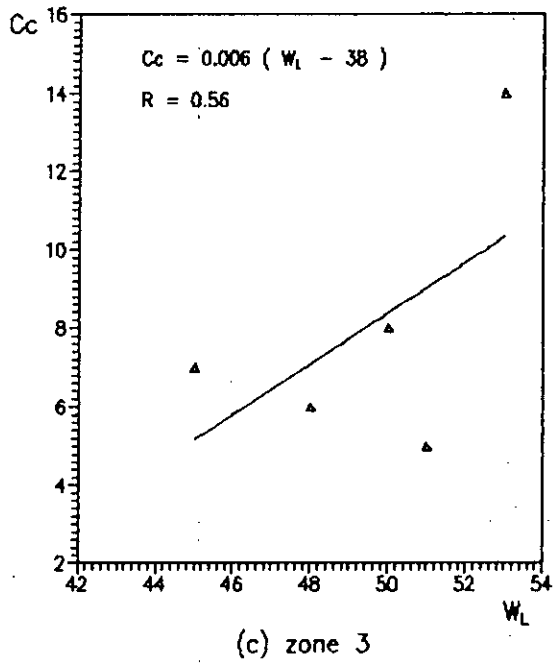


Fig.33 : Correlation entre l'indice de compression C_c et la limite de liquidite W_L pour les alluvions anciennes du site de QUED OUCHAIAH.

De même VAN WAMBEKE [43], a trouvé pour les limons remaniés pour un ensemble de 40 mesures la relation:

$$C_c = 0.0079 (W_L - 11) \text{ avec } R = 0.91$$

J.F- VIDALIE [45], à son tour, a trouvé pour les sols fins organiques, le même type de relation:

$$C_c = 0.013 (W_L - 19) \text{ avec } R = 0.915$$

V.4- CORRELATION ENTRE L'INDICE DE COMPRESSION C_c ET TENEUR EN EAU W :

La variation de l'indice de compression C_c et la teneur en eau W est représentée dans les figures 34, 35.

V.4.1- CAS DES ALLUVIONS RECENTES:

Les figures (34.a), (34.b), (34.d), (34.e), montrent la variation de C_c et W pour les zones 1, 2, 4, puis toutes les zones respectivement. Il en ressort qu'à partir des valeurs des points (C_c , W) positionnés, des corrélations linéaires avec des coefficients de corrélation R dépassant 50%, malgré une petite dispersion au niveau de la zone 2. Ce qui signifie que ces dernières sont assez acceptables. Les équations trouvées sont linéaires et s'écrivent:

Pour la zone 1 (Fig.34.a):

$$C_c = 0.0086 (W - 3) \text{ avec } R = 0.84, F = 11.98, F_{0\gamma} = 4.06$$

Pour la zone 2 (Fig.34.b):

$$C_c = 0.016 (W - 18) \text{ avec } R = 0.63, F = 2.60, F_{0\gamma} = 4.54$$

Pour la zone 4 (Fig.34.d):

$$C_c = 0.093 (W - 1.2) \text{ avec } R = 0.87, F = 12.4, F_{0.9} = 4.54$$

Pour toutes les zones (Fig.34.e):

$$C_c = 0.0104 (W - 7) \text{ avec } R = 0.74, F = 23, F_{0.9} = 3$$

La différence qui existe entre ces équations est dû principalement à la variabilité naturelle du sol étudié, d'une zone à l'autre. Lorsque la valeur du test F est supérieure à $F_{0.9}$, la corrélation est significative au seuil de 90% .

V.4.2- CAS DES ALLUVIONS ANCIENNES:

Dans ce cas, nous marquons en première vue une dispersion des points au niveau de la zone 1 (Fig.35.a), ainsi le nombre de points est insuffisant pour juger de l'importance de cette corrélation dont l'équation s'écrit:

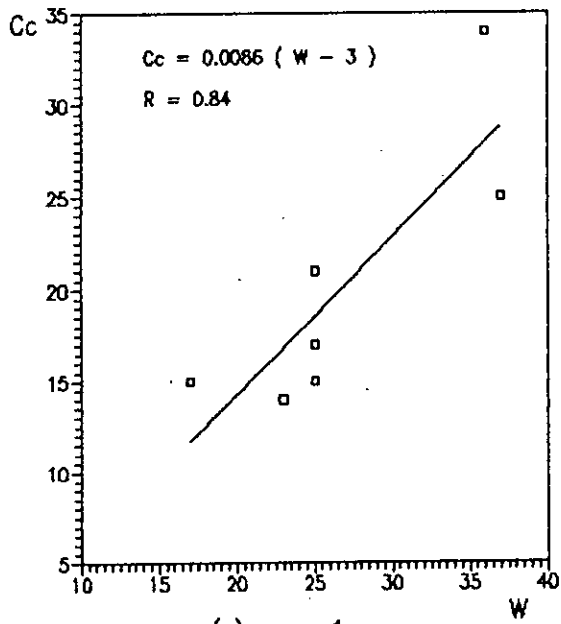
$$C_c = 0.012 (W - 14)$$

Malgré ces deux inconvénients, le coefficient de corrélation R est bon et vaut 70%; mais le test de FISHER - SNEDECOR donne une valeur de $F = 1.92 < F_{0.9} = 8.53$, ce qui nous permet de conclure que la corrélation n'est pas significative au seuil de 90% . De même pour la zone 3 (Fig.35.c), où l'équation s'écrit:

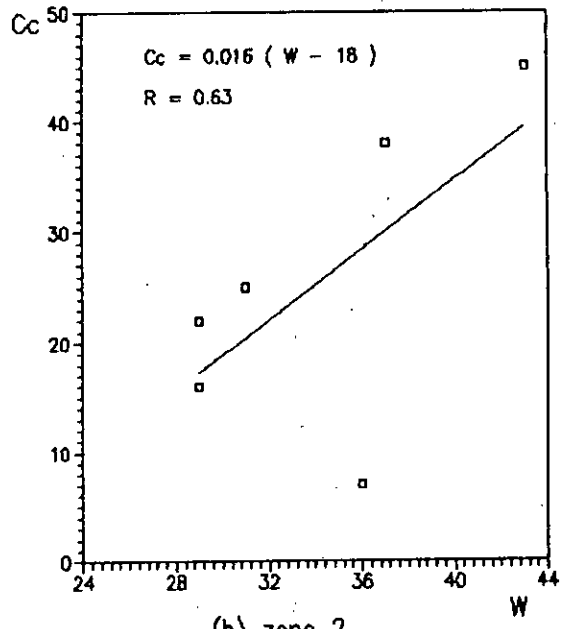
$$C_c = 0.049 (W - 3) \text{ avec } R = 0.48, F = 0.99, F_{0.9} = 5.54$$

Puisque $F < F_{0.9}$, la corrélation ne doit pas être considérée comme fiable. Enfin, même si nous rassemblons les points de toutes les zones (Fig.35.e), la corrélation devient:

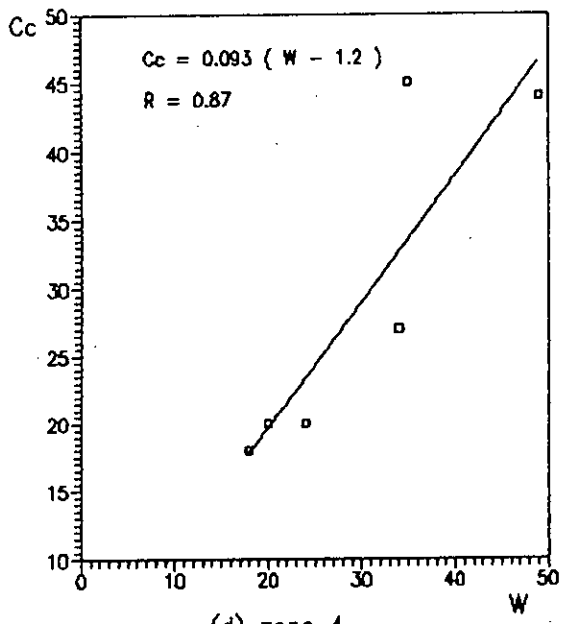
$$C_c = 0.006 (W - 7) \text{ avec } R = 0.57, F = 3.37, F_{0.9} = 3.59$$



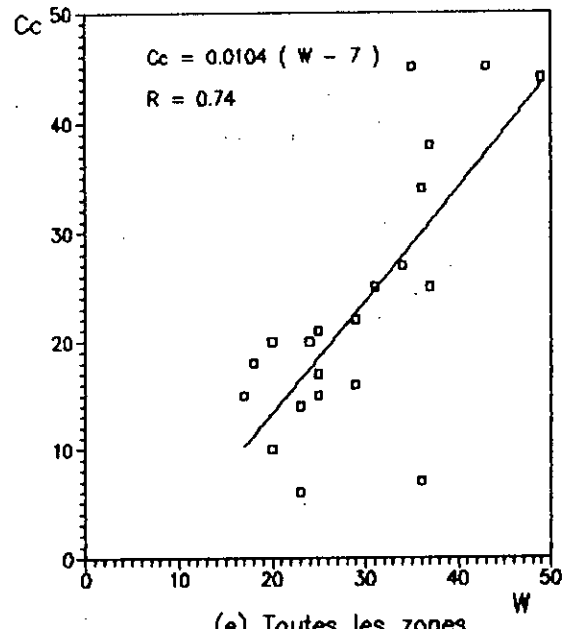
(a) zone 1



(b) zone 2

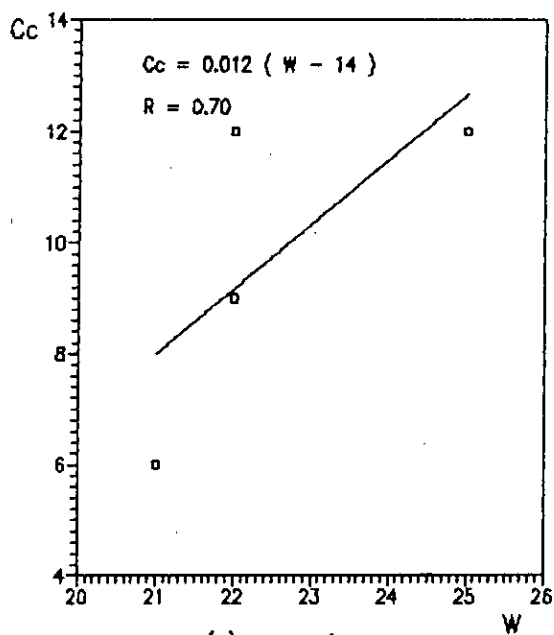


(d) zone 4

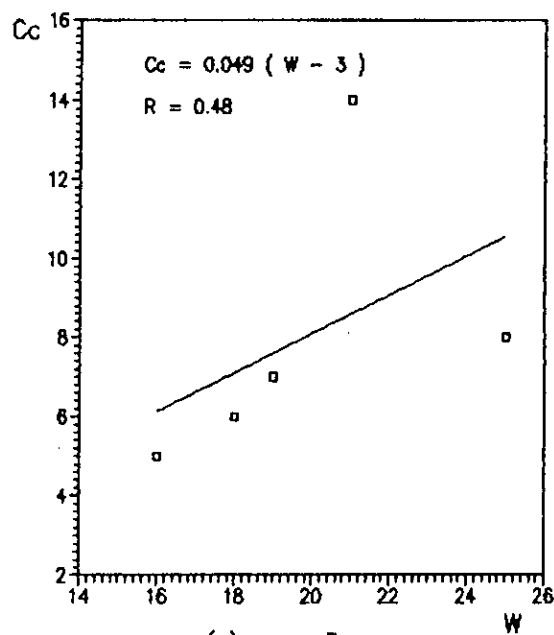


(e) Toutes les zones

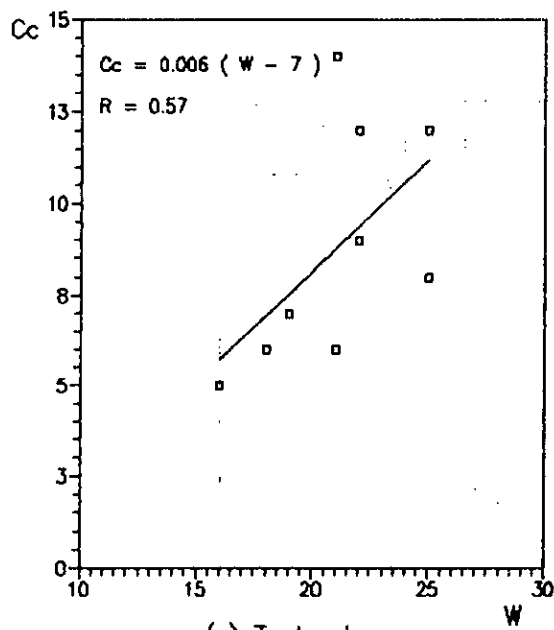
Fig.34: Correlation entre l'indice de compression Cc et la teneur en eau naturelle W pour les alluvions récentes du site d'OUED OUCHAIAH.



(a) zone 1



(c) zone 3



(e) Toutes les zones

Fig.35: Correlation entre l'indice de compression Cc et la teneur en eau naturelle W pour les alluvions anciennes du site de OUED OUCHAIAH.

F est légèrement inférieur à F_{0y} de peu, nous concluons donc que la relation trouvée peut être acceptable.

Les travaux de J.F- VIDALIE [45] sur les sols tourbeux et compressibles, ont abouti à la corrélation suivante:

$$C_c = 0.0147 (W - 14) \text{ avec } R = 0.963$$

REMARQUE:

Des deux caractéristiques d'identification W et W_L , la teneur en eau W est la mieux corrélée avec l'indice de compression C_c pour le site de oued OUCHAIIH.

V.5- CORRELATION ENTRE LE RAPPORT DE COMPRESSION $C_c/(1+e_0)$

ET LA TENEUR EN EAU W:

En ce qui concerne le comportement mécanique du sol, l'amplitude du tassement dû à la consolidation s'écrit:

$$\Delta H = H \cdot \frac{C_c}{(1 + e_0)} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right)$$

Il apparaît donc intéressant de rechercher pour un sol, une relation entre le rapport de compression et certaines caractéristiques. Par analogie avec les travaux de DASCAL et LAROCQUE (1973), concernant la compressibilité des argiles (CANADA), nous avons cherché pour notre sol une corrélation entre $C_c/(1+e_0)$ et W.

V.5.1- CAS DES ALLUVIONS RECENTES:

Nous avons trouvé dans ce cas, des corrélations dont les équations sont:

Pour la zone 1:

$$Cc/(1+e_0) = 0.0034 (W + 6) \text{ avec } R = 0.85, F = 13, F_{0\gamma} = 4.06$$

Pour la zone 2:

$$Cc/(1+e_0) = 0.0064 (W - 11) \text{ avec } R = 0.93, F = 19.9, F_{0\gamma} = 5.54$$

Pour la zone 4:

$$Cc/(1+e_0) = 0.0029 (W + 20) \text{ avec } R = 0.82, F = 8.2, F_{0\gamma} = 4.54$$

Pour toutes les zones:

$$Cc/(1+e_0) = 0.0014 (W + 68) \text{ avec } R = 0.31, F = 1.91, F_{0\gamma} = 3.007$$

Nous remarquons que les corrélations trouvées, correspondantes aux figures 36.a, 36.b, 36.d, 36.e, sont assez marquées, linéaires mais nettement différenciées d'une zone à une autre. Les trois premières relations sont considérées comme significatives, vu que les valeurs du coefficient de corrélation sont élevés (0.85, 0.93, 0.82) respectivement aux zones 1, 2, 4, et que les valeurs du test de FISHER-SNEDECOR, permettent de confirmer la validité de ces corrélations. Sauf qu'en rassemblant tous les points des paramètres du site (toutes les zones), une dispersion des couples de paramètres ($Cc/1+e_0$), est marquée et le coefficient de corrélation R est réduit à 31%. Ceci est dû au fait que le sol est hétérogène.

V.5.2- CAS DES ALLUVIONS ANCIENNES:

Les courbes (Fig.37.c, Fig.37.e), montrent une grande dispersion des valeurs des points ($Cc/1+e_0$, W), au niveau de la zone 3 et au niveau de toutes les zones. Ce qui est expliqué par

de faibles coefficients de corrélation, et un test de signification non vérifié. Les corrélations trouvées ont pour équations:

Pour la zone 3:

$$Cc/(1+e_0) = 0.0032 (W - 4) \text{ avec } R = 0.47, F = 0.85, F_{0\gamma} = 5.54$$

Pour toutes les zones:

$$Cc/(1+e_0) = 0.0036 (W - 5) \text{ avec } R = 0.45, F = 1.27, F_{0\gamma} = 4.06$$

Malgré que les équations se ressemblent et possèdent le même coefficient de corrélation, elles ne peuvent être considérées comme fiables car les valeurs du test F sont très inférieures aux valeurs $F_{0\gamma}$. A titre d'information, certains auteurs ont travaillé sur différents sols pour trouver ce même type de corrélation:

J.F- VIDALIE [45] sur sols tourbeux et compressibles:

$$Cc/(1+e_0) = 0.0039 (W + 3) \text{ avec } R = 0.826 \text{ pour } W < 100\%$$

DASCAL et LAROCQUE (1973):

$$Cc/(1+e_0) = 0.0096 (W - 17)$$

J.VAUTRAIN [44] sur différentes tourbes de NORMANDIE

$$Cc/(1+e_0) = 0.00029 W + 0.35517 \text{ avec } R = 0.66$$

Il est à noter que les paramètres trouvés pour notre sol, entre $Cc/1+e_0$ et W puis entre Cc et W sont corrélés pratiquement de la même façon, puisque leurs coefficients de corrélation sont presque identiques.

V.6- CORRELATION ENTRE LE RAPPORT DE COMPRESSION $Cc/1+e_0$

ET LA DENSITE SECHE γ_d

La variation du rapport de compression $Cc/1+e_0$ en fonction

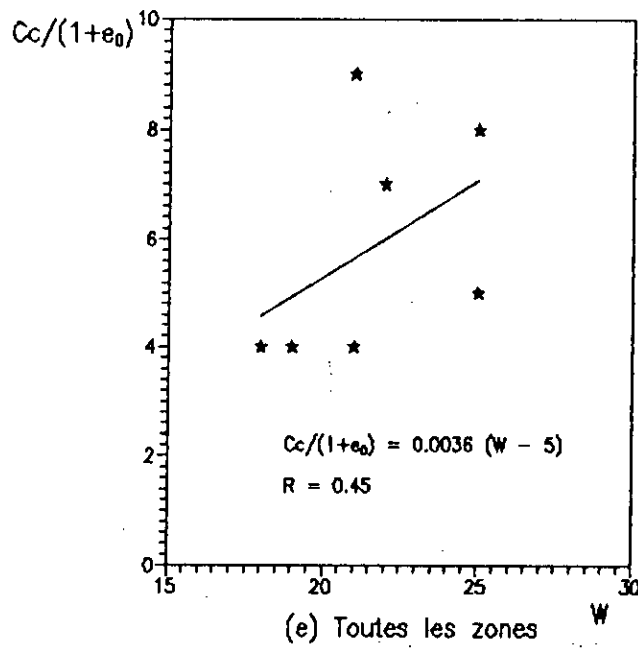
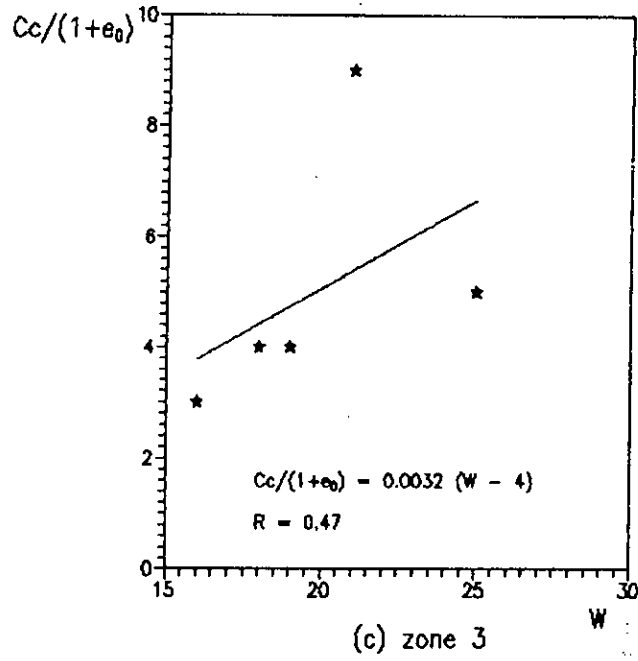


Fig.37: Correlation entre le rapport de compression $C_c/(1+e_0)$ et la teneur en eau naturelle W pour les alluvions anciennes du site de QUED OUCHAIAH.

de la densité sèche γ_d est représentée sur les figures 38 et 39.

V.6.1- CAS DES ALLUVIONS RECENTES:

Nous avons mis en évidence une assez bonne corrélation entre le rapport de compression et la densité sèche. La dispersion des valeurs est relativement faible comme en témoigne la figure 38.

Une droite de pente négative est établie pour chaque zone et pour toutes les zones, avec une bonne corrélation (Fig.38.a, 38.b, 38.d, 38.e). Les équations de ces corrélations s'écrivent:

Pour la zone 1:

$$Cc/(1+e_0) = -0.15 \gamma_d + 0.35 \text{ avec } R = 0.73, F = 5.7, F_{0\gamma} = 4.06$$

Pour la zone 2:

$$Cc/(1+e_0) = -0.26 \gamma_d + 0.50 \text{ avec } R = 0.98, F = 72.75, F_{0\gamma} = 5.54$$

Pour la zone 4:

$$Cc/(1+e_0) = -0.14 \gamma_d + 0.35 \text{ avec } R = 0.84, F = 9.59, F_{0\gamma} = 4.54$$

Pour toutes les zones:

$$Cc/(1+e_0) = -0.19 \gamma_d + 0.41 \text{ avec } R = 0.86, F = 51.12, F_{0\gamma} = 3.0$$

Les équations ci-dessus se rapprochent ainsi que leurs coefficients de corrélation. Elles sont considérées comme fiables et significatives compte tenu de la valeur de F qui est supérieure à $F_{0\gamma}$ dans tous les cas.

V.6.2- CAS DES ALLUVIONS ANCIENNES:

Les figures 39.c, 39.e, marquent une grande dispersion des valeurs des paramètres ($Cc/1+e_0, \gamma_d$), et un faible coefficient de corrélation R. Les points sont ajustés par les droites des moindres carrés et s'écrivent:

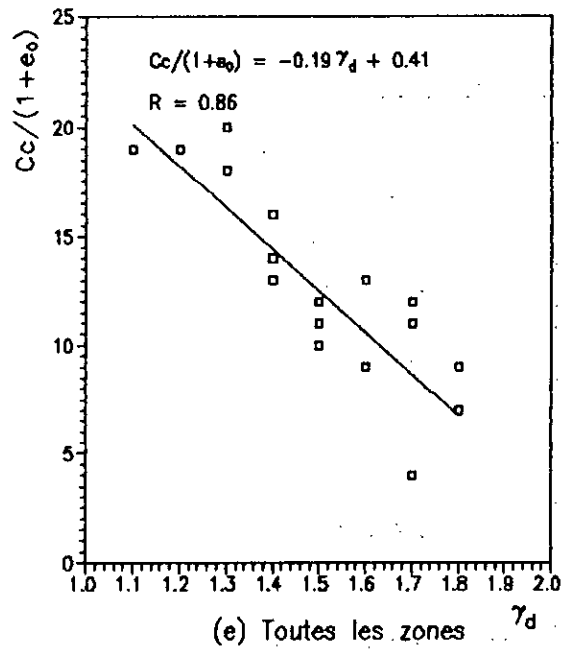
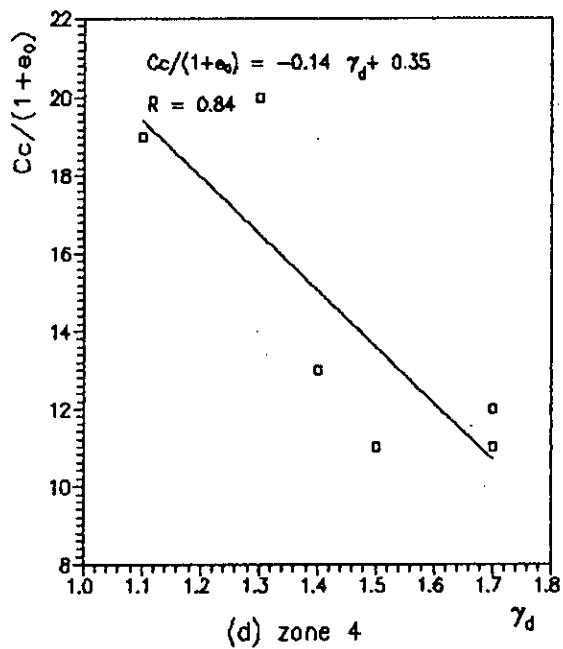
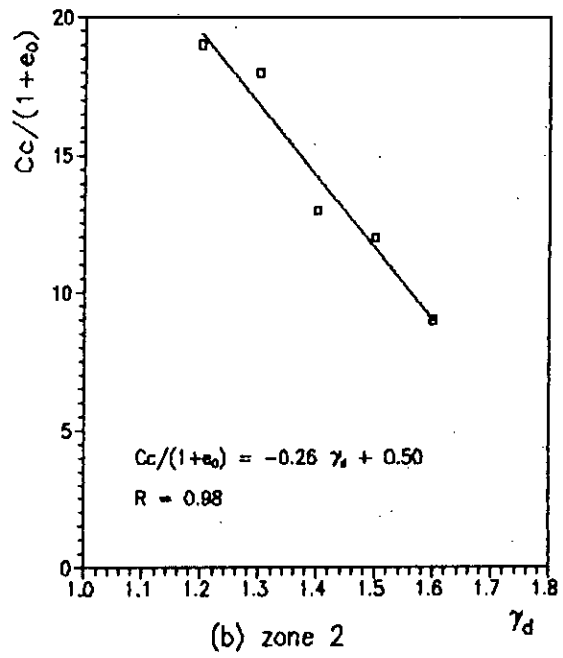
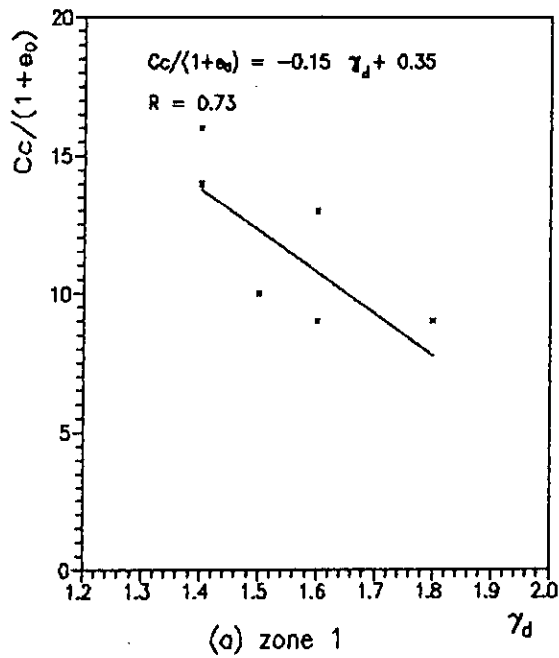


Fig.38: Correlation entre le rapport de compression $C_c/(1+e_0)$ et la densité sèche γ_d pour les alluvions récentes du site de OUED OUCHAJAH.

Pour la zone 3:

$$C_c/(1+e_0) = -0.10 \gamma_d + 0.23 \text{ avec } R = 0.38, F = 0.50, F_{0\gamma} = 5.54$$

Pour toutes les zones:

$$C_c/(1+e_0) = -0.11 \gamma_d + 0.24 \text{ avec } R = 0.36, F = 0.74, F_{0\gamma} = 4.06$$

Ces deux corrélations ne peuvent pas être considérées comme fiables au seuil de 90%, car le test de FISHER-SNEDECOR n'est pas vérifié.

J.F- VIDALIE qui a travaillé sur les sols tourbeux et compressibles, a trouvé la corrélation suivante:

$$C_c/(1+e_0) = -0.30 \gamma_d + 0.55 \text{ avec } R = 0.896$$

Les corrélations citées ci-dessus sont différentes de celle de VIDALIE, vu que les sols sont de nature différente.

V.7- CORRELATION ENTRE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT C_u ET LA RESISTANCE DE POINTE R_p :

Les courbes (Fig.40.a, Fig.40.b) illustrent la variation de la résistance au cisaillement C_u et la résistance de pointe R_p (C_u est déterminée à l'essai triaxial).

Pour les alluvions récentes, une corrélation de la forme $C_u = 0.039 R_p + 0.146$ est mise en évidence avec un coefficient de corrélation $R = 0.54$. Une dispersion des points (C_u, R_p) autour de la droite de régression est marquée, ce qui explique un coefficient de corrélation moyen. De plus les valeurs du test sont: $F = 4.116$, $F_{0\gamma} = 3.285$ ($F > F_{0\gamma}$), permettent de conclure que la corrélation trouvée est légèrement significative pour le paramètre R_p au seuil de 90% .

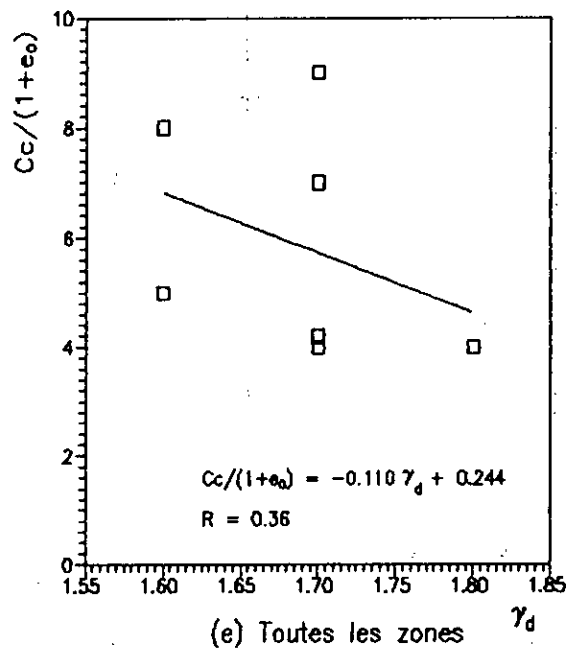
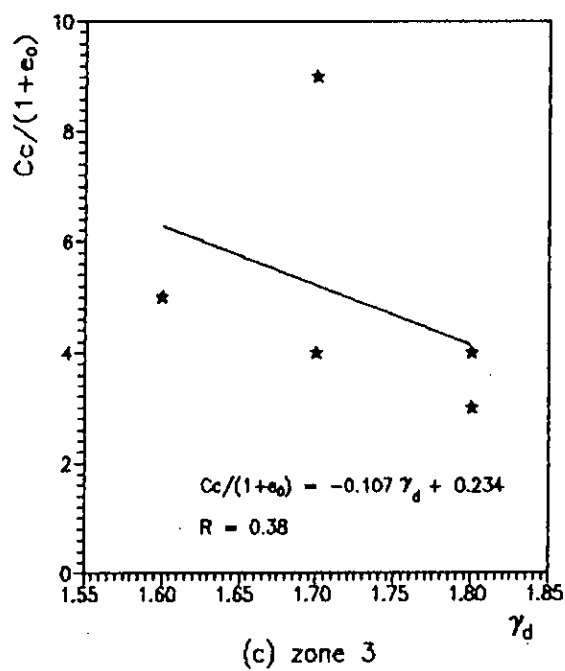


Fig.39: Correlation entre le rapport de compression $C_c/(1+e_0)$ et la densité sèche γ_d pour les alluvions anciennes du site de OUED OUCHAIAH.

En ce qui concerne les alluvions anciennes, une meilleure corrélation apparaît. La droite des moindres carrés des points expérimentaux a pour équation:

$$C_u = 0.057 R_p - 0.504 \text{ avec } R = 0.79.$$

Le test donne les valeurs suivantes: $F = 6.64$, $F_{0\gamma} = 4.54$ ($F > F_{0\gamma}$), ce qui rend significative la corrélation trouvée et la considère comme fiable.

En considérant, maintenant la valeur nette de la résistance de pointe ($R_p - \sigma_0$), où σ_0 est la pression verticale ($\gamma \cdot D$) du terrain, nous obtenons (Fig.41.a, Fig.41.b) les relations suivantes:

Pour les alluvions récentes:

$$C_u = 0.033 (R_p - \sigma_0) - 0.305 \text{ avec } R = 0.45$$

Pour les alluvions anciennes:

$$C_u = 0.058 (R_p - \sigma_0) - 0.361 \text{ avec } R = 0.75$$

Dans le premier cas, les points expérimentaux sont moyennement dispersés autour de la droite, ce qui donne un coefficient de corrélation moyen ($R = 0.45$). Par contre, dans le deuxième cas, la dispersion est moins marquée et $R = 0.75$ est bon. Par ailleurs, les valeurs du test ($F > F_{0\gamma}$) aboutissent à la conclusion que les deux corrélations peuvent être significatives au seuil de 90% .

AMAR et JEZEQUEL [7] qui ont travaillé sur des valeurs de la cohésion C des sols cohérents, déterminées au laboratoire, ont trouvé:

$$\text{pour } (R_p - \sigma_0) < 6 \text{ bars; } C_u = 0.083 (R_p - \sigma_0)$$

$$\text{pour } (R_p - \sigma_0) > 6 \text{ bars; } C_u = 0.033 (R_p - \sigma_0) + 0.305$$

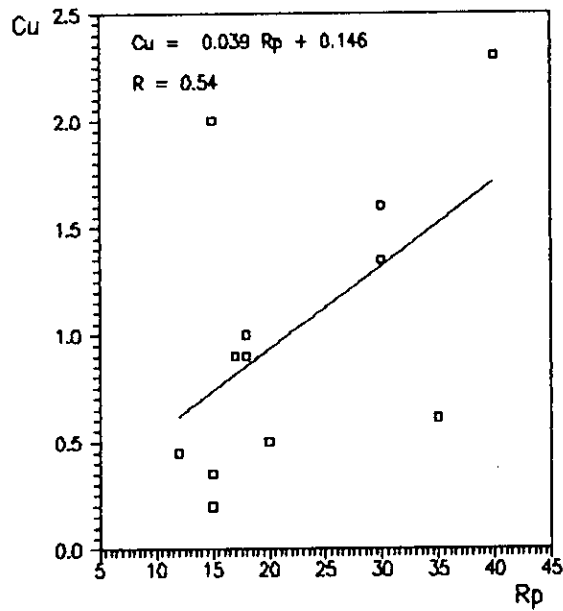


Fig.40.a: Correlation entre la cohésion non drainée (C_u) et la résistance de pointe (R_p) pour les alluvions récentes Site de OUED OUCHAIAH (toutes les zones).

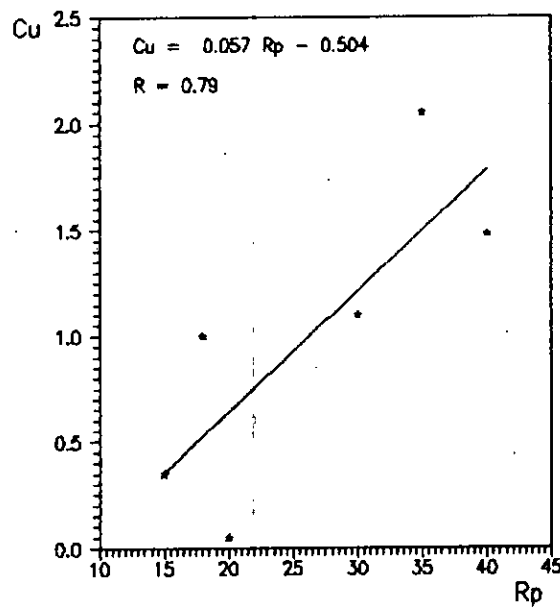


Fig.40.b: Correlation entre la cohésion non drainée (C_u) et la résistance de pointe (R_p) pour les alluvions anciennes Site de OUED OUCHAIAH (toutes les zones).

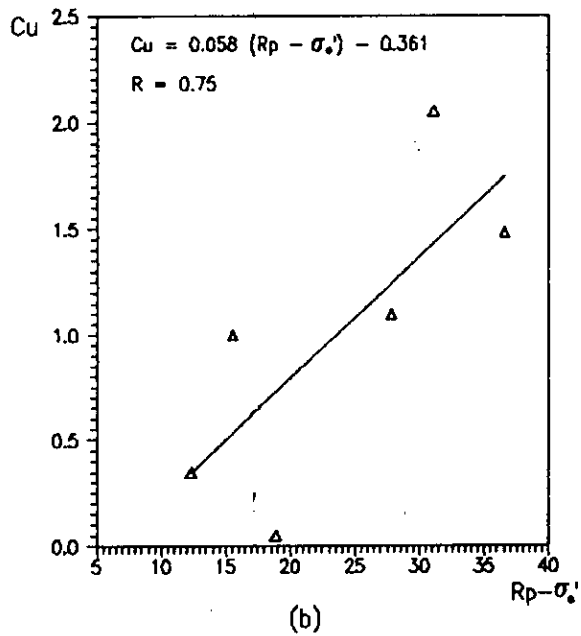
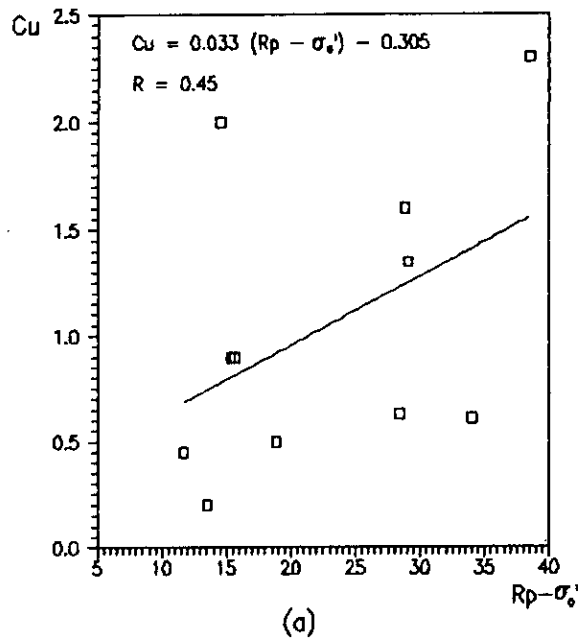


Fig.41: Correlation entre la cohésion non drainée Cu et la résistance de pointe nette ($Rp - \sigma'_v$). Site de OUED OUCHAIAH (toutes les zones).
 (a) - Alluvions récentes.
 (b) - Alluvions anciennes.

Cette dernière relation étant accompagnée d'une grande dispersion.

V.8- CORRELATION ENTRE LA RESISTANCE DE POINTE R_p ET LE NOMBRE DE COUPS N DE L'ESSAI S.P.T DES ALLUVIONS RECENTES:

Nous avons essayé à travers quelques résultats de l'essai S.P.T, de trouver une relation liant le nombre de coups N nécessaire pour enfoncer le carottier dans la couche étudiée, et la résistance de pointe R_p .

Nous comptons le nombre de coups n pour enfoncer le carottier de 45cm en trois fois où:

n_1 à 15cm

n_2 à 30cm

n_3 à 45cm

Nous considérons que n_1 n'est pas fiable (phase de remaniement), alors:

$$N = n_2 + n_3 \quad \text{si } n_2 = n_3$$

$$N = 2.n_2 \quad \text{si } n_2 \ll n_3$$

$$N = 2.n_3 \quad \text{si } n_2 \gg n_3$$

La résistance de pointe R_p est déterminée pour chaque profondeur, et donnée par le pénétromètre statique.

Une relation entre N et R_p est mise en évidence pour les alluvions récentes, au niveau de toutes les zones (Fig.42). Les couples de valeurs (R_p, N) expérimentaux sont placés autour de la droite des moindres carrés qui a pour équation:

$$R_p = 0.378.N - 3.5 \text{ (Mpa)} \quad \text{avec un coefficient de corrélation } R=0.95$$

Ceci explique une bonne corrélation. De plus, le test de FISHER-SNEDECOR ($F = 37$, $F_{0\gamma} = 4.54$) confirme que la régression trouvée est significative.

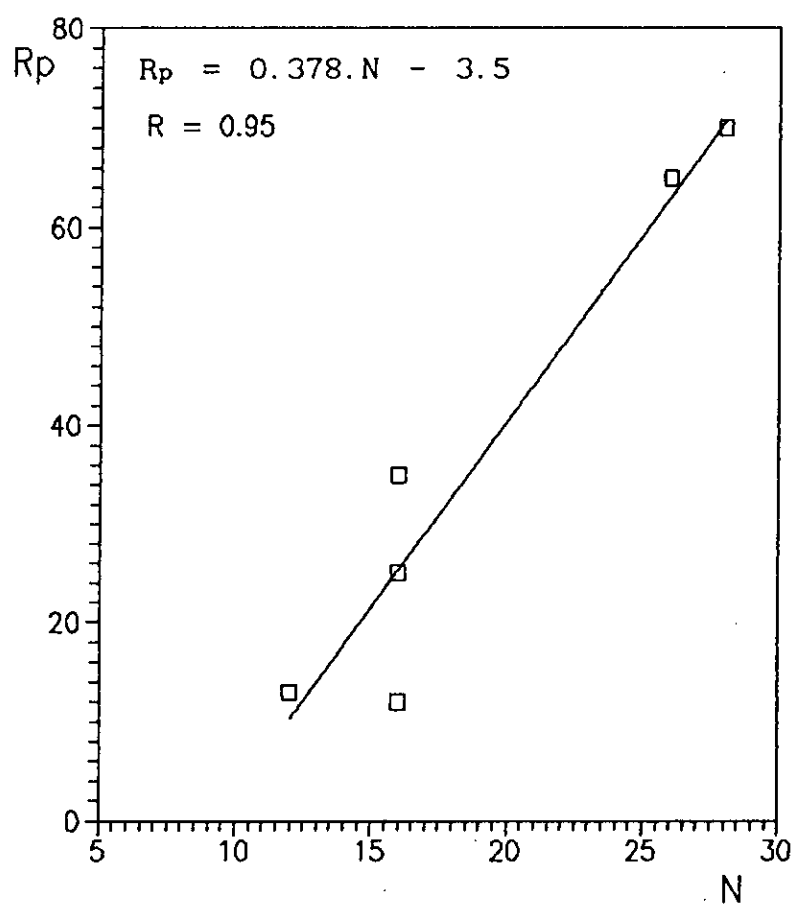


Fig.42: Correlation entre la resistance de pointe R_p et le nombre N de l'essai SPT pour les alluvions recentes.(toutes les zones)

Par ailleurs, plusieurs auteurs ont recherché le même type de corrélation et ont trouvé la relation $R_p = 0.4.N$ (Mpa).

SANGLERAT [39], cite les résultats obtenus au BRESIL pour les argiles sableuses et donne la même relation $R_p = 0.4.N$ (Mpa).

Notre relation est différente de celle citée ci dessus, nous trouvons $R_p = 0.378.N-3.5$ (Mpa).

V.9-CORRELATION ENTRE LE RAPPORT C_u/σ'_c , LA LIMITE DE LIQUIDITE WL ET L'INDICE DE PLASTICITE I_p .

En pratique, les études de stabilité nécessitent une bonne connaissance de la cohésion non drainée C_u ainsi que son augmentation en fonction de la pression de consolidation du sol. Les courbes (Fig.43.a,b et Fig.44.a,b) illustrent la variation du rapport de la cohésion non drainée en place et la pression de préconsolidation en fonction de l'indice de plasticité I_p , et puis en fonction de la limite de liquidité WL.

En ce qui concerne la corrélation $C_u/\sigma'_c = f(I_p)$, nous constatons que pour un même sol le rapport C_u/σ'_c n'est pas constante car en se référant à l'équation de la courbe de rupture donnée par $C_u = \sigma'_c \cdot \text{tg}\phi_{cu} + C_{u0}$, nous trouvons que le rapport $\text{tg}\phi = C_u/\sigma'_c$ possède plusieurs valeurs pour une seule valeur de l'indice de plasticité I_p , sauf si cette courbe est une droite ($\text{tg}\phi = \text{Cste}$), la relation dans ce cas est bijective. Nous considérons dans notre cas que l'enveloppe de rupture est une droite.

Nous notons ici une grande dispersion des points autour de la droite de régression pour les deux types d'alluvions et ce dans les deux cas de variation de C_u / σ'_c (en fonction de WL et de I_p). Cette dispersion est expliquée par le faible coefficient de corrélation et le test de signification non vérifié.

Les droites des moindres carrés déduites des points

expérimentaux ont pour équation:

Pour les alluvions récentes:

$$Cu/\sigma'_c = -5.8E-4 \cdot I_p + 2.11E-2 \text{ avec } R = 0.32, F = 0.68, F_{o\gamma} = 3.77$$

$$Cu/\sigma'_c = -9.5E-6 \cdot WL + 8.09E-3 \text{ avec } R = 0.0053, F = 1.7E-4$$

$$F_{o\gamma} = 3.77$$

Pour les alluvions anciennes:

$$Cu/\sigma'_c = 3.9E-4 \cdot WL - 1.23E-2 \text{ avec } R = 0.52, F = 1.48, F_{o\gamma} = 4.54$$

$$Cu/\sigma'_c = -2.76E-4 \cdot I_p - 4.01E-4 \text{ avec } R = 0.31, F = 0.42,$$

$$F_{o\gamma} = 4.54$$

Par ailleurs, il ne semble pas que le rapport Cu/σ'_c soit en relation directe avec l'indice de plasticité I_p ou la limite de liquidité WL . Les corrélations trouvées ne sont donc pas significatives et ne peuvent être considérées comme fiables.

SKEMPTON [43] pour sa part, a trouvé pour des argiles surconsolidées la corrélation suivante:

$$Cu/\sigma'_c = 0.0037 \cdot I_p + 0.11$$

Les corrélations obtenues pour le site de OUED OUCHAIAH ne sont pas comparables à celle de SKEMPTON.

V.10-CORRELATION ENTRE LE RAPPORT DE SURCONSOLIDATION σ'_c/σ'_o ,

L'INDICE DE PLASTICITE I_p , ET L'INDICE DE CONSISTANCE I_c .

Deux dernières corrélations ont été recherchées entre le rapport de surconsolidation en fonction de l'indice de plasticité I_p , puis en fonction de l'indice de consistance I_c , et celles-ci dans le but de montrer si les argiles de notre site présentent une sensibilité à la surconsolidation.

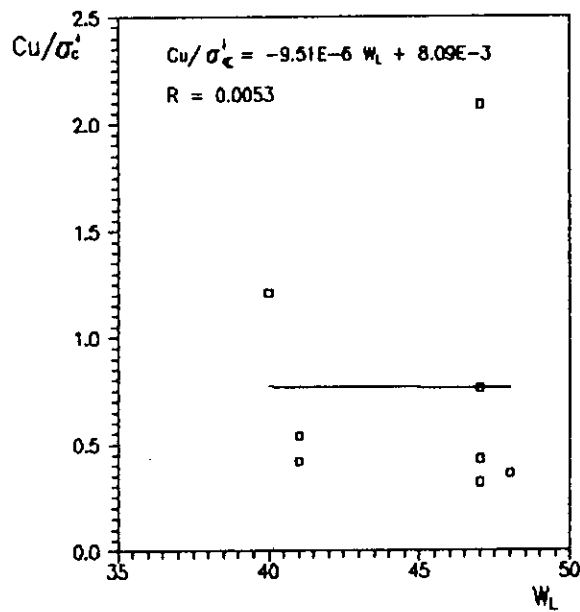


Fig.43.a : Correlation entre le rapport (Cu/σ'_c) et la limite de liquidite (W_L) pour les alluvions recentes. Site de OUED OUCHAIAH. (toutes les zones).

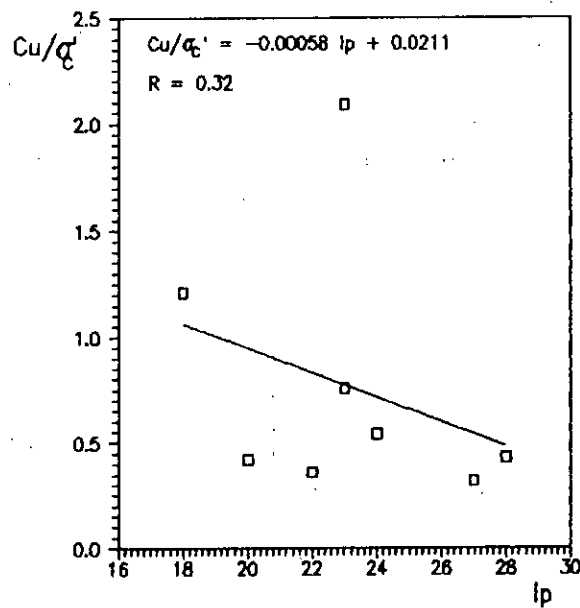


Fig.43.b : Correlation entre le rapport Cu/σ'_c et l'indice de plasticite I_p pour les alluvions recentes du site de OUED OUCHAIAH. (toutes les zones).

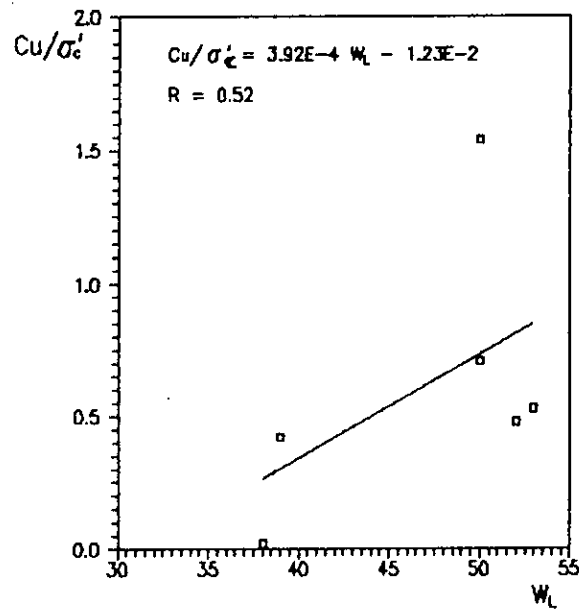


Fig.44.a: Correlation entre le rapport (Cu/σ'_c) et la limite de liquidite (W_L) pour les alluvions anciennes. Site de OUED OUCHAIH. (toutes les zones).

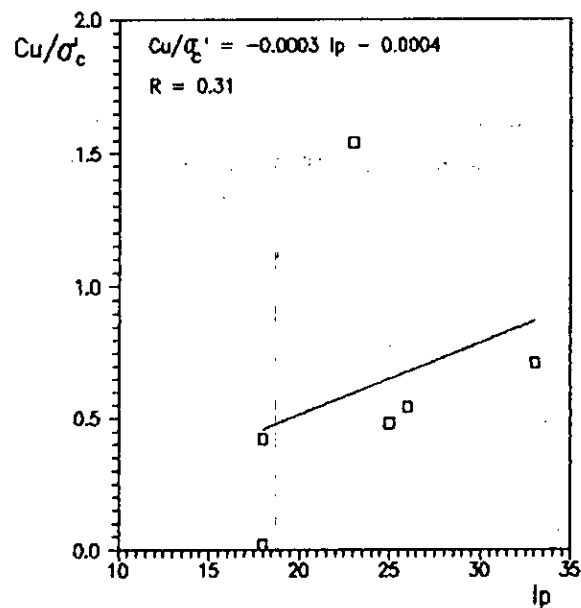


Fig44.b: Correlation entre le rapport (Cu/σ'_c) et l'indice de plasticite I_p pour les alluvions anciennes du site de OUED OUCHAIH. (toutes les zones).

V. 10. 1-ALLUVIONS RECENTES:

Pour les alluvions récentes, une bonne corrélation a été (Fig. 45.a) trouvée entre le rapport σ'_c / σ'_o et I_p ($R = 0.86$).

L'équation trouvée est donnée par:

$$\sigma'_c / \sigma'_o = -0.00108 \cdot I_p + 0.0856 \text{ avec } R=0.86.$$

cette dernière est une fonction décroissante, ce qui permet de dire que les alluvions récentes, qui sont des argiles dont l'indice de plasticité varie entre 10 et 30% ne sont pas sensibles au degré de surconsolidation. Cette observation est en accord avec celle de BJERRUM qui stipule que les argiles molles moyennement plastiques ($I_p=40\%$) ne présentent pas une grande sensibilité à la compression secondaire ou différée. Elles apparaissent normalement consolidées alors que celles qui sont plastiques ($I_p=90\%$) peuvent présenter un rapport de surconsolidation voisin de 2.

Par contre, nous notons dans la figure 45.b, une grande dispersion autour de la droite de régression d'équation :

$$\sigma'_c / \sigma'_o = 0.0735 \cdot I_c - 0.0046 \text{ avec } R=0.33$$

ceci est expliquée par un faible coefficient de corrélation ($R=0.33$), permettant de conclure que la corrélation n'est pas fiable.

V. 10. 2-ALLUVIONS ANCIENNES:

Dans la figure 46, nous remarquons une grande dispersion des points autour de leurs droites de régression dont les équations sont:

$$\sigma'_c / \sigma'_o = -0.0022 \cdot I_p + 0.0161 \text{ avec } R = 0.15, F = 0.23,$$

$$F_{0.05} = 3.285$$

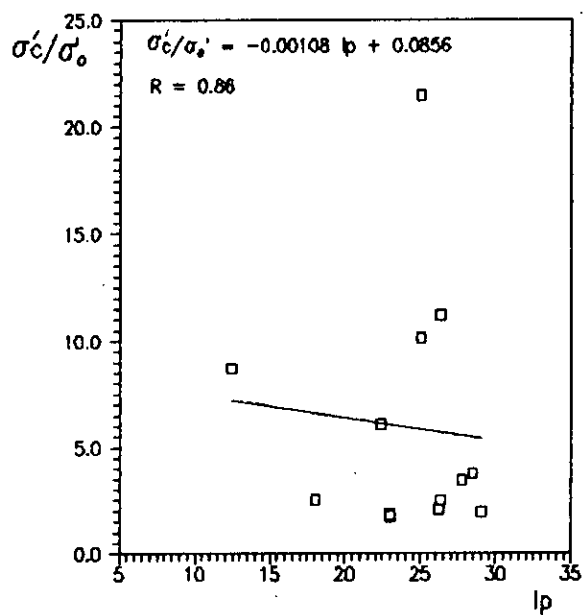


Fig.45.a: Correlation entre le rapport de surconsolidation σ'_c/σ'_o et l'indice de plasticité Ip pour les alluvions récentes du site de OUED OUCHAIAH.(toutes les zones)

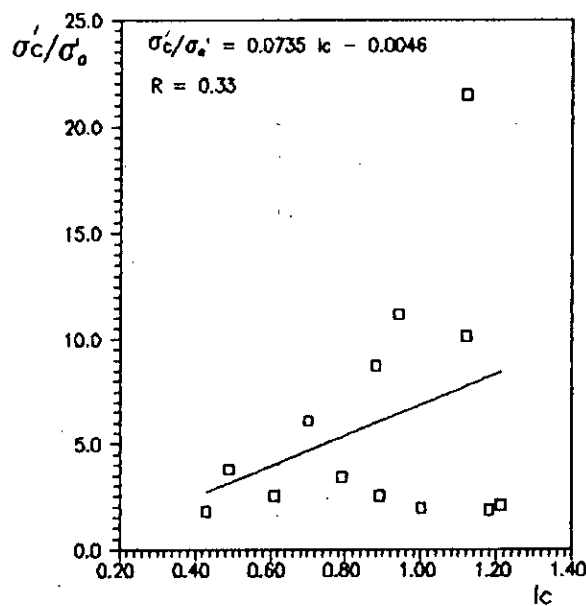


Fig.45.b: Correlation entre le rapport de surconsolidation σ'_c/σ'_o et l'indice de consistance Ic pour les alluvions récentes du site de OUED OUCHAIAH.(toutes les zones).

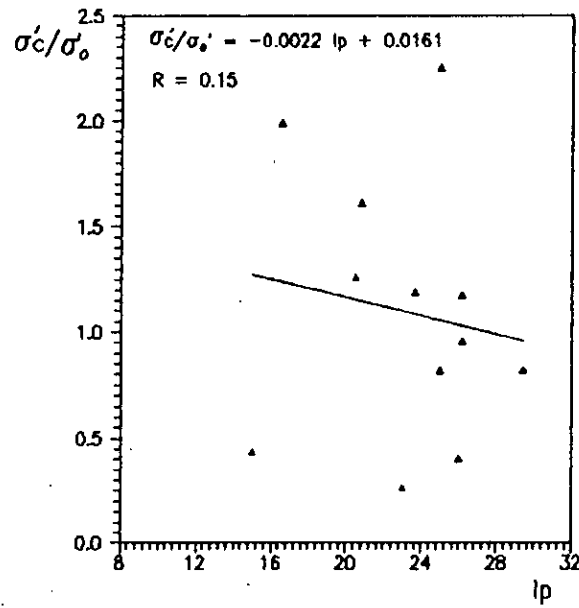


Fig.46.a: Correlation entre le rapport de surconsolidation σ'_c/σ'_0 et l'indice de plasticité I_p pour les alluvions anciennes du site de OUED OUCHAIAH. (toutes les zones)

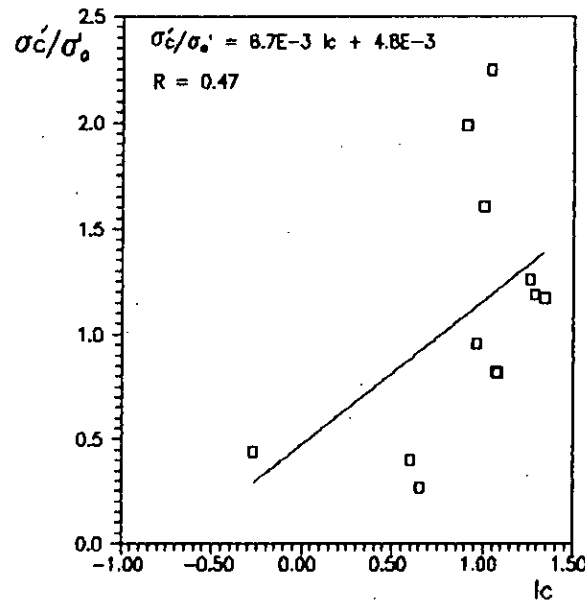


Fig.46.b: Correlation entre le rapport de surconsolidation σ'_c/σ'_0 et l'indice de consistance I_c pour les alluvions anciennes du site de OUED OUCHAIAH. (toutes les zones)

$$\sigma'_c / \sigma'_o = 0.0067 \cdot I_c + 0.0048 \quad \text{avec } R = 0.47, \quad F = 2.83,$$
$$F_{0\gamma} = 3.285$$

Le rapport σ'_c / σ'_o est faiblement lié à l'indice de plasticité I_p et à l'indice de consistance I_c et les deux corrélations trouvées ne sont pas fiables.

Une recherche [13] du même type de corrélations a été faite sur des remblais expérimentaux [Remblais de Cran, Palavas les flots, Narbonne] et a conclu que le rapport σ'_c / σ'_o n'est pas lié étroitement à l'indice de consistance I_c , par contre il est une fonction croissante de l'indice de plasticité du sol (les sols de fondation des remblais étudiés ont un rapport de surconsolidation élevé).

Remarques et constatations:

Des figures relatives à des paramètres et à certaines zones ne sont pas représentées à cause du nombre réduits de points (nombre de valeurs inférieur à quatre).

Les corrélations trouvées pour les alluvions récentes et anciennes, ainsi que pour chaque zone du site étudié sont différentes, ce qui prouve que la variabilité naturelle du sol existe horizontalement et verticalement.

Conclusion

1. The first part of the document is a list of references.

CONCLUSION GENERALE

Le travail dont a fait l'objet cette thèse avait trait à deux aspects relatifs à l'étude d'un tronçon d'autoroute (radiale de oued OUCHAÏH). Le premier aspect était l'étude du site destiné au passage de l'autoroute d'un point de vue géotechnique avec une attention et un intérêt particulier pour l'étude de la stabilité et du comportement du sol, lorsqu'il est chargé par un remblai. Le second aspect était lié à la recherche de corrélations entre les paramètres de ce même sol, afin de l'identifier d'une manière générale. Le tronçon de route étudié a été décomposé en quatre zones bien distinctes, intercalées par des ouvrages d'art.

Les études géologique et géotechnique ont montré que le sol de la radiale, était très compressible, d'où la nécessité de placer un remblai compensant les déformations pouvant être induites par le passage de la route. L'étude de la stabilité du remblai, et les tassements de ce sol compressible ont conduit à mettre en évidence l'intérêt de construire le remblai par étapes, séparées dans le temps par une durée de cinq mois environ. Afin d'augmenter la vitesse de consolidation, une solution consistant à mettre un réseau de drains verticaux, a été envisagée. Ces drains sont disposés selon une maille carrée et distants d'un espacement L de 2.65m.

Cette étude globale et complète du remblai (en tenant compte des tassement secondaire et de celui dû aux déformations latérales), sur un sol compressible, pourra servir de référence à des cas similaires. Pour compléter ce travail, nous recom-

mandons de réaliser un remblai expérimental sur le site de OUED OUCHAIAH pour vérifier les calculs de tassements obtenus.

Sur la base des résultats obtenus par les essais de laboratoire et les essais en place, nous avons recherché des corrélations entre les paramètres du sol compressible du site de oued OUCHAIAH. Nos efforts de recherches de ces corrélations ont été surtout concentrés sur l'analyse des relations entres paramètres pris deux à deux. Nous avons réalisé pour cela un programme de calcul statistique, qui traite l'analyse de régressions multiples. Celle-ci permet de trouver les coefficients b_k des relations cherchées s'écrivant sous forme de: $Y = \sum_{i=1}^k b_i \cdot X_i + b_0$, et de calculer le coefficient de corrélation R. Une fois la relation trouvée, nous avons testé son degré de signification au seuil de 90%, afin de la considérer comme fiable ou non. Plusieurs corrélations entre les paramètres physiques entre eux, puis entre les paramètres physiques et mécaniques d'une part, et entre les paramètres des essais *in situ* d'autre part, ont été trouvés. Plusieurs d'entre elles, dont le coefficient R était élevé, ont vérifié la condition du test de signification de FISHER-SNEDECOR, et ont été jugées de ce fait fiables et satisfaisantes.

Le fait que certaines corrélations n'étaient pas bonnes (fiables) et ont été donc rejetées, peut être dû à:

- des mauvais prélèvements et au remaniement des échantillons.
- une mauvaise réalisation et manipulation des essais en laboratoire et *in situ*.
- des erreurs d'instrumentation et de lecture.
- une insuffisance du nombre de données.

Les corrélations trouvées dans cette étude ont bien montré la variabilité naturelle des propriétés du sol de OUED OUCHAÏH et son hétérogénéité, puisqu'elles étaient différentes d'une zone à une autre, et aussi bien en profondeur qu'au horizontalement.

Les corrélations que nous avons établies entre les paramètres du sol peuvent être généralisées aux sols ayant la même nature.

Des corrélations multiples utilisant plusieurs paramètres explicatifs (X_i) à la fois pour un ou plusieurs paramètres expliqués, peuvent être envisagées dans un futur travail en améliorant notre programme de calcul, et ce-ci en réalisant d'autres essais correspondants à d'autres paramètres.

En conclusion l'utilisation des corrélations constitue une technique très utile pour le progrès des études géotechniques de terrain, et son usage peut être recommandé, tant pour compléter des données que pour contrôler la vraisemblance des résultats des essais réalisés en place comme en laboratoire.

Bibliographie

[1] BAGHERY, S., MAGNAN, J.P, (1983), "Analyse probabiliste de la stabilité et des tassements des remblais du site expérimental de CUBZAC-LES-PONTS", laboratoire central des ponts et chaussés, PARIS, rapport de recherche LPC, N° 122, p.69.

[2] BJERRUM, L, (1973), "Problem of soil mechanics and construction of soft clay and structurally unstable soils", C.R. 8 ème congrès international de mécanique des sols, MOSCOU, VOL.3.

[3] BOURGES, F., MIEUSSENS.C, (1983), "Méthodes courantes de construction des remblais", "remblais sur sols compressibles", presse de l'ENPC.

[4] BOURGES, F., PAUTE, J.L, (1973), "Méthodes d'études utilisées pour les remblais expérimentaux, Bulletin de liaison LCPC. SETRA.

[5] BOURGES, F., MIEUSSENS.C, (1973), "remblais sur sols compressibles", Bulletin de liaison LCPC.

[6] BOURGES, F., (1973), "remblais sur sols compressibles", synthèse des recherches effectuées dans les labos des ponts et chaussées, ARO6, ouvrages en terre.

[7] BOURGES, F., CARRISSAN.M, (1969), "Etude des tassements de vase supportant des remblais", Annales des travaux publics de BELGIQUE, N°4.

[8] BOURGES, F., PAUTE.C, (1973), "remblais expérimentaux sur vases et argiles molles", étude des tassements. Bulletin de liaison LPC. pp 99-104.

[9] CAMBEFORT, R., (1984), "Introduction à la géotechnique", Ed. Eyrolles.

[10] CASSAN, M., (1988), "Les essais in situ en mécanique des sols. Réalisation et interprétation. CHAP XII. Ed. Eyrolles, PARIS, pp 509-573.

[11] CASSAN, M., (1978), "Les essais in situ en mécanique des sols. T.1 & T.2. Ed. Eyrolles.

[12] CASSAN, M., (1972), "Corrélations entre essais in situ en mécanique des sols", communication à la table ronde de l'école centrale de PARIS.

[13] COSTET, J., SANGLERRAT, G., (1987), "cours pratiques de mécanique des sols", T.1 & T.2, Ed. DUNOD.

[14] DATT, G., TOUZOT, G., (1984), "une présentation de la méthode des éléments finis".

[15] DJAFFER HENNI, A., (1991), "contribution à l'étude expérimentale des comportements des sols", Thèse de MAGISTER, ENP.

[16] DREYFUS, G., (1971) "Etude des remblais sur sols compressibles, recommandations des laboratoires des ponts et chaussée", Ed. DUNOD.

[17] GOURDIN, A., BOUMAH RAT, M., (1989) "Méthodes numérique appliquées".

[18] KARST, H., BOURGES, F., (1964) "Remblais sur sol compressible", Annales de l'ITBTP, N°203.

- [19] KARST, H., BOURGES, F., (1967) "Remblais sur sol compressible", bulletin de liaison des laboratoires routiers, N°23.
- [20] LUMB, P., (1966) "Variability journal soils", canadian geotechnical journal, vol.3, N°2, pp 74-97.
- [21] MAGNAN, J.P., (1983) "Calculs des tassements et des déformations horizontales sur sol de fondation", extrait de l'ouvrage "remblais sur sols compressibles". Presse de l'ENPC.
- [22] MAGNAN, J.P., (1984) "Remblais et fondations sur sol compressibles". Presse de l'ENPC.
- [23] MAGNAN, J.P., MIEUSSENS, C., (1978) "Comportement du remblai de CUBZAC LES PONTS", revue française de géotechnique. N°5, pp 23-36.
- [24] MAGNAN, J.P., MIEUSSENS, C., (1981) "Remblai sur sols compressibles: instrumentation et exploitation des mesures", bulletin de liaison du LCPC. N°115.
- [25] MAGNAN, J.P., (1982) "Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols", presse de l'ENPC.
- [26] MAGNAN, J.P., BAGHERY, S., (1982) "Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols, état de connaissance", rapport de recherche LPC, pp 109-192.
- [27] MAGNAN, J.P., (1982), "Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols", presse de l'ENPC, 203p.
- [28] MAGNAN, J.P., (1993), "Corrélation entre propriétés du sol", technique de l'ingénieur, article C218.

- [29] MANDAGARAN, B., (1973), "Calcul des contraintes dans un massif d'épaisseur limitée soumis à une charge trapézoïdale", rapport de recherche N°29, laboratoire central des ponts et chaussées.
- [30] MEIGH, A.C., (1987), "Cone penetration testing", CIRIA ground engineering report in situ testing.
- [31] MIEUSSENS, C., (1983), "Etude des sols essais en laboratoires, synthèse des résultats", Extrait de l'ouvrage "remblais sur sols compressibles"
- [32] MURRAY, R., (1983), "Probabilités et statistiques", série SCHAUM.
- [33] PAUTE, J.L., (1967), "Etude d'un remblai sur sol compressible avec utilisation de drains de sable. Remblai de Cran", bulletin de liaison des laboratoires routiers.
- [34] PILOT, G., KACMAZ, S., (1968), "abaques de calcul de stabilité des talus de remblai sur sols mous. Matériau de remblai frottant et cohérent", bulletin de liaison des laboratoires routiers, N°29.
- [35] PEIGNAUD, M., (1983), "reconnaitances des sols, prélèvements et essais en place"
- [36] RAULIN, P., TOUBOL, A., ROUQUES, G., (1974), "calcul de la stabilité des pente en rupture circulaire", LCPC, rapport de recherche LPC N°36.

[37] Revue geotechnique française N°15.

[38] RISKALLAH, M., ELNIMR, E., (1975), "applicability of regression analysis in soil mechanics with the help of data banks", proc., 2nd ICAP, Aachem, Sept., pp 423-439.

[39] SANGLERAT, G., GIELLY, J., LAREAL, P., (1972), "le pénétromètre statique et la compressibilité des sols", annales de l'institut technique du batiment et des travaux publics (FRANCE), N°298.

[40] SAPORTA, G., (1978), "Théories et méthodes de la statistiques". Ed. DUNOD.

[41] SCHLOSSER, F., (1973), "hypothèses et théories pour la prévision des tassements sur sols compressibles", bulletin de liaison LCPC-SETRA.

[42] TAVENAS, F., LEROUEIL, S., (1980), "the behavior of embankments on clay foundations", canadian geotechnical journal. vol.17, N°2, pp 236-260.

[43] VAN WANBECKE, A., (1975), "les corrélations entre caractéristiques geotechniques", annales des travaux publics de BELGIQUE.

[44] VAUTRAIN, J., (1976), "Reflexions sur la compressibilité des tourbes en normandie", bulletin de liaison LCPC, N°84, pp 101-111.

[45] VIDALIE, J.F., (1977), "relations entre les propriétés phisico-chimiques et les caractéristique mécaniques du sol compressible", LCPC, rapport de recherche LPC, N°65.

[46] EL RAMLI YOUSSEF, M., (1984), "relation ships between shear strength consolidation, liquid limit and plastic limit for re-moulded clays", procezdng of 6th international congres of soil mechanics and fondation engineering, vol 1, MONTREAL.

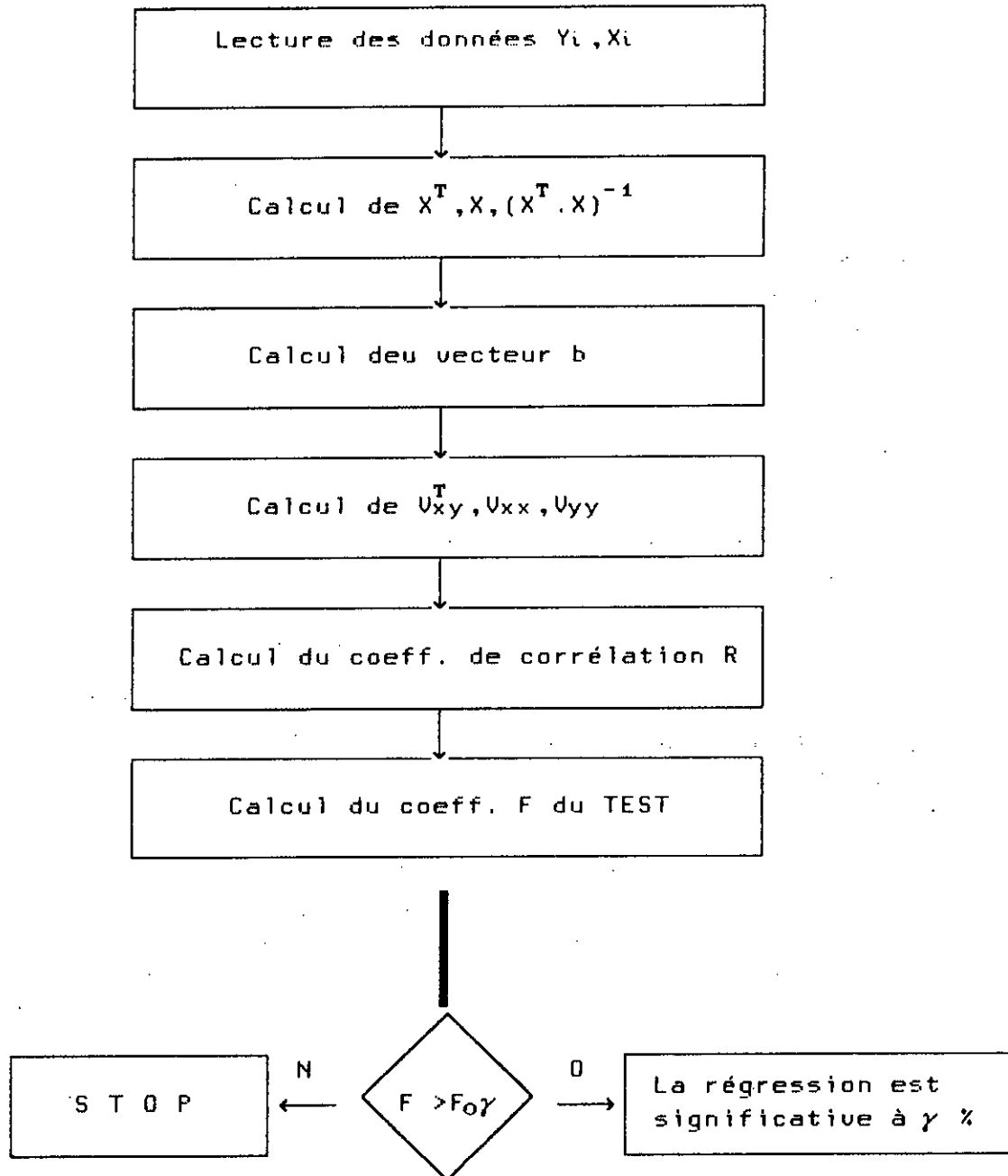
Annexe

ORGANIGRAMME

X:Matrice des valeurs explicatives.

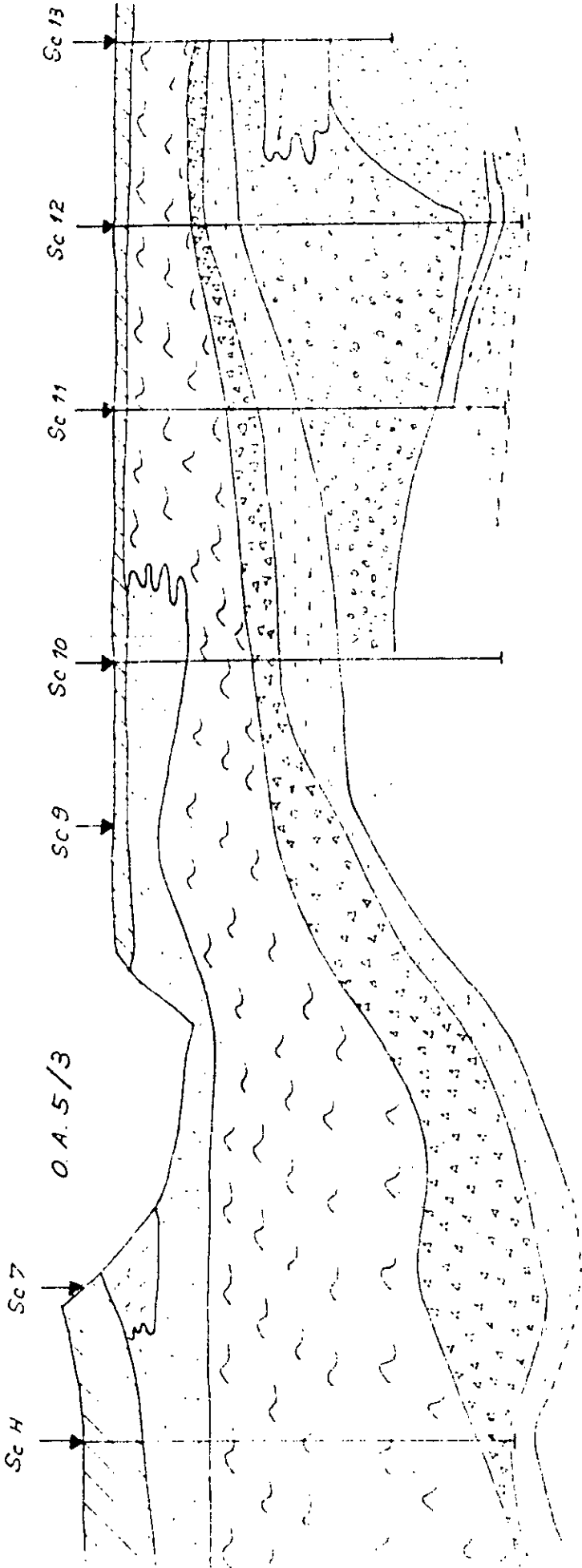
Y:Vecteurs des valeurs expliquées.

b:Vecteur des coefficients b_i de l'équation: $Y = \sum b_j.X_j + b_0$

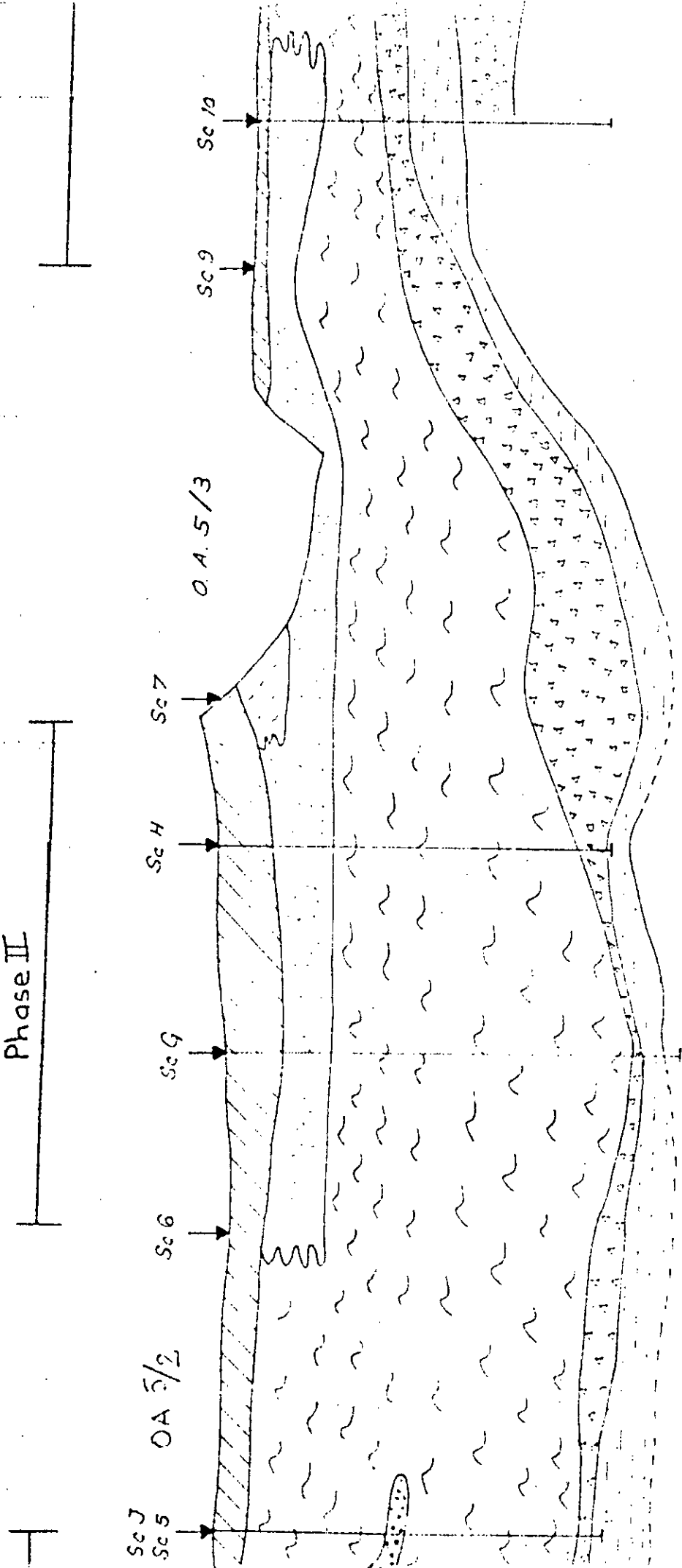


II

Phase I

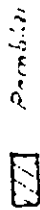


Phase II



Phase III

LEGENDE



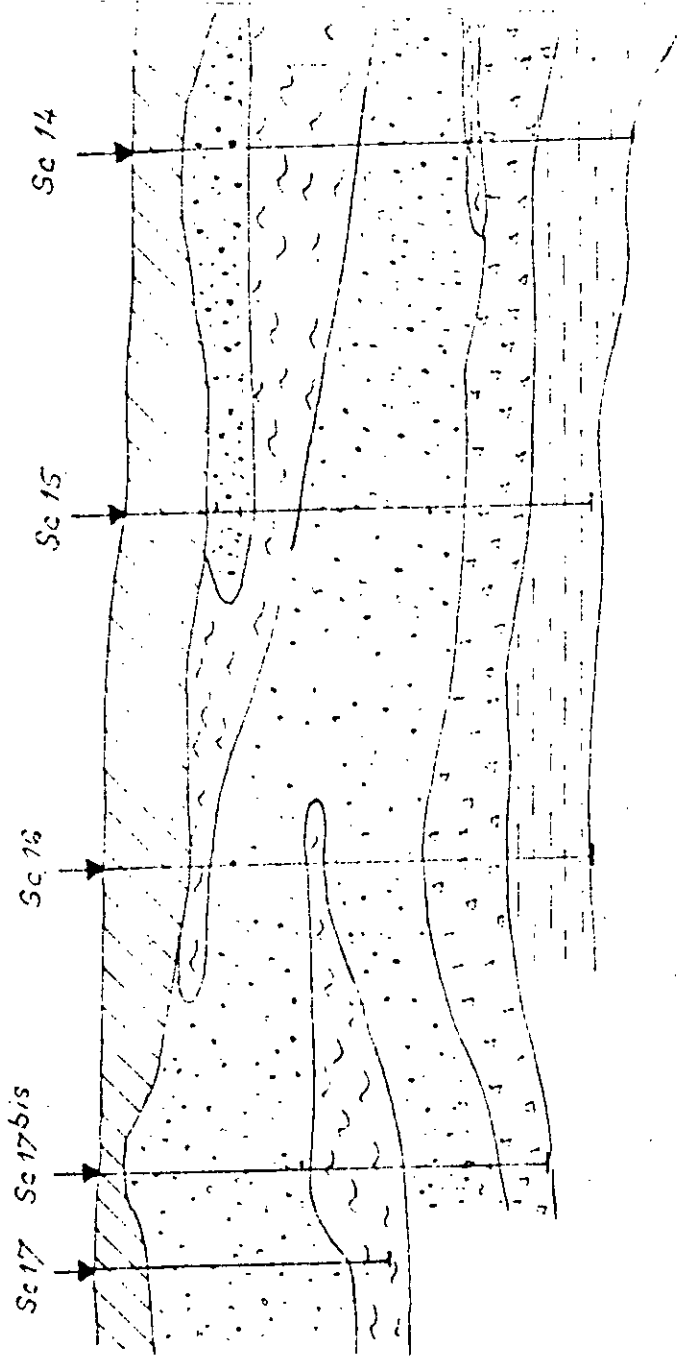
Prambidi

QUATERNAIRE
VAISE
OCEAN

- Stable
- High river
- Quaternary, fresh
- Carboniferous, fresh

QUATERNAIRE
VAISE
MORNE

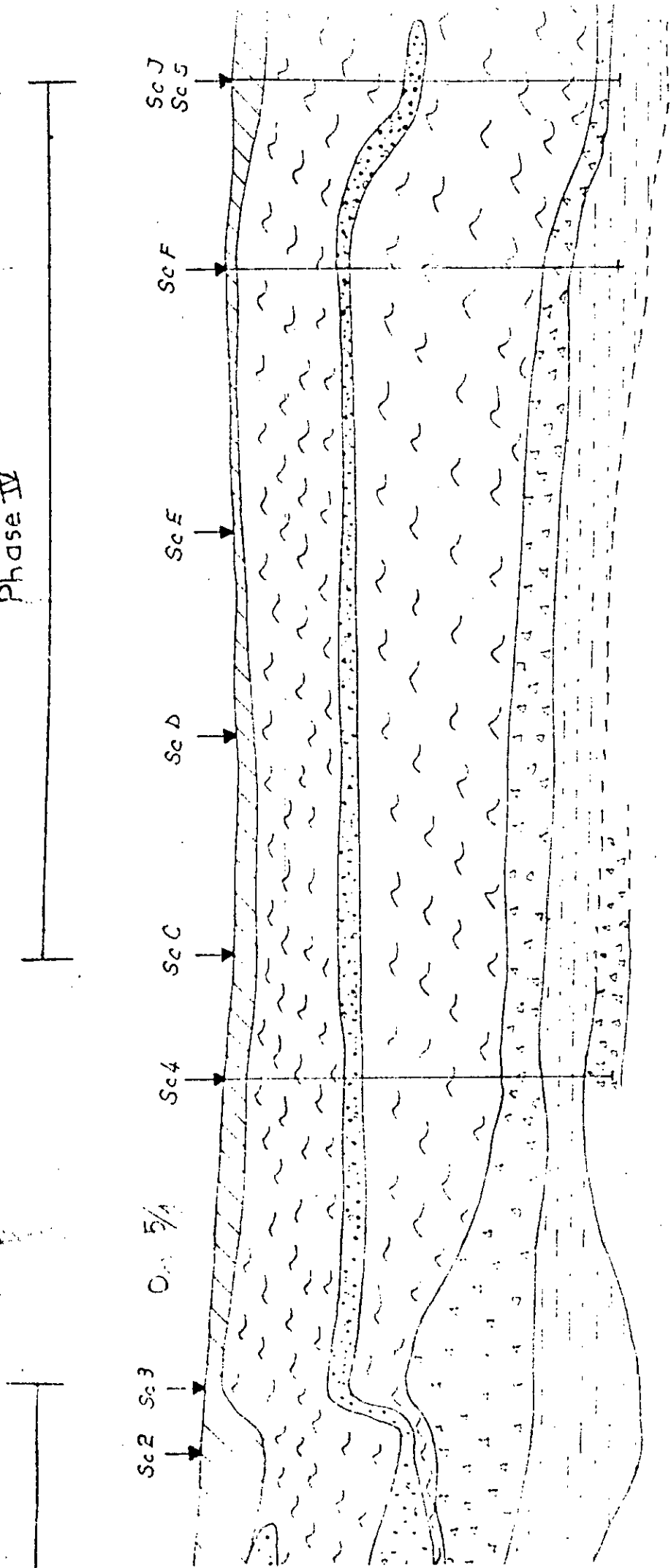
- Acute mountain, low
- Carboniferous, low
- Acute mountain, volcanic
- Coniferous, low



L : 17000
H : 1400

Echelle/s :

Phase IV



TAB.VII

couche	remb + sable	ab _I	ab _{II}	grav	aj _I	aj _{II}
hi (m)	6.80	3	3	2.4	2.8	2.8
z (m)	3.40	8.30	11.3	14.0	16.6	19.4
a/z	4.06	1.66	1.22	0.98	0.83	0.71
b/z	5.30	2.17	1.59	1.28	1.08	0.93
z _{II}	1.00	0.98	0.96	0.88	0.90	0.84
$\Delta\sigma_z$ (b)	1.38	1.35	1.32	1.21	1.24	1.15
Rp (b)	100	12.5	12.5	170	30	30
Eel (b)	156	63.5	63.5	410	102	102
Cc2 (%)	--	34	25	--	12	9
Cc1 (%)	--	5	5	--	3	4
e _o	--	1.05	0.79	--	0.58	0.56
σ'_c (b)	--	2.9	2.1	--	3.3	2.75
σ'_{vo} (b)	--	0.83	1.13	--	1.66	1.94
$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$ (b)	--	2.18	2.45	--	2.90	3.10
Δh_c (cm)	--	3.1	5	--	1.3	1.9

Soed = 11.3 cm.

TAB. VIII

couche	remb	ab _I	ab _{II}	ab _{III}	grav	aj
hi (m)	1.2	3.8	3.5	2.3	2.8	4.0
z (m)	0.60	3.10	6.75	9.65	12.2	15.6
a/z	21.3	4.13	1.90	1.33	1.05	0.82
b/z	30	5.81	2.67	1.86	1.50	1.15
zII	1	1	1	0.97	0.94	0.90
$\Delta\sigma_z$ (b)	1.28	1.28	1.28	1.24	1.20	1.15
Rp (b)	40	8	8	8	60	40
Eel (b)	124	53.6	53.6	53.6	168	124
Cc2 (%)	--	15	34	21	--	9
Cc1 (%)	--	3	5	3	--	4
e _o	--	0.58	1.05	0.63	--	0.56
σ'_c (b)	--	2.05	2.90	2.20	--	2.75
σ'_{vo} (b)	--	0.31	0.67	0.96	--	1.56
$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$ (b)	--	1.59	1.95	2.20	--	2.71
Δh_c (cm)	--	5.10	3.90	10.7	--	2.50

Soed = 22.2

TAB. IX

couche	remb	ab_I	ab_{II}	grav	a_j
h_i (m)	1.2	3	3	1.4	3.4
z (m)	0.6	2.7	5.7	7.9	10.3
a/z	20	4.44	2.10	1.52	1.16
b/z	30	6.60	3.20	2.30	1.70
zI_1	1	1	1	0.98	0.97
$\Delta\sigma_z$ (b)	1.20	1.20	1.20	1.17	1.16
R_p (b)	40	8	8	25	40
E_{el} (b)	124	53.6	53.6	91	124
Cc_2 (%)	--	15	15	--	12
Cc_1 (%)	--	1.9	1.4	--	1.4
e_0	--	0.68	0.65	--	0.59
σ'_c (b)	--	0.92	1.80	--	1.80
σ'_{vo} (b)	--	0.27	0.57	--	1.03
$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$ (b)	--	1.47	1.77	--	2.19
Δh_c (cm)	--	7.30	13.4	--	2.90

Soed = 23.6 cm

TAB. X

couche	remb	sable	ab _I	ab _{II}	grav	ab	grav	aj _I	aj _{II}
hi (m)	4	4.8	4	4	8	1.2	4	3.6	3.6
z (m)	2	6.4	10.8	14.8	20.8	25.4	28	31.8	35.4
a/z	9.8	3.06	1.81	1.32	0.94	0.77	0.70	0.62	0.55
b/z	9	2.81	1.67	1.22	0.86	0.71	0.64	0.57	0.51
zI ₁	1	0.99	0.97	0.94	0.88	0.85	0.80	0.76	0.72
$\Delta\sigma_z$ (b)	1.96	1.95	1.90	1.84	1.72	1.66	1.57	1.49	1.41
Rp (b)	35	12	17	30	40	30	40	30	30
Eel (b)	113	62.4	73.4	102	124	102	124	102	102
Cc2 (%)	19.5	--	27.5	26.6	--	10.6	--	14	15.2
Cc1 (%)	3	--	7.2	3.8	--	1.1	--	8.4	4
e ₀	0.73	--	0.79	0.86	--	0.52	--	0.6	0.59
σ'_c (b)	1.75	--	1.3	2.1	--	2.4	--	2.55	1.9
σ'_{vo} (b)	0.2	--	1.08	1.48	--	2.54	--	3.18	3.54
$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$ (b)	2.16	--	2.98	3.32	--	4.20	--	4.67	4.95
Δh_c (cm)	10.68	--	23.43	12.6	--	1.82	--	5.24	5

Soed = 58.78 cm.

TAB. XI

couche	remb.	ab _I	ab _{II}	sable	aj _I	aj _{II}	aj _{III}	grav.
hi (m)	3.2	7	7	2	6	6	6	2
z (m)	1.6	6.7	13.7	18.2	22.2	28.2	34.2	38.2
a/z	12.5	2.98	1.5	1.1	0.9	0.71	0.58	0.52
b/z	11.25	2.7	1.31	0.99	0.81	0.64	0.53	0.47
2I1	1	0.99	0.93	0.91	0.87	0.80	0.74	0.69
$\Delta\sigma_z$ (b)	2	1.98	1.86	1.82	1.74	1.60	1.48	1.38
Rp (b)	20	12	12	20	18	18	18	20
Eel (b)	80	62.4	62.4	80	75.6	75.6	75.6	62.4
Cc2 (%)	19.5	20	18	--	44	45	45	--
Cc1 (%)	3	6	6	--	7	11	11	--
eo	0.73	0.87	0.69	--	1.32	1.27	1.27	--
σ'_c (b)	1.75	1.65	1.25	--	1	0.65	0.65	--
σ'_{vo} (b)	0.6	0.67	1.37	--	2.22	2.82	3.42	--
$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$ (b)	2.16	2.65	3.23	--	3.96	4.42	4.90	--
Δh_c (cm)	9.09	24.2	27.8	--	28.6	23.2	18.6	--

Soed = 150.16 cm