

11/94

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE AUX UNIVERSITES
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة الفنون
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

THEME

**CONSOLIDATION
PAR DRAINS VERTICAUX**

PRESENTE PAR

Melle KADI Karima
Mr BENATSOU Zoubir

DIRIGE PAR

Mr S. BELKACEMI

PROMOTION JUILLET 94

~ ~ ~ DEDICACES ~ ~ ~

A mes chers parents pour leur patience et leur
présence tout le long de ma scolarité .

A mes soeurs , à mon frère et mes ' beaux-frères '

A ASMA , KARIM , et ABDELJALIL

A toute ma famille

A toi ' H. M. M '

A mes chères amies NAJLA et FARIDA

Et toutes les personnes qui me sont proches

A mon binôme ZOUBIR

Je dédie ce modeste travail .

Karima
~

A ma mère et mon père pour avoir supporté mes humeurs
durant ces longues années d'études .

A mes soeurs , à mes frères

A NINA et RAYAD

A mon binôme KARIMA

et tous mes amis (ies)

je dédie ce modeste travail.

Zoubir
~

~ ~ ~
REMERCIEMENTS
~ ~ ~

Nous remercions vivement Monsieur S.BELKACEMI pour le suivi et les conseils précieux dont il nous a fait bénéficier tout au long de l'élaboration de ce travail.

Que le personnel de la bibliothèque et celui du centre de calcul trouvent ici notre reconnaissance la plus distinguée pour l'aide qu'ils nous ont apporté.

Nous tenons à remercier tout particulièrement nos amis KAMEL, HAKIM et M'HAMED pour leur aide ainsi que leur soutien moral.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'acheminement de ce mémoire , nous exprimons notre gratitude .

Enfin, merci à nos enseignants qui ont assuré notre formation durant ces cinq années d'études .

ملخص

من أجل إحداث أقصى الأثر من الهبوط الأوي لتربة تشدبدة الإنضغاط و منحها مقاومة أكبر للحمل السطحي مدة زمنية قصيرة يمكن اللجوء إلى طريقة الرشح بإستعمال المعجلات الشافولية. هدف هذه الأطروحة، دراسة الإرتصاص الثلاثي الأبعاد حول معجف شافولي.

لهذا الغرض، أنجز برنامج آبي، بإستعمال طريقة الفروقات المتناهيية حسب مخطط كرونك-نيكولسون لحساب تطور الضغط المتساوي ودرجة التشديد عبر الزمن، إضافة إلى دراسة تأثير عدد طبقات التربة و نشوه بنيتها، و تأثير التغير الزمني للعمولة أثناء الإنضغاط.

كما قورنت أمثلة عديدة مع ما توصل إليه باحثون آخرون.

RESUME : Lorsqu'on veut engendrer la plus grande partie du tassement primaire d'un sol compressible et lui conférer une force portante dans les meilleurs délais, la technique des drains verticaux se révèle parfois indispensable.

Après une synthèse bibliographique des travaux antérieurs sur la pratique des drains verticaux, une analyse tridimensionnelle de la consolidation autour du drain a été traitée.

Un programme utilisant l'approche des différences finies a été développé, pour déterminer l'évaluation des pressions interstitielles et du degré de consolidation au cours du temps.

L'effet de la stratification, du remaniement du sol drainé ainsi que la variation du chargement pendant la consolidation ont été analysés.

Plusieurs exemples sont traités et les solutions sont comparées à celles présentées par d'autres auteurs.

ABSTRACT: In order to induce the most part of primary settlement and to confer a higher bearing capacity to compressible soils, the vertical draining technic could be used.

After litterature synthesis, a three dimensional analysis of consolidation arround the drain was treated.

A computer code using CRANK-NICOLSON finite differences scheme was developed to dertermine the evolution of excess for pressures and distribution of average degree of consolidation in time.

In order to calibrate the computer code, several examples were treated and compared to different authors results.

T A B L E D E S M A T I E R E S

INTRODUCTION GENERALE , 2

Chapitre préliminaire

TRAVAUX ANTERIEURS , 7

- 1 - Les années de développement , 8
- 2 - Evolution des méthodes théoriques de calcul , 9
- 3 - Les années de reflexion sur l'efficacité des drains de sable , 11
- 4 - Développement des drains préfabriqués , 13

Première partie

EXECUTION DES DRAINS VERTICAUX , 14

- 1 - INTRODUCTION , 15
- 2 - GENERALITES , 15
 - 2.1 Principe de fonctionnement , 15
 - 2.2 Implantation , 16
- 3 - METHODES D'EXECUTION , 17
 - 3.1 Introduction , 17
 - 3.2 Drains de sable , 18
 - a) Méthode du tube lancé , 19
 - b) Méthode de forage à la tarière , 20
 - c) Méthode du tube fermé battu , 20
 - 3.3 Drains préfabriqués , 22
 - a) Drains de carton , 23
 - b) Drains de sable préfabriqués , 23
 - c) Géodrains , 23
- 4 - EFFICACITE DES DRAINS VERTICAUX , 24
 - 4.1 Introduction , 24
 - 4.2 Principaux facteurs de l'efficacité des drains , 25
 - 4.3 Les drains sont-ils indispensables ? , 25
 - a) Coefficient de permeabilite , 27
 - b) Coefficient de consolidation , 29
 - 4.4 Contrôle d'efficacité , 30

CONCLUSION , 32

Dixième partie

HYPOTHESES ET MISE EN EQUATIONS , 33

1 - HYPOTHESES DE BASES , 34

2 - FORMULATION DES EQUATIONS GOUVERNANT LE PROBLEME DE LA CONSOLIDATION TRIDIMENSIONNELLE , 38

3 - TRAITEMENT NUMERIQUE DE LA CONSOLIDATION TRIDIMENSIONNELLE DANS L'HYPOTHESES DE DEFORMATIONS LIBRES , 45

3.1 Cas tridimensionnel , 45

3.2 Consolidation radiale , 54

3.3 Cas unidimensionnel ,

3.4 Degré de consolidation ,

3.5 Consolidation sous un chargement variable ,

CONCLUSION ,

Troisième partie

ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS ,

1 - INTRODUCTION ,

2 - EXEMPLES TESTS , 71

2.1 Consolidation unidimensionnelle , 71

2.2 Consolidation avec drains verticaux , 74

2.3 Consolidation tridimensionnelle , 78

3 - CONSOLIDATION DES SOLS STRATIFIES , 79

4 - EFFET DU REMANIEMENT AUTOUR DU DRAIN , 80

5 - CHOIX DU MATERIAU DRAINANT , 81

PERSPECTIVES

Quatrième partie

DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX DE DRAINS

PAR UTILISATION DES ABAQUES , 84

CONCLUSION , 87

BIBLIOGRAPHIE , 89

ANNEXES ,94

LISTE DES ANNEXES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

- ANNEXE - A - Liste des sous - programmes .
ANNEXE - B - Organigramme .
ANNEXE - C - Principales variables du programme .
ANNEXE - D - Listing .
ANNEXE - E - Notice d'exploitation du programme .
ANNEXE - F - Exemples d'application .

LISTE DES SYMBOLES

| | |
|------------|---|
| d | Diamètre du drain |
| D | Diamètre de la zone d'influence |
| N | Rapport D/d |
| R | Distance d'un point à l'axe du drain |
| H | Epaisseur de la couche compressible |
| Z | Profondeur d'un point compté positivement à partir de la surface supérieure de la couche compressible |
| C_r | Coefficient de consolidation radiale |
| C_v | Coefficient de consolidation verticale |
| T_r | Facteur temps radial |
| T_v | Facteur temps vertical |
| t | Temps de calcul |
| $q(t)$ | Pression appliqué par l'ouvrage |
| u | Surpression interstitielle |
| t_c | Temps de chargement |
| \bar{u} | Pression interstitielle moyenne |
| U | Degré de consolidation moyen |
| k_r | Perméabilité suivant la direction radiale |
| k_v | Perméabilité suivant la direction verticale |
| ΔR | Pas de transition radiale |
| ΔZ | Pas de transition verticale |
| Δt | Pas de transition du temps |
| i | Indice correspondant au découpage suivant R |
| j | Indice correspondant au découpage suivant Z |

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION GENERALE

Depuis longtemps, le terme de sol compressible (ou mou) est entré dans le langage des mécaniciens des sols sous une définition quantitative bien précise.

Un sol mou est un sol dont la résistance au cisaillement est assez faible, un sol qui subit des tassements relativement importants sous le poids des ouvrages usuels.

En d'autres termes, c'est un sol qui pose des problèmes de stabilité et de tassement.

On exclura de la catégorie des sols compressibles, tous les sols grenus (limons, sables lâches) pour lesquels les déformations sont pratiquement instantanées.

Pour les argiles saturées où l'eau interstitielle ne peut s'échapper, la compressibilité du squelette minéral est généralement si importante par rapport à la compressibilité de l'eau, que pratiquement tout accroissement de la pression appliquée, se transforme en un excès de pression dans l'eau interstitielle.

Si le drainage est possible, les gradients hydrauliques qui en résultent amorcent un écoulement d'eau hors de la masse d'argile et l'ensemble commence à se comprimer.

Ce phénomène qui consiste en une compression progressive, accompagnée d'une expulsion d'eau et d'un transfert graduel de la pression appliquée, de l'eau interstitielle au squelette solide, s'appelle la "CONSOLIDATION".

Si la vitesse de compression ne dépend que de la résistance à l'écoulement de l'eau sous les gradients hydrauliques existants, le phénomène est appelé "CONSOLIDATION PRIMAIRE".

Lorsqu'il s'est écoulé un temps suffisant, l'excès de pression interstitielle tend vers zéro mais le volume de la masse d'argile continue à diminuer pour donner naissance à un phénomène appelé "COMPRESSION SECONDAIRE" estimé souvent comme étant fonction logarithmique du temps.

La compressibilité des sols est un facteur indésirable tant sur le plan technique que sur le plan économique. On pourrait, bien sûr, en pareil cas, trouver un nouveau site, mais des considérations étrangères à la géotechnique dictent souvent l'emplacement d'une construction. L'ingénieur est alors forcé de modifier sa conception de l'ouvrage en tenant compte de ces conditions : il peut choisir d'adapter les fondations aux conditions géotechniques du site ou d'améliorer les propriétés des sols en question en les "stabilisant". Selon les circonstances, cette dernière solution pourrait être plus économique que la première. Les procédés de stabilisation peuvent être "mécaniques" ou "chimiques". Dans certains cas, on a même eu recours à des procédés "thermiques" ou "électriques".

La principale erreur dans le choix des méthodes consisterait à classer les méthodes en deux catégories : les bonnes et les mauvaises en fonction, par exemple, d'expériences heureuses ou malheureuses; alors que le succès d'une méthode dépend de tout un ensemble de paramètres liés à chaque cas spécifique tel que :

- * L'importance de l'ouvrage pour lequel les tassements et les vitesses de tassement admissible sont fixés. "Demander un tassement nul est généralement pas réaliste".

- * Le temps disponible pour la réalisation du projet. Plus cet intervalle est court, plus délicate sera la technique la mieux adaptée.

- * Le facteur économique pour lequel le coût d'une méthode de construction doit être calculée en prenant en considération les dépenses occasionnées pour la technique choisie, l'incidence économique de la durée des travaux et gêne de l'utilisateur,...

L'accélération de la consolidation peut être une technique utile dans la construction des remblais de routes et d'aéroports sur sols compressibles pour s'assurer que la plus grande partie des tassements se produira au cours de la construction, et non après. Elle peut également être utilisée dans la construction de barrages sur sol mou pour accélérer la vitesse à laquelle la résistance au cisaillement de sol de fondation s'améliore avec la consolidation, permettant de ce fait une construction plus rapide.

La première théorie de la consolidation des sols, publiée par TERZAGHI en 1925, a montré qu'un paramètre très important pour la vitesse de déroulement du phénomène, est la "distance de drainage", c'est-à-dire la plus grande distance que l'eau interstitielle doit parcourir pour sortir de la couche de sol.

Pour les couches de sol très épaisses, on a eu l'idée de diminuer les distances de drainage et donc les temps de consolidation en insérant dans le sol des éléments drainants verticaux. En outre, cette technique est particulièrement justifiée du fait que la perméabilité horizontale des sols est supérieure à sa perméabilité verticale, notamment dans les dépôts stratifiés.

L'utilisation de drains de sable, et plus récemment de drains préfabriqués, pour le drainage profond des sols, est actuellement l'une des techniques les plus répandues.

L'objet de ce présent travail, prolongeant des travaux antérieurs, vise à mieux connaître l'efficacité des drains verticaux en tant que moyen d'accélérer la consolidation, en introduisant, outre la théorie classique de Terzaghi, de nouvelles approches découlant d'une étude bi-et tridimensionnelle.

On présentera une solution du problème, par la méthode des différences finies, pour un sol monocouche et multicouche (statifié) en tenant compte de l'effet de remaniement sur la périphérie du drain et d'une loi de chargement quelconque, permettant ainsi le calcul de la surpression interstitielle en tout point de l'espace considérée - le sol -, et du degré de consolidation moyen à chaque instant.

Dans la première partie de ce travail, on présentera une synthèse bibliographique consacrée aux méthodes d'exécution des différents types de drains et au contrôle de leur efficacité. Elle permettra, en outre, de se faire une idée globale des techniques et moyens utilisés pour la réalisation des chantiers de drains.

Dans la seconde partie, consacrée aux développements numériques, on présentera les hypothèses de base pour l'étude unidimensionnelle, radiale et tridimensionnelle. Les équations de consolidation seront discrétisées en différences finies pour un sol monocouche et multicouches en considérant les zones d'interface.

Une confrontation des résultats présentés par le programme d'une part, et par les résultats analytiques d'autre part pour un cas simple (sol monocouche avec chargement simple), semble nécessaire avant l'inclusion de toute hypothèse nouvelle où la confrontation entre solutions numériques et analytiques ne sera pas possible.

Des applications numériques et des abaques permettant un dimensionnement de réseaux de drains verticaux, feront l'objet du dernier chapitre.

Dans le but d'approfondir nos connaissances sur l'utilisation des drains verticaux pour l'accélération de la consolidation des sols compressibles, il nous a semblé nécessaire d'entamer ce présent travail par un chapitre préliminaire consacré aux travaux antérieurs.

CHAPITRE PRELIMINAIRE

TRAVAUX ANTERIEURS

1 - LES ANNEES DE DEVELOPPEMENT

L'idée des drains de sable n'est guère récente. Selon CAQUOT et KERIZEL (1966), l'idée est due au capitaine du génie français MOREAU (1832) qui a montré leur double fonction sous charge : essorer le terrain et lui conférer une force portante.

Par contre, dans la littérature anglo-saxonne, l'origine des drains verticaux est fixée à 1925, date à laquelle D.E. MORAN a proposé l'utilisation de drains de sable pour stabiliser les sols profonds, obtenant ainsi un brevet en 1926 pour ce procédé.

Cette idée a entraîné des études en laboratoire et en place effectuées entre 1933 et 1934 par la "California Division of Highways"; les échantillons traités avec les drains se sont consolidés vingt à vingt-cinq fois plus vite que l'argile sans drains (Johnson 1970).

Ces résultats encourageant ont permis la réalisation de la première plate-forme d'essai, dans l'histoire des drains verticaux, en 1934 à "Beatrice Marsh", sur l'autoroute côtière de la Californie, dans une zone d'argile molle limoneuse.

ROWE (1968) a rapporté qu'un tassement irrégulier atteignant 30 cm s'y est produit au cours des quatre années précédentes; or un réseau de drains de 30 cm, espacés de 3 m est mis en place par forage rotatif, a permis d'observer un tassement immédiat de 7,50 cm. Cette constatation a permis de conclure que les drains verticaux ont fonctionné de façon satisfaisante.

A la suite de ce succès, les drains de sable furent utilisés de plus en plus, d'abord dans l'ouest des Etats Unis sous l'égide de la "California Division of Highways", puis dans l'Est des Etats Unis grâce au "Corps of Engineers".

Le développement fût tel qu'en 1948, on a noté l'achèvement de vingt deux projets comportant près de 340.000 mètres de drains de diamètre compris entre 45 et 60 cm espacés de 3 mètres et réalisés par les méthodes du tube fermé battu et du tube lancé.

Entre 1950 et 1951, 1.500.000 mètres de drains de sable ont été mis en place sur 32 km de l'autoroute "New-Jersey". Cette opération était, à elle seule, plus importante que l'ensemble de toutes les opérations des quinze années précédentes.

Le succès des drains de sable s'est poursuivi depuis cette époque à un rythme d'autant plus élevé que l'on disposait depuis les années 1940 de méthodes de calcul adaptées.

2 - EVOLUTION DES METHODES THEORIQUES DE CALCUL

Lors des premières utilisations des drains de sable verticaux, on ne disposait d'aucune méthode de calcul théorique. Les projets étaient établis d'une manière empirique avec utilisation désordonnée des drains de sable dans les sols les plus variés et avec les techniques d'exécution les plus diverses.

A la suite des travaux exécutés sous la direction de K.TERZAGHI, "RENDULIC" 1935 a présenté la solution analytique du problème de la consolidation radiale, en se basant sur la solution de l'équation différentielle de la propagation radiale de la chaleur présentée par GIOVER (1930).

RENDULIC a supposé que les déformations du squelette minéral du sol sont linéaires, que le sol est saturé d'eau incompressible, et que l'écoulement de l'eau est conforme à la loi de Darcy. De plus, les déformations de la surface du sol sont libres et dépendent uniquement de la distance à l'axe du drain.

Dans le cadre des travaux prolongeant les travaux de RENDULIC, BARRON (1948) a publié une étude portant sur l'effet du remaniement périphérique autour des drains, de l'effet de la

perméabilité du matériau utilisé pour la construction du drain et l'influence de l'hypothèse faite sur le mode de déformation de la surface du sol (déformations libres ou uniformes), tout en maintenant le reste des hypothèses de RENDULIC.

Après un tel développement, le problème de la consolidation par drains de sable est remis en question lorsqu'on a observé sur certains sites équipés de drains que l'on a sous-estimé l'efficacité des drains en ignorant l'écoulement vertical de l'eau interstitielle et en se basant seulement sur la théorie radiale de BARRON pour la prévision du degré de consolidation. Une formulation tridimensionnelle est devenue alors nécessaire.

Pour ce faire, CARILLO (1947) a proposé une méthode pratique de résolution du problème de la consolidation tridimensionnelle, tout en évitant les complexités de la résolution analytique. La méthode consiste à décomposer le problème général de la consolidation radiale et verticale, en deux problèmes distincts correspondant à la consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI (1923) et à la consolidation radiale de RENDULIC (1935) puis BARRON (1942).

Dés 1960, les études théoriques ont connu une évolution remarquable par rapport aux théories classiques. Les facteurs et hypothèses pris en compte sont devenus d'ailleurs de plus en plus complexes en parallèle avec l'évolution de la mécanique des sols international.

Le grand nombre des hypothèses possibles aujourd'hui, interdit pratiquement toute description synthétique des théories existantes, mais cela n'empêche de citer quelques modifications des hypothèses de base de Rendulic et Barron introduites dans les études modernes :

* Modification de la loi de déformation du squelette : l'élasticité linéaire est remplacée par une relation non-linéaire "déformation logarithmique de la contrainte effective".

Certains auteurs tenant de plus en plus compte du fluage du squelette solide .

* Modification de l'hypothèse du sol saturé d'eau incompressible : la non-saturation du sol est traduite en termes de "compressibilité apparente" du mélange d'eau et de gaz qui sature les pores du sol. Ceci entraîne l'utilisation d'un coefficient de compressibilité du liquide interstitiel.

* Modification de l'hypothèse de la loi de DARCY dans deux directions : par HANSBO (loi $V = ki^n$ au lieu de $V = ki$) et par ABELEV (loi $V = k (i - i_0)$ au lieu de $V = ki$) . De nombreux chercheurs supposent d'autre part que le coefficient de perméabilité k est une grandeur variable dont la valeur dépend de l'indice des vides.

Les expressions analytiques, devenues de plus en plus complexes, ont conduit à l'introduction des méthodes numériques pour la résolution de la consolidation tridimensionnelle. RICHAR (1957) a présenté, pour la première fois, la solution du problème de la consolidation d'un multicouche en tenant compte de la variation des paramètres au cours du temps, par la méthode des différences finies.

La méthode des éléments finis a été introduite par SANDHU et WILSON (1969) dans l'analyse numérique des problèmes de consolidation.

Depuis cette époque, elle a été utilisée dans de nombreux centres de recherches pour l'étude des phénomènes de consolidation bi et tridimensionnelle.

3 - ANNEES DE REFLEXION SUR L'EFFICACITE DES DRAINS DE SABLE

La nécessité d'un réexamen d'utilisation des drains verticaux a été ressentie après des années d'utilisation désordonnée dans les sols les plus variés et avec les techniques d'exécution les plus diverses : si les ouvrages sur drains s'étaient en général comportés de façon satisfaisante, dans

beaucoup de cas le comportement des drains s'était avéré très différent des prévisions des calculs et les incidents advenus sur d'autres chantiers rappelaient périodiquement que l'utilisation des drains de sable n'était pas encore une technique sûre.

Le problème se posait sur la mise au point d'une synthèse permettant la restriction d'utilisation des drains de sable aux cas où ils son strictement nécessaires.

En effet dans presque tous les cas où l'on a cherché à évaluer le comportement des drains, les mesures ont été comparées à des prévisions fondées sur des résultats théoriques, avec des coefficients de consolidation déterminés à l'oedomètre, au lieu de comparer le comportement des zones traitées avec différents réseaux de drains avec une zone dépourvue de drains.

On a jugé les drains de sable efficaces parceque le tassement s'était stabilisé à la date prévue par le calcul alors qu'une zone dépourvue de drains se serait consolidée aussi vite : cette appréciation trompeuse est due à une mauvaise détermination des propriétés du sol et l'absence des confrontations des résultats sur un site expérimental.

En outre beaucoup de sites qui donnent de faibles valeurs de la cohésion non drainée et sont, par conséquent, considérés comme nécessitant un consolidation, peuvent être en fait les plus capables de se consolider de façon naturelle malgré les résultats trompeurs des essais de consolidation sur échantillons qui peuvent être dûs à un ramollissement du sol lors du prélèvement.

Pour ces raisons il fallait créer des sites expérimentaux pour l'étude et l'analyse de l'efficacité des drains verticaux.

Le premier site experimental réalisé, est celui de "Ska-Edeby" sur une île située à 25 km à l'ouest de Stocholm, où l'Institut Géotechnique Suédois poursuit encore des expérimentations commencées en 1957.

Aujourd'hui, par rapport aux deux périodes précédentes qui ont vu l'expansion puis un réexamen des drains verticaux, de nouvelles perspectives sont apparues, notamment après le consensus ressenti dans la nouvelle littérature sur les conditions d'emploi des drains verticaux et le développement d'outils pratiques pour le dimensionnement des réseaux de drains (abaques en particulier).

4 - DEVELOPPEMENT DES DRAINS PREFABRIQUES

Pour remplacer les drains de sable qui demandent des travaux importants pour l'extraction, le transport du sable et l'exécution des drains, l'Institut géotechnique Suédois a imaginé, en 1939, d'utiliser des drains de CARTONS de section 3 x 100 mm parcourus par des canaux longitudinaux de 3 mm² de section.

Ces drains ont été utilisés pour la première fois en 1947 pour consolider des sols argileux et tourbeux lors de la construction de l'aéroport de Stockholm.

Depuis, leur usage s'est beaucoup répandu dans le monde malgré qu'il ne s'y trouve aucune publication à caractère théorique permettant le calcul de ces drains (le calcul se fait par estimation à un drain de sable de 5 cm de diamètre).

Après le succès des drains de carton, la tendance à remplacer les drains de sable verticaux s'est poursuivie pour donner naissance au GEODRAIN dont l'âme est en polythène et l'enveloppe en papier filtre. Ce procédé a été développé en Suède et présenté pour la première fois au Congrès International de Mécanique des Sols de Moscou en 1973.

Le développement des drains préfabriqués en vraie grandeur ne s'est ressenti qu'à partir de 1976 où un très grand nombre de drains appelés : ALIDRAIN, MEBRA DRAIN, DESOL,....sont apparus sur le marché d'Europe Occidentale et du Japon, se livrant ainsi à une concurrence commerciale acharnée.

PREMIERE PARTIE

EXECUTION DES DRAINS VERTICAUX

1 - INTRODUCTION

Dans le cas où une amélioration du sol de fondation est nécessaire, il est très fréquent que le recours à la technique des drains verticaux se révèle indispensable.

La technologie de mise en place des drains ainsi que les méthodes de calcul de la consolidation dans leur voisinage sont largement traitées et analysées (Magnan, décembre 81), mais il n'en demeure pas moins que bien des aspects de cette technique restent très délicats, tant en ce qui concerne le choix des caractéristiques physiques du sol, le contrôle d'exécution, le contrôle d'efficacité, etc ...

Dans ce chapitre, nous avons tenté de faire un tour d'horizon aussi général que possible, des moyens et méthodes d'exécution des drains verticaux, dans le but d'étudier la consolidation du sol autour des drains.

2 - GENERALITES

2.1 - PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

L'analyse mathématique de la consolidation unidimensionnelle des sols a montré qu'un paramètre très important pour la vitesse de déroulement du phénomène, est la " distance de drainage " , c'est-à-dire la plus grande distance que l'eau interstitielle doit parcourir pour sortir de la couche du sol.

Pour les couches très épaisses, on réduit la longueur des chemins de drainage et donc les temps de consolidation, en insérant dans le sol des éléments drainants verticaux.

Dans le cas le plus simple d'une couche de sol saturée, chargée uniformément, la consolidation verticale autour des drains est contrôlée d'une part par la perméabilité horizontale et

verticale du sol (qui détermine la vitesse d'expulsion de l'eau interstitielle) et d'autre part par la déformabilité verticale du squelette.

A ces paramètres mécaniques du sol, s'ajoutent naturellement les données géométriques du problème (forme, dimensions, et distance des drains, épaisseur de la couche drainée, ...) et les conditions aux limites du problème (condition de drainage, condition de déformation de la surface du sol).

2.2 - IMPLANTATION

Les drains verticaux se disposent généralement selon une distribution en triangles équilatéraux ou en carrés (fig .2.2.1).

On a aussi utilisé des distributions rectangulaires ou en triangles isocèles dans certains cas où l'on cherchait surtout à limiter la diffusion horizontale des pressions interstitielles en dehors de la zone couverte par le remblai.

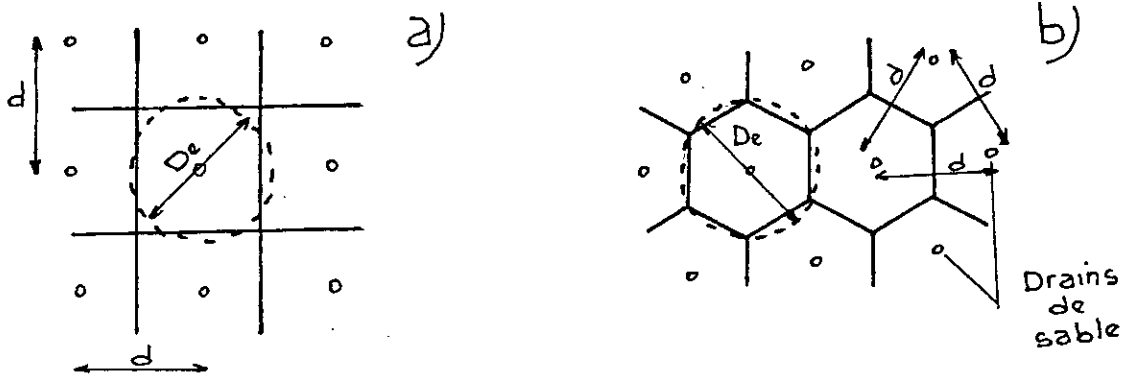


Fig.2.2.1 Implantation des drains verticaux avec indication de la zone d'influence des drains et du cylindre équivalent.

- a) Distribution à mailles carrés
- b) Distribution à mailles triangulaires.

Le diamètre effectif "De" est le diamètre moyen de la zone d'influence de chaque drain.

La relation existant entre le diamètre effectif (De) et la distance entre les drains (L) est la suivante:

- * Distribution carrée : $De = 1.128 L$
- * Distribution triangulaire : $De = 1.050 L$

La distribution la plus économique est celle des triangles équilatéraux (Barron, 1948) (d'après Justo Alpanez, 1968)

Une couche drainante (généralement constituée de sable) permettra l'évacuation de l'eau des drains vers l'extérieur (fig.2.2.2).

Elle sera mise en place avant l'exécution des drains pour servir de plate forme de travail dans tous les cas où la portance du sol est insuffisante.

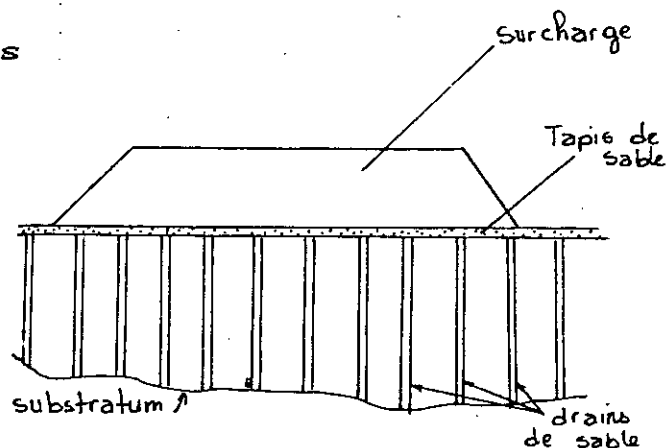


Fig.2.2.2 Coupe d'un projet de drains.

Dans les autres cas, la couche drainante sera exécutée après pour supprimer les précautions supplémentaires qu'il faut prendre pour éviter sa pollution lors du forage des drains sans refoulement du sol.

L'épaisseur du tapis drainant varie de 0.4 m à 1 m.

3 - METHODES D'EXECUTION

3.1 - INTRODUCTION

La description des différentes méthodes d'exécution des drains verticaux peut laisser le lecteur hésitant quant au choix à faire.

En fait, dans la pratique, ce choix est souvent fait d'avance : il est imposé par le contenu du dossier géotechnique.

Lorsque ce n'est pas le cas, il est essentiel de conserver un esprit objectif dans la comparaison des moyens et des méthodes, le choix de ceux qui sont le mieux adaptés au cas étudié et la comparaison des résultats.

3.2. - DRAINS DE SABLE

Les drains de sable sont constitués par des forages verticaux remplis de sable. Les diamètres les plus couramment utilisés sont compris entre 200 et 300 mm, le plus fréquent étant 250 mm (J. Filliat).

Un diamètre trop petit (inférieur à 200 mm) entraîne des risques de solution de continuité dans le drain; un diamètre supérieur à 300 mm est sans inconvénient autre qu'un prix plus élevé, mais aussi sans avantage sérieux.

La qualité du sable mis en place fait l'objet de spécifications diverses, souvent parfaitement contradictoires. Il convient donc d'analyser ce problème.

Le problème du choix du matériau drainant vient du fait que l'on désire utiliser un matériau qui soit à la fois très perméable à l'eau et très imperméable aux particules fines du sol.

La perméabilité à l'eau est une condition évidente, qu'on l'envisage sous l'angle des débits d'eau à évacuer ou sous l'angle des pertes de charge qui doivent être aussi faibles que possible à l'intérieur du drain.

La granulométrie du matériau drainant doit être aussi élevée que possible pour assurer l'évacuation verticale de l'eau captée.

Pour cela, il suffit habituellement d'une perméabilité verticale de l'ordre de 10^{-4} m/s. Tout sable propre, non serré de $D_{10} \geq 0.2$ mm remplit cette condition.

L'imperméabilité aux particules fines du sol est nécessaire si l'on veut éviter le " colmatage " des drains, c'est-à-dire leur imperméabilisation à l'eau.

Pour jouer ce rôle de filtre, le matériau drainant doit avoir des vides suffisamment petits, c'est-à-dire une granulométrie assez fine.

$D_{10} < 1$ mm suffit à remplir la condition.

En conclusion, un sable de D_{10} compris entre 0.1 - 0.2 mm et 1 mm convient dans tous les cas

La perforation des drains est réalisée par toute méthode adaptée au terrain; c'est à dire rapide et satisfaisante techniquement :

a) Méthode du tube lancé

La perforation par lançage est une méthode rapide d'installation de drains et permet de traverser avec facilité des couches de sol très variées. Elle présente l'avantage de ne pas créer de vibrations dans les structures voisines et l'inconvénient de nécessiter des quantités d'eau importantes et "pollue" la plate-forme de travail.

Le tube pénètre dans le sol grâce à l'action érosive de jets d'eau sous pression, propulsés par des orifices situés à sa base. Les débits de sol sont entraînés par l'eau vers la surface de la plate-forme de travail.

L'exécution des drains comporte les phases suivantes (fig. 3.2.1)

- (1) - Mise en place du tube de lançage.
- (2) - Lançage du tube jusqu'à la profondeur désirée.
- (3) - Nettoyage du tubage par circulation d'eau.
- (4) - Mise en place du sable à l'intérieur du tube, avec extraction progressive de celui-ci au fur et à mesure du remplissage.
- (5) - Finition du drain : arasage au niveau de la plate-forme de travail ou confection d'un dôme de matériau filtrant au dessus du drain vu du raccordement à une éventuelle couche drainante horizontale.

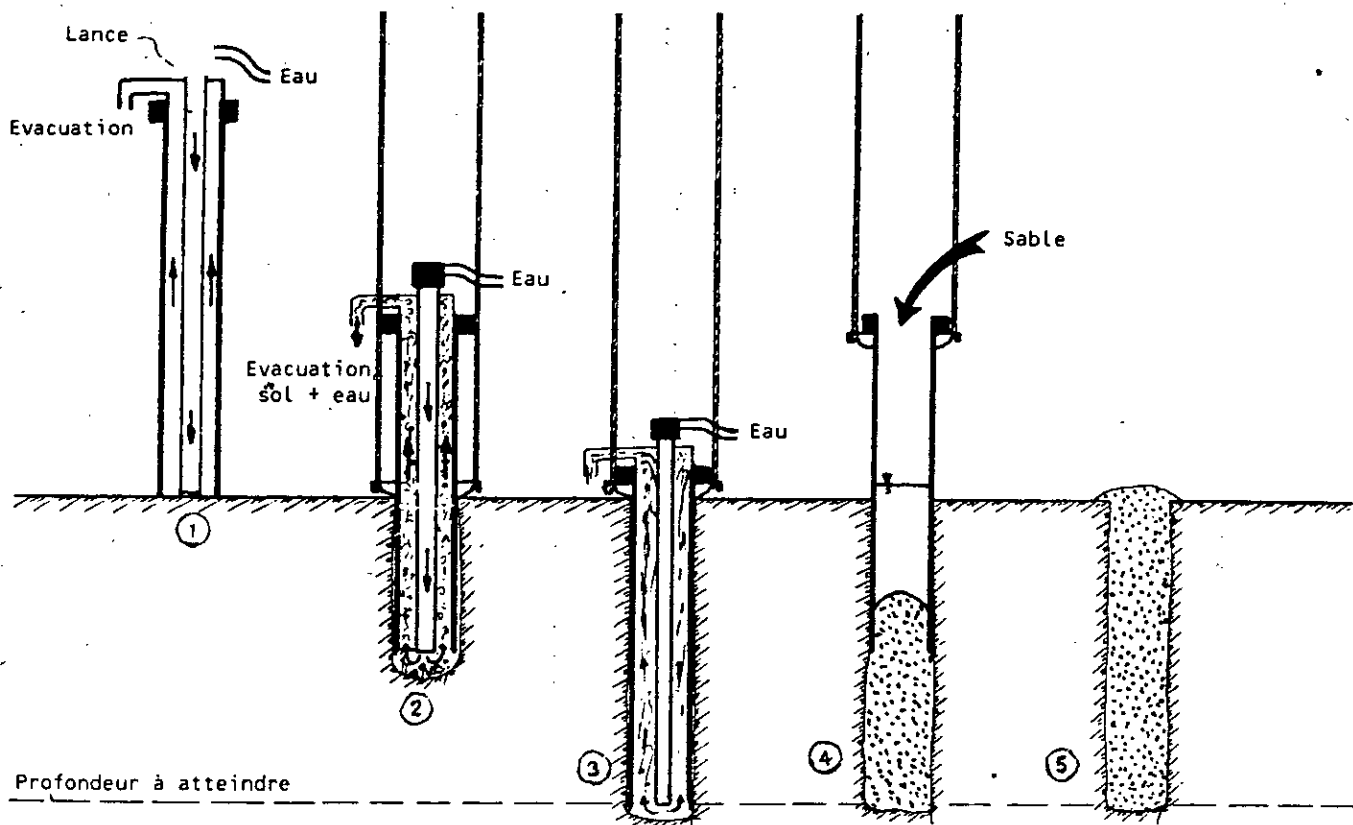


Fig.3.2.1 Exécution d'un drain par la méthode du tube lancé.

B) Méthode de forage à la tarière

L'utilisation des tarières manuelles ou mécanisées pour le forage des drains de sable est relativement répandue.

Elle est liée le plus souvent au désir de remanier le sol aussi peu que possible lors de la réalisation des drains.

Les tarières à âme creuse (fig.3.2.2) permettent le remplissage du trou avec le sable au fur et à mesure du retrait de la tarière; les tarières à âme pleine devant être retirées du trou avant le remplissage.

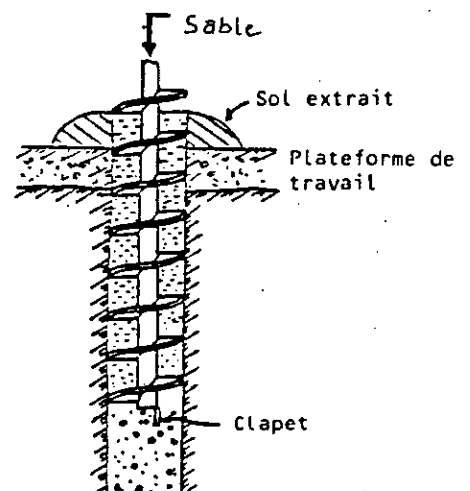


fig.3.2.2 Tarière à âme creuse

c) Méthode du tube fermé battu

C'est une méthode très appréciée par les Entreprises de travaux pour sa propreté (pas de boue de forage) et sa vitesse d'exécution élevée. Néanmoins, certaines formations stratifiées peuvent présenter des difficultés de pénétration.

Pour supporter le battage, le tube utilisé pour l'exécution des drains doit être épais et par conséquent lourd. On l'enfonce jusqu'à la profondeur voulue, on le remplit ensuite de matériau drainant en le retirant progressivement.

Au lieu d'obturer la partie inférieure du tube de battage par une pointe perdue en béton ou en fonte, on peut utiliser une fermeture récupérable articulée à la base du tube.

L'exécution des drains comprend dans ce cas les phases suivantes (fig.3.2.3) :

(1) : mise en place du tube de battage avec sa pointe métallique déclanchable.

(2) : battage de l'ensemble tube-pointe jusqu'à la profondeur désirée.

(3) : enlèvement du casque de battage et déclenchement de la pointe métallique.

(4) : mise en place du sable à l'intérieur du tube de battage et extraction du tube au fur et à mesure du remplissage.

(5) : finition du drain, comme dans le cas précédent (§ 3.2.a)

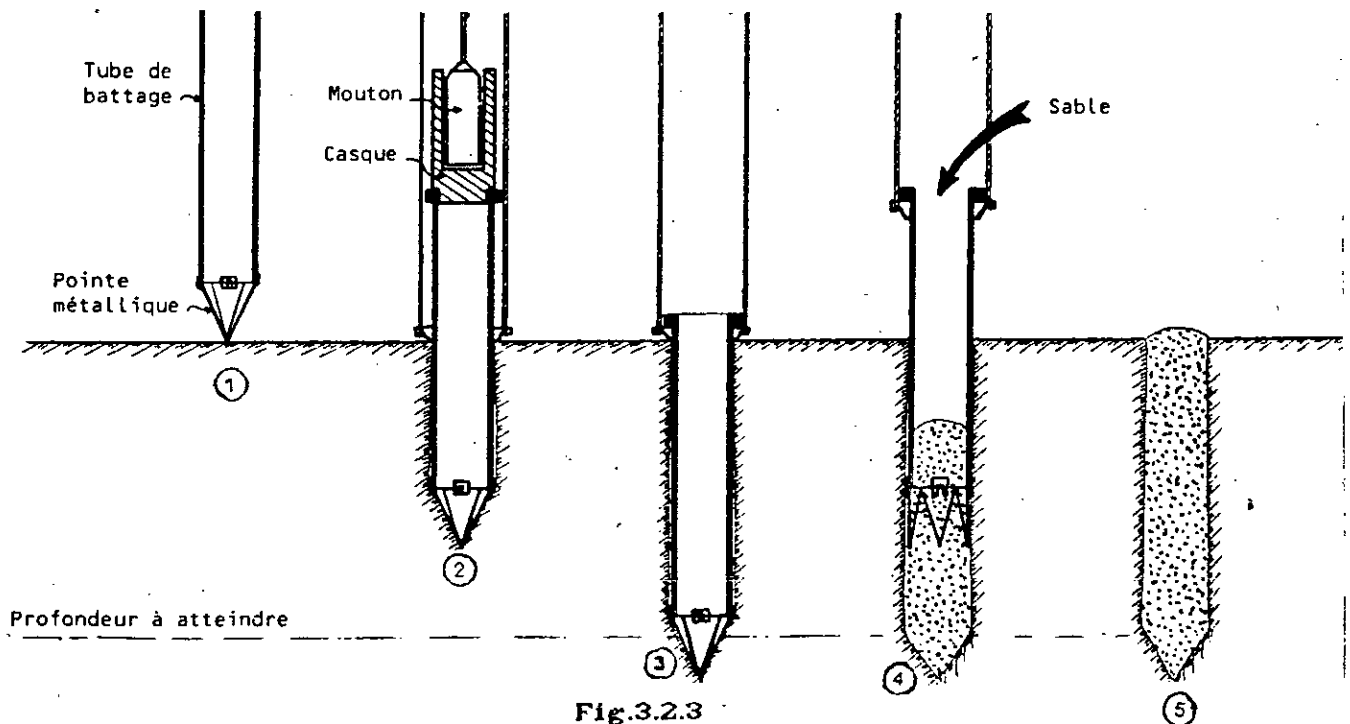


Fig.3.2.3

Exécution d'un drain par la méthode du tube fermé battu à pointe récupérable.

3.3 - DRAINS PREFABRIQUES

Cette catégorie regroupe tous les types de drains, préparés hors du sol et dont la mise en place se réduit à un fonçage ou à l'insertion dans les forages pré-existants.

On distingue :

Les drains de carton;

Les drains de sable préfabriqués;

Les drains à âme plastique et gaine en carton ou en plastique, collée ou non collée (géodrains).

a) Drains de carton

Ils sont constitués par une bande de carton perméable de section 3 mm x 100 mm parcourue par dix canaux longitudinaux de 3 mm².

Ces drains sont préparés selon plusieurs méthodes. La plus fréquente consiste à assembler deux feuilles de carton non collées (Fig.3.3.1). Ils sont mis en place par fonçage à l'intérieur d'un mandrain.

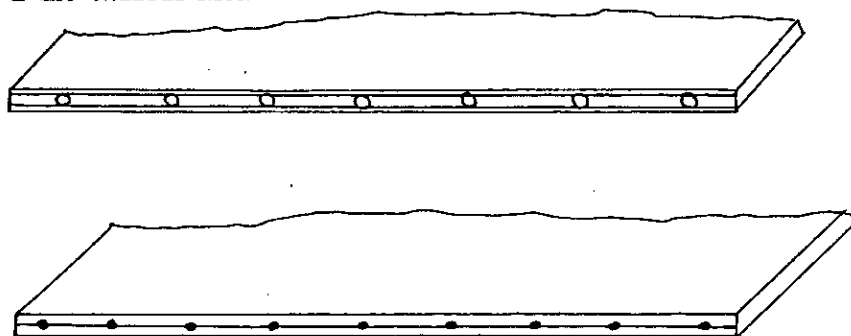


Fig.3.3.1 Drains de carton

La perméabilité de la surface latérale du drain de carton est de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-5} cm/s ; ce qui est généralement de 100 à 1.000 fois plus élevé que la perméabilité des sols que l'on souhaite drainer.

b) DRAINS DE SABLE PREFABRIQUES

Sont constitués par une gaine perméable remplie de sable que l'on met en place à la main dans des trous de forage de diamètre légèrement supérieur.

La résistance et la durabilité des drains de sable préfabriqués dépendent de la qualité du matériau utilisé pour la gaine.

c) LES GEODRAINS

Ils sont constitués par une âme de plastique rainurée entourée d'une feuille de papier filtre résistant à l'action de l'eau (fig.3.3.2). Ses dimensions sont voisines de celles des drains de carton (approximativement 4 mm x 100 mm).

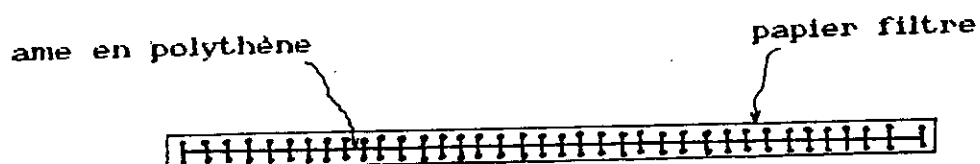


Fig.3.3.2 Coupe d'un drain à âme plastique (Géodrain)

La perméabilité du papier filtre utilisé pour l'enveloppe du géodrain peut être estimée à 10^{-6} m/s (Magnan, décembre 81).

La mise en place des drains à âme plastique est analogue à celle des drains de carton : fonçage dans le sol à l'intérieur d'un mandrain creux.

4 - EFFICACITE DES DRAINS VERTICAUX

4.1 - INTRODUCTION

Bien des discussions ont eu lieu dans le monde, depuis le premier chantier de drains verticaux réalisé en Californie (1933 - 1934); à propos des mérites respectifs des différentes méthodes de réalisation des drains de sable et des différents autres types de drains verticaux.

Lorsqu'on compare différentes techniques d'exécution des drains, il faut garder à l'esprit qu'il est virtuellement impossible de mettre en place des drains de sable par une méthode quelconque sans provoquer des perturbations dans le sol environnant (Johnson 1970).

On ne sait pas encore si une perturbation plus faible, résultant des méthodes d'exécution des drains sans déplacement du sol, conduira à un comportement des drains qui soit nettement meilleur, pas plus qu'on ne sait si la consolidation rapide du sol autour des parois d'un drain quelconque entraîne l'apparition d'une zone colmatée ou d'une zone de perméabilité nettement plus faible.

Il paraît possible que ce dernier effet, combiné aux vrais effets perturbateurs des méthodes d'exécution, même les meilleures, puisse tendre à minimiser l'effet de la méthode d'installation des drains.

Enfin, on rappelle que l'analyse de la consolidation d'une zone drainée isolée ne peut fournir aucune indication sur l'efficacité réelle des drains et qu'il faut faire des essais comparatifs " différentes méthodes d'installation - différents maillages - zone de référence sans drains " si l'on veut améliorer les connaissances dans ce domaine (Magnan 83).

4.2 - PRINCIPAUX FACTEURS DE L'EFFICACITE DES DRAINS

La liste des facteurs influençant le comportement des réseaux de drains verticaux est longue. Il y a des facteurs relatifs au maillage (distance entre drains, forme géométrique de la maille), des facteurs relatifs aux drains (dimension, perméabilités longitudinale et transversale, continuité initiale et sous l'effet des déformations du sol, perturbations provoquées par le système de réalisation des drains) et des facteurs relatifs au massif de sol qu'il s'agit de drainer (condition de drainage, structure géologique, etc ...).

Il est évident que les drains de sable ne sont nécessaires que lorsque la perméabilité du sol est si faible qu'une accélération du drainage est indispensable pour obtenir la consolidation désirée dans le temps disponible.

Les sols qui contiennent des couches intermédiaires continues de sable ou de limon ne tirent aucun bénéfice de l'installation de drains de sable (Bjerrum, 1972). De même, un réseau de drains verticaux ne servira probablement à rien dans les cas où les charges prévues dans le projet ne dépassent pas les contraintes de préconsolidation, (Johnson 1970). Dans ce dernier cas, les drains n'y sont de ce fait pas utiles plutôt que pas efficaces.

4.3 - LES DRAINS SONT-ILS INDISPENSABLES ?

Cette question fondamentale reste à l'heure actuelle l'une de celles auxquelles il est bien difficile de répondre en toute sérénité.

Toute la difficulté provient de l'estimation de la perméabilité naturelle du sol, les méthodes de calcul disponibles pouvant être considérées comme fiables, par comparaison.

Il faut en effet décider si la consolidation du sol sous l'ouvrage sera assez rapide si l'on ne réalise pas de drains.

La première analyse de la vitesse de consolidation du sol sous l'ouvrage sera faite en pratique avec les coefficients de consolidation verticale déduits des essais réalisés aux différents stades de la reconnaissance géotechnique.

Pour le calcul on utilisera la solution de TERZAGHI (1926) pour la consolidation unidimensionnelle si la largeur de l'ouvrage est nettement supérieure à l'épaisseur de la couche compressible.

Dans le cas contraire il faut tenir compte de l'aspect bidimensionnel du problème et utiliser des abaques de consolidation plane (MAGNAN, Mars 1981), en supposant que le coefficient de consolidation horizontale C_h est égal au coefficient de consolidation verticale C_v (Sol isotrope).

Si les temps de consolidation restent nettement supérieurs aux délais disponibles, on peut encore se demander si l'on ne sous-estime pas la vitesse de consolidation naturelle du sol parce que :

- Le sol est fortement anisotrope et sa perméabilité horizontale est nettement supérieure à sa perméabilité verticale (d'où également : $C_h \gg C_v$).

- La vitesse de consolidation mesurée sur les petites éprouvettes oedométriques n'est pas représentative du comportement d'ensemble du sol de fondation (pour des raisons diverses, telles que l'existence de niveaux plus perméables dans le sol, d'une perméabilité macroscopique élevée par un réseau de fissures ou canalicules d'origine organique ou autre, etc...)

Si des essais mettent en évidence une anisotropie importante du sol, on refera le calcul de consolidation bidimensionnelle pour contrôler si la vitesse de consolidation naturelle du sol n'est pas désormais suffisante pour que l'on puisse se passer des drains.

Si ce n'est pas toujours le cas, on peut encore reporter ses espoirs sur la non-representativité des essais de laboratoire sur éprouvettes de petites dimensions.

Les essais de perméabilité en place permettent de mesurer la perméabilité du sol dans son état naturel non chargé et il faut utiliser l'information retirée des essais de laboratoire pour estimer la perméabilité du sol sous la charge appliquée par l'ouvrage.

En réalité, la seule méthode vraiment fiable consiste à édifier chaque fois que c'est possible une petite plate-forme d'essai (sans drains) dont on suivra le comportement au cours du temps au moyen d'une instrumentation légère et dont on déduira les propriétés mécaniques réelles de sol de fondation (MAGNAN et MIEUSSENS, 1980)

Une fois que l'on a perdu toute confiance dans la vitesse de consolidation naturelle du sol, et qu'il est devenu évident qu'il va falloir trouver une autre solution pour réaliser le projet, il reste à vérifier si les drains verticaux permettront effectivement de résoudre le problème et s'ils constituent la meilleure solution pour le projet.

A ce stade d'études, une analyse économique permettra de juger l'efficacité des drains dans le site considéré (MAGNAN, décembre 1981).

* COEFFICIENT DE PERMEABILITE

La loi de DARCY, qui relie la vitesse de déplacement de l'eau interstitielle à l'intérieur du sol au gradient de la charge hydraulique h , fait partie des principes de base de la mécanique des sols modernes. Le coefficient de perméabilité k , paramètre unique de cette loi, reflète de ce fait l'ensemble des particularités des mouvements de l'eau dans le sol.

Comme la perméabilité des sols naturels est souvent anisotrope, on tient compte de cette anisotropie dans les études bi et tri-dimensionnelles, sous la forme classique d'un tenseur de perméabilité :

$$\bar{k} = \begin{bmatrix} k_v & 0 \\ 0 & k_h \end{bmatrix}$$

En distinguant un coefficient de perméabilité vertical k_v et un coefficient de perméabilité horizontale k_h .

Ces coefficients dépendent de la taille moyenne des pores du sol, représentées par l'indice des vides e . Il est communément admis à l'heure actuelle (Magnan, 1986) que le logarithme du coefficient de perméabilité varie proportionnellement à l'indice des vides, selon une relation de la forme :

$$\Delta e = C_k \cdot \Delta \log K$$

ou

$$e = e_k + C_k \Delta \log K$$

(e_k et C_k coefficients déterminés expérimentalement)

La mesure du coefficient de perméabilité constitue à l'heure actuelle l'un des problèmes les plus mal résolus en mécanique des sols. La difficulté provient essentiellement de la variabilité importante des valeurs du coefficient de perméabilité des sols naturels.

Deux approches ont été développées parallèlement pour tenter de résoudre ce problème :

- En laboratoire, on a renoncé à l'utilisation des coefficients de perméabilité déduits des essais oedométriques, qui s'avéraient pratiquement toujours très pessimistes, pour revenir aux essais de perméabilité directs sur des éprouvettes de grandes dimensions.

- Sur le terrain, on a développé des systèmes de mesure de perméabilité sous forme de perméamètres autoforeurs ou mis en place dans des forages (R. Frank, 1991).

Les mesures effectuées sur le terrain ont l'avantage de solliciter un volume de sol à priori plus grand qu'en laboratoire. Par contre, leur interprétation est rendue complexe par le fait que les conditions aux limites de l'essai sont mal connues.

Les mesures de perméabilité en laboratoire sont plus complètes mais leur validité dépend beaucoup de la qualité et de la représentativité des éprouvettes testées. Le remaniement ne pouvant être totalement évité, constitue le facteur majeur de la non représentativité des échantillons d'essai qui fournissent des caractéristiques d'un sol remanié différentes de celles d'un sol intact.

COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

Le coefficient de consolidation (C_v), pour un écoulement radial et une compression verticale, domine l'étude de la consolidation par drains de sable et est principalement dépendant de la perméabilité horizontale et du coefficient de compressibilité (Johnson 1970). Il peut être déterminé en laboratoire avec l'essai oedométrique à drainage radial. Il suffit, pour cela, d'empêcher l'écoulement vertical et de réaliser des surfaces drainantes sur la périphérie de l'échantillon.

Les méthodes de Taylor (\sqrt{t}) et Casagrande ($\log t$), utilisées pour le dépouillement des essais de consolidation unidimensionnelle à l'oedomètre, peuvent être transposées à l'analyse de la consolidation radiale (Magnan, décembre 1981). Vu que le coefficient de consolidation diminue généralement avec la consolidation, c'est-à-dire avec l'augmentation des contraintes effectives et que le sol proche des drains se consolide rapidement, les valeurs de C_v et C_h prises en compte dans le calcul doivent correspondre à leur valeur maximale (Johnson, 70) ou un peu moins.

Les valeurs de C_v varient couramment entre 10^{-3} cm^2/s pour les limons et 10^{-4} cm^2/s pour les argiles. On rencontre des valeurs extrêmes de l'ordre de $4 \cdot 10^{-3}$ cm^2/s pour les kaolinites et $2 \cdot 10^{-5}$ cm^2/s pour les montmorillonites (Taylor).

Les valeurs de C_n sont de l'ordre de 10 fois celles de C_v (Léonard).

Le coût d'un réseau de drains verticaux dépend beaucoup de la valeur du coefficient de consolidation C_n adopté pour le dimensionnement des drains. C'est pourquoi, un soin particulier doit être apporté à la détermination de ce coefficient.

4.4 - CONTROLE D'EFFICACITE

Le contrôle de l'efficacité des drains peut être plus ou moins poussé suivant l'objectif qu'on lui a assigné : on peut distinguer un contrôle de "routine" dont on attend seulement qu'il indique si tout se déroule comme il était prévu (ou un peu plus lentement, ou au contraire plus vite), et un contrôle plus détaillé, dont on attend la réponse à des questions plus précises, sur l'efficacité relative de plusieurs types de drains, sur la nécessité d'utiliser des drains ou sur les propriétés de consolidation du sol en place.

Les moyens mis en oeuvre sont semblables dans les deux cas, mais la densité de l'instrumentation (et donc de l'information recueillie) peut être très différente.

Le contrôle de routine porte sur l'ensemble du chantier et l'on essaye d'obtenir une vue d'ensemble de l'efficacité des drains à l'aide d'une instrumentation légère bien répartie : un piézomètre placé au point le plus défavorable pour la dissipation des surpressions interstitielles, et un tassomètre de surface donnant le tassement de la couche compressible traversée par les drains (MAGNAN et MIEUSSENS, 1980), comme indiqué sur la fig. (4.4.1).

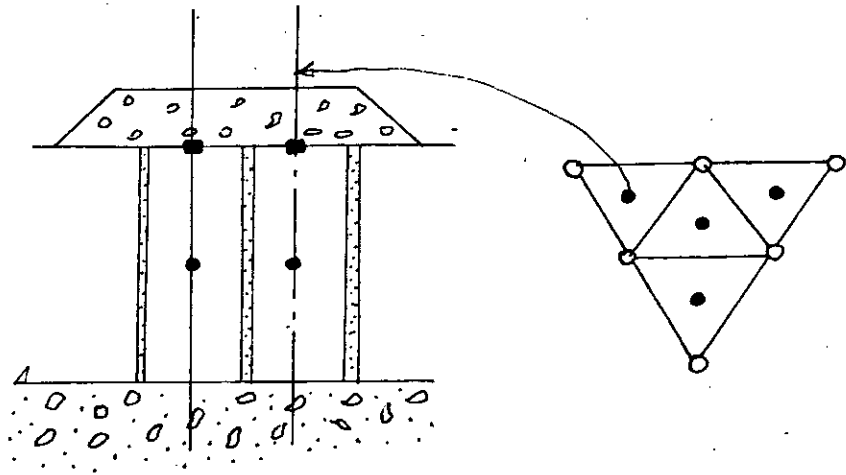


Fig.4.4.1 Instrumentation minimale pour le suivi de routine d'un chantier de drains verticaux.
 □ Tassomètre
 ○ Piézomètre

Dans les zones d'essai où l'on recherche la réponse à des questions précises, on a généralement recours à une instrumentation plus importante, mais concentrée dans une zone d'étendue limitée.

CONCLUSION

Lorsqu'on compare différentes techniques de mise en place des drains, il faut garder à l'esprit que toute méthode d'exécution doit avoir quelques effets perturbateurs, de la même façon qu'il y a toujours une perturbation dans les carottes de sol les moins remaniées. Il est par conséquent évident que l'attention doit se porter sur l'évaluation de la sévérité de ces effets sur les résultats obtenus, plutôt que sur le problème de l'existence ou de l'inexistence de perturbations (Johnson, 1970).

Toutefois, si les méthodes d'exécution sans déplacement considérable du sol, sont attirantes au niveau des principes, elles sont plus exigeantes pour la construction; le contrôle de leur comportement doit être comparé à celui des drains exécutés par remaniement dans des conditions de fonctionnement réel in-situ.

A cet égard, il semble bien (Rowe, 1968) que l'on ait attribué à certaines installations de drains verticaux, une efficacité injustifiée, aussi n'insistera-t-on jamais sur l'importance des détails géologiques.

Dans le même d'esprit, on soulignera la nécessité, lors de la réalisation d'une aire d'essai destinée au choix d'un type de drains et d'une méthode de'essai, de réserver une zone sans drains qui sert de référence.

Enfin, il est en général préférable de contrôler avec soin l'exécution des drains dans la zone expérimentale afin de noter tous les événements et facteurs susceptibles d'influencer leur comportement.

DEUXIEME PARTIE

HYPOTHESES ET MISE EN EQUATION

1 - HYPOTHESES DE BASE

L'analyse théorique du comportement des réseaux de drains se traduit par l'étude de la consolidation d'un cylindre de sol creux limité extérieurement par une surface imperméable et intérieurement par une surface drainante et dont les surfaces planes supérieures et inférieures peuvent être perméables ou imperméables (fig.1.1).

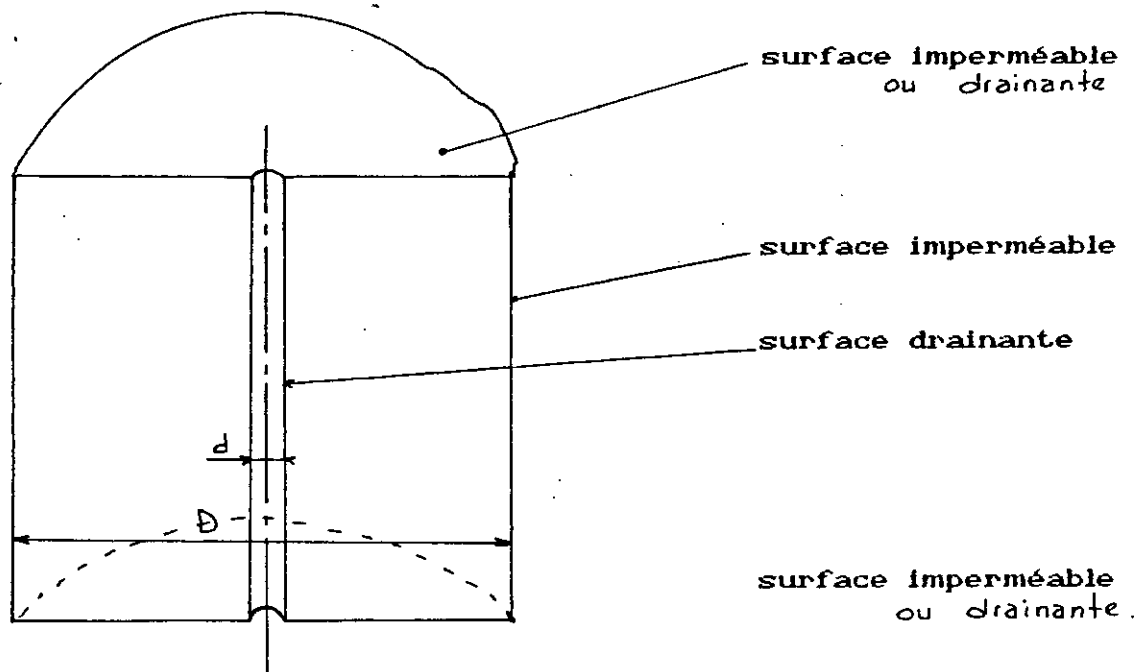


Fig.1.1 Géométrie du drain et sa zone d'influence.

Les hypothèses de base qui régissent le phénomène de la consolidation, se traduisent par :

* COMPRESSIBILITE DU LIQUIDE INTERSTITIEL

Dans les théories les plus simples, le sol est supposé " saturé " d'un liquide " incompressible ". Toutefois, comme il est rare que le sol soit parfaitement saturé dans la nature, certains chercheurs ont voulu améliorer cette hypothèse en tenant compte de l'existence de gaz dans les pores du sol.

Les résultats des essais sur échantillons partiellement saturés, à pression interstitielle connue, ont été comparés aux résultats sur échantillons saturés.

L'interprétation des essais à partir de la notion de contrainte effective de Terzaghi $\bar{\sigma} = \sigma - u$, conduit à un accord satisfaisant entre les deux séries d'essai, dans ce domaine où les degrés de saturation varient entre 90 et 100 % (BIAREZ et al. 1991)

Pour cette plage de degrés de saturation, on utilise le concept de sol "quasi-saturé"; c'est-à-dire, saturé d'un liquide compressible dont le coefficient de compressibilité "aw" dépend du degré de saturation "Sr".

* LOI D'ÉCOULEMENT DE L'EAU

Le déplacement de l'eau à travers les pores du squelette du sol est généralement décrit par la loi de Darcy qui relie la vitesse d'écoulement V (Débit à travers l'unité de surface), au gradient hydraulique i par la relation :

$$V = ki$$

k désignant le coefficient de perméabilité dans la direction considérée.

En réalité, il est préférable d'écrire que c'est la vitesse relative de l'eau par rapport au squelette solide qui suit la loi de Darcy :

$$V - V_s = ki \quad (\text{Leonards 68})$$

Dans le cas d'un écoulement tridimensionnel dans un sol anisotrope, cette loi s'écrit sous la forme vectorielle :

$$\vec{V} - \vec{V}_s = k \vec{i}$$

Tenseur de perméabilité

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{bmatrix}$$

Gradient hydraulique

$$\mathbf{i} = \begin{bmatrix} \partial h / \partial x \\ \partial h / \partial y \\ \partial h / \partial z \end{bmatrix}$$

h : Charge hydraulique

* DEFORMABILITE DU SQUELETTE SOLIDE

Dans les théories de consolidation tridimensionnelle, on admet toujours que les déformations du sol sont uniquement "verticales".

La relation entre la déformation verticale (ou l'indice des vides) et les variations de la contrainte effective est "élastique et linéaire " ou plus exactement " linéaire et instantanée " car le caractère réversible de l'élasticité n'est jamais utilisé en pratique.

Autrement dit, $e = - a_v \bar{d}\sigma$ et on suppose que a_v demeure constant pendant que l'on augmente la contrainte.

Cette dernière hypothèse est particulièrement importante car elle implique qu'il n'y a pas de compression secondaire (fluage).

* CONDITIONS AUX LIMITES

Ces conditions portent sur la répartition des contraintes appliquées à la surface du sol et sur les conditions de drainage.

En ce qui concerne la répartition de la charge à la surface du sol, deux cas limites sont généralement considérés :

* La distribution de la charge est uniforme et elle reste au cours du temps. Comme la consolidation du sol est plus rapide au voisinage du drain, le tassement de la surface du sol est plus important près du drain que près de la surface extérieure du cylindre de sol drainé.

On dit que l'on est dans le cas de " déformations libres " de la surface du sol.

* Si l'on veut que la déformation du sol soit la même quelle que soit la distance du drain, la charge appliquée à la surface du sol n'est plus uniformément répartie. On est dans le cas de "déformations uniformes ". On admet que c'est la valeur moyenne de la charge qui est imposée au cours du temps.

Pour les conditions aux limites hydrauliques, on distingue habituellement deux types de surface :

* Les surfaces imperméables sur lesquelles la dérivée normale de la charge hydraulique est nulle.

* Les surfaces perméables ou drainantes sur lesquelles la charge hydraulique a une valeur constante au cours du temps.

2 - FORMULATION DES EQUATIONS GOUVERNANT LE PROBLEME DE LA CONSOLIDATION TRIDIMENSIONNELLE.

Soit un volume élémentaire de dimension dx , dy , dz .

Dans cet élément, la variation de volume équivaut à la différence entre la quantité d'eau qui entre dans l'élément et celle qui en sort.

Dans ces conditions, et puisque la consolidation est directement liée à l'eau interstitielle qui s'échappe des vides, on peut formuler une équation qui tienne compte de l'écoulement continu.

Les composantes de la vitesse d'écoulement dans les directions X, Y et Z sont respectivement v_x , v_y , v_z .

Les composantes de cette vitesse sur les six faces de l'élément sont indiquées par la fig.2.1.

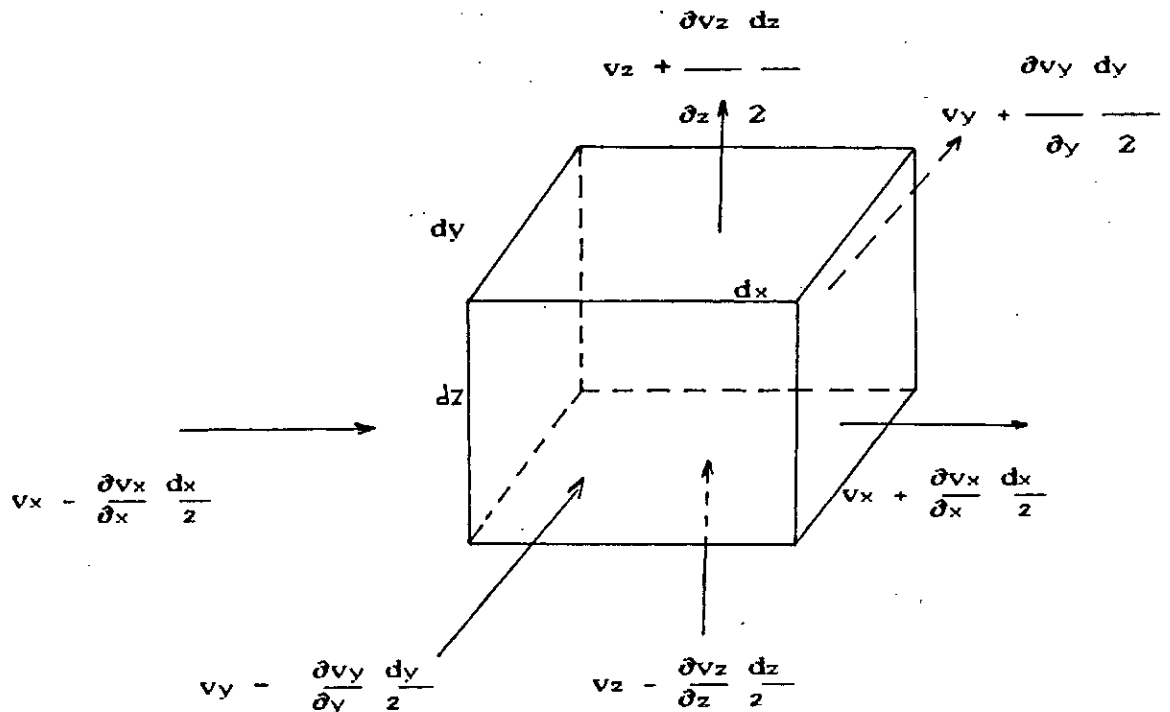


fig.2.1 Composantes de la vitesse d'écoulement dans les six directions.

Le volume d'eau " q_{int} ", entrant dans le parallélépipède, par unité de temps, vaut :

$$q_{int} = \left(v_x - \frac{\partial v_x}{\partial x} \frac{dx}{2} \right) dydz + \left(v_y - \frac{\partial v_y}{\partial y} \frac{dy}{2} \right) dx dz + \left(v_z - \frac{\partial v_z}{\partial z} \frac{dz}{2} \right) dx dy \quad (II - 1 - a)$$

et le volume qui sort du parallélépipède est égal à :

$$q_{ext} = \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \frac{dx}{2} \right) dydz + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \frac{dy}{2} \right) dx dz + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \frac{dz}{2} \right) dx dy \quad (II - 1 - b)$$

Admettons que :

- 1 - Les vides sont complètement remplis par l'eau (sol saturé),
- 2 - Les particules solides et l'eau soient incompressibles,

alors, la loi de conservation de la matière exige que :

$$q_{ext} - q_{int} = \text{variation du volume } V \text{ du parallélépipède par unité de temps}$$

- 3 - La variation du volume est faible devant le volume initial,

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) dx dy dz \quad (II - 2)$$

Si V_s est le volume des grains et e l'indice des vides

$$V = V_s (1 + e) = dx dy dz$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = V_s \frac{\partial e}{\partial t}, \quad V_s = cte = \frac{dx dy dz}{1 + e}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1 + e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (II - 3)$$

En égalisant (II - 2) et (II - 3) , il vient

$$\frac{\partial e}{\partial t} = (1 + e) \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \quad (II - 4)$$

Puisque la variation de la hauteur totale h ne peut être due qu'à la variation de l'excès de pression hydrostatique U dans l'eau interstitielle :

$$\partial h = \frac{1}{\gamma_w} \partial U$$

4 - que la loi de Darcy ($q = vA = kA = k \frac{\Delta h}{L} A$) s'applique

5 - qu'on peut la généraliser à un milieu anisotrope.

on obtient en fonction des composantes de la vitesse :

$$\left\{ \begin{array}{l} v_x = \frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial x} \\ v_y = \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial y} \\ v_z = \frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial U}{\partial z} \end{array} \right.$$

(II - 5)

6 - que le est homogène (k_x, k_y, k_z indépendants respectivement de $x, y, \text{ et } z$).

En différenciant la première équation de (II - 5) par rapport à x , la seconde par rapport à y , la troisième par rapport à z et en substituant dans l'équation (II- 4) , il vient :

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{1 + e}{\gamma_w} \left(k_x \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \right) \quad (II - 6)$$

7 - Lorsque la surpression de l'eau interstitielle se dissipe, la contrainte effective sur le squelette du sol augmente.

Ainsi la valeur numérique de toute variation de la contrainte effective étant égale à la valeur négative de la variation de la surpression interstitielle ($\Delta \bar{\sigma} = - \Delta U$).

Evidemment, cette relation se vérifie dans la mesure où la contrainte totale demeure la même.

On peut donc formuler l'équation (II - 6) de la façon suivante :

$$\frac{\partial e}{\partial U} \frac{\partial U}{\partial t} = \frac{1 + e}{\gamma_w} \left(k_x \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \right)$$

Par définition, le " coefficient de compressibilité a_v " :

$$a_v = - \frac{\partial e}{\partial \bar{\sigma}} = \frac{\partial e}{\partial u}$$

$$\text{il vient : } \frac{\partial U}{\partial t} = \frac{1 + e}{a_v \cdot \gamma_w} \left(k_x \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \right)$$

(II - 7)

En posant $C_v = k \frac{1 + e}{a_v \cdot \gamma_w}$ dit " coefficient de consolidation ",

L'équation (II - 7) devient :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vx} \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + C_{vy} \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + C_{vz} \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \quad (\text{ II - 8 })$$

Au fur et à mesure que la consolidation se produit, k , e et a_v décroissent avec le temps, mais le rapport qu'exprime le coefficient de consolidation C_v reste approximativement constant (Leonards 68).

Pour les problèmes à symétrie axiale, tels qu'il s'en présente dans l'utilisation des drains de sable pour accélérer les consolidations, il est commode de transformer l'équation (II - 8) en coordonnées polaires :

$$\begin{cases} x = r \cos \theta \\ y = r \sin \theta \\ z = z \end{cases}$$

Si on estime que C_v est constant dans le plan XY soit

$$C_{vx} = C_{vy} = C_r$$

L'équation (II - 8) peut être modifiée et donne alors :

$$C_r \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] + C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

(II - 9)

L'équation (II-9) est donc l'équation de la consolidation tridimensionnelle.

Par ailleurs, en supposant que C_{vz} et C_r sont constants dans le temps et dans l'espace, on pourra qualifier cette équation, d'équation aux dérivées partielles du second ordre à coefficients constants.

Il existe plusieurs façons de résoudre une équation de ce genre. Certaines sont mathématiques exactes alors que d'autres ne sont que des approximations.

On peut considérer que l'équation (II-9) se décompose de deux parties :

- Un écoulement unidimensionnel purement vertical :

$$Cvz = \frac{\partial U^2}{\partial z^2} = \frac{\partial U}{\partial t} \quad (II - 10)$$

- Un écoulement radial axisymétrique :

$$Cr \left[\frac{\partial^2 U}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial U}{\partial r} \right] = \frac{\partial U}{\partial t} \quad (II - 11)$$

La consolidation verticale est analysée, en général, en utilisant la théorie usuelle de Terzagui (1925) ou d'autres théories plus raffinées, et ceci pour une large gamme de conditions aux limites et de conditions initiales d'intérêt pratique.

La théorie de la consolidation radiale a été développée en détail par Rendulic (1935) en déformations libres, et par Barron (1942) en déformations uniformes. Ces deux auteurs ont traité le cas le plus simple de la consolidation radiale : consolidation d'un sol saturé d'eau incompressible, en l'absence de fluage, pour une charge appliquée instantanément et dans le cas d'un drain parfait (c'est-à-dire installé sans modification sensibles des propriétés du sol et de perméabilité verticale infinie).

Le choix d'une hypothèse sur le comportement de la surface libre de la couche compressible a des répercussions sur la forme et le mode de résolution de l'équation de la consolidation radiale : si l'on choisit les déformations libres, on aboutit dans tous les cas à des solutions ayant la forme de combinaison de fonctions de Bessel de différents ordres et espèces. D'autre part, la résolution s'opère en deux temps, par séparation des variables de temps et d'espace puis par recherche sous forme de série de solutions des équations partielles obtenues.

Dans le cas où le toit de la couche compressible est soumis à des contraintes tel que le tassement de ce toit soit uniforme (condition de déformations uniformes), Barron a développé l'équation de consolidation radiale en terme de surpression interstitielle moyenne $\bar{u}(t)$ et contrainte effective moyenne $\bar{\sigma}$.

Les difficultés théoriques associées à ces deux hypothèses sont assez différentes (les solutions sont plus complexes dans le cas des déformations libres), mais sur le plan pratique, les différences entre les vitesses de consolidation calculées sont négligeables (Barron, 1947).

Par ailleurs, comme il est extrêmement rare que l'écoulement autour d'un drain soit uniquement radial, Carillo (1942) a montré que la solution de l'équation différentielle générale qui régit l'écoulement tridimensionnel de l'eau dans le processus de la consolidation (éq. II.9), est donnée par une combinaison des solutions des équations (II-10) et (II-11), comme suit :

$$(1 - U) = (1 - U_z) (1 - U_r)$$

où

U : degré de consolidation pour l'écoulement tridimensionnel.

U_z : degré de consolidation pour l'écoulement unidimensionnel.

U_r : degré de consolidation pour l'écoulement radial.

La formule de Carillo a beaucoup simplifié l'étude de la consolidation tridimensionnelle (radiale + verticale) autour des drains verticaux, puisqu'elle permet d'étudier séparément le problème de la consolidation unidimensionnelle (pour l'écoulement vertical de l'eau interstitielle) et le problème de la consolidation radiale (pour l'écoulement horizontal de l'eau interstitielle en direction du drain).

Il est important toutefois de ne pas oublier que la formule de Carillo ne représente pas une propriété du phénomène physique qui est la consolidation du sol autour d'un drain, mais seulement une propriété de l'équation différentielle régissant le phénomène.

3 - TRAITEMENT NUMERIQUE DE LA CONSOLIDATION TRIDIMENSIONNELLE DANS L'HYPOTHESE DE DEFORMATIONS LIBRES

3.1 - CAS TRIDIMENSIONNEL

a) - INTRODUCTION

Le problème considéré est celui de la consolidation d'un sol stratifié en couches horizontales avec une possibilité de combinaison de deux types de drainage : vertical en considérant la perméabilité vers la face supérieure et/ou inférieure de la série de strates, et horizontal en utilisant l'écoulement horizontal vers les drains de sable.

La solution générale du problème de la consolidation tridimensionnelle passe par la recherche simultanée du champs de distribution de la contrainte interstitielle U qui vérifie :

$$C_r \left[\frac{\partial^2 U}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial U}{\partial r} \right] + C_v \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = \frac{\partial U}{\partial t} \quad (3 - 1)$$

pour toute distribution d'incrément de temps Δt et d'espace Δz et Δr en vérifiant par ailleurs les conditions aux limites imposées à la surpression interstitielle U et à la condition initiale concernant le temps.

b) METHODE DE RESOLUTION

Pour la résolution de l'équation de consolidation tridimensionnelle, le dépôt de sol compressible est divisé en couches horizontales et en zones coaxiales dont les caractéristiques restent uniformes pendant la consolidation.

On écrit l'équation de consolidation par la technique des différences finies à l'intérieur de chaque couche et l'on impose au contact des couches une condition supplémentaire de continuité du débit.

Le lecteur s'étonnera peut être de la simplicité de la méthode de calcul utilisée - celle des différences finies - à une époque où la puissance des outils informatiques permet d'utiliser les modèles de calcul les plus compliqués, entre autres, celui des éléments finis.

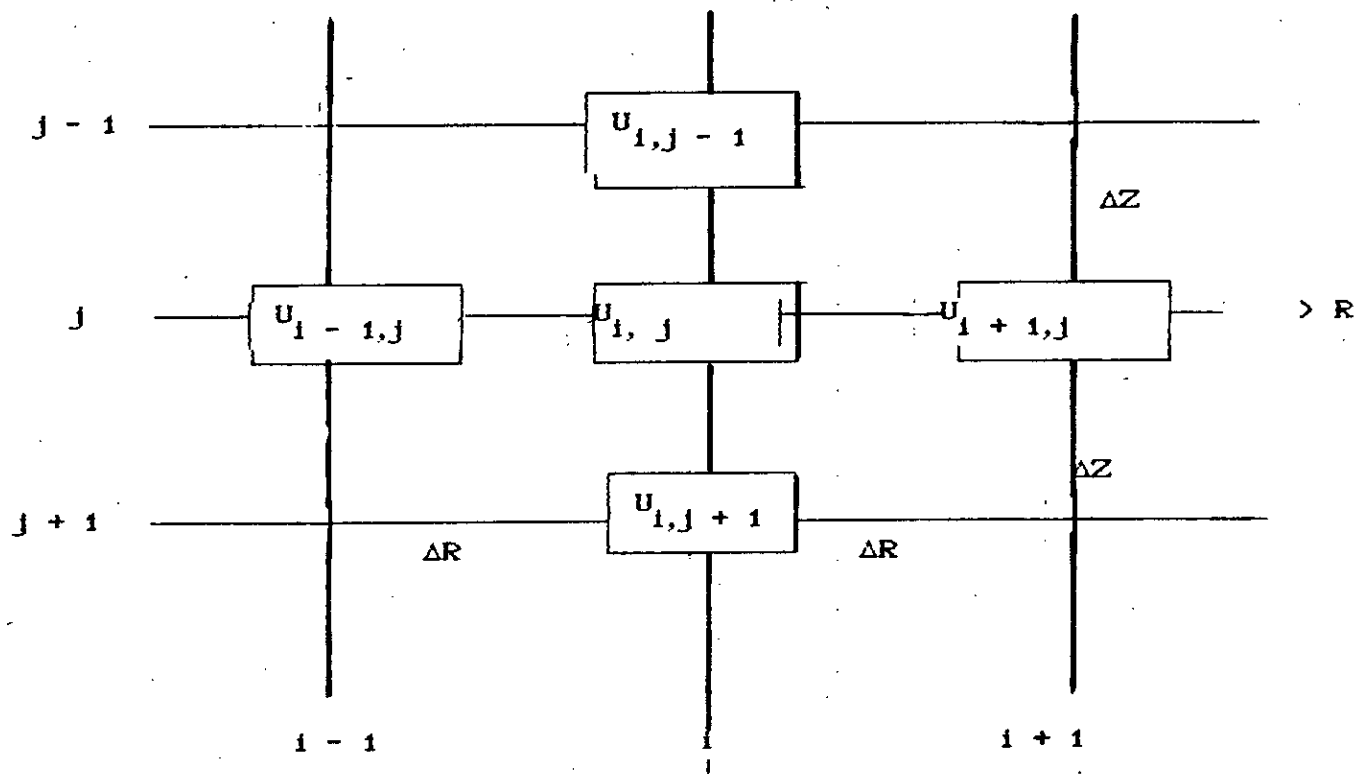
Cette simplicité résulte d'un choix conscient, fondé sur une certaine philosophie de la mécanique des sols appliquée : Les méthodes de calcul et les techniques d'analyse utilisées pour la résolution des problèmes posés par les drains verticaux, nous paraissent optimales compte tenu des connaissances uniquement ponctuelles que l'on a sur les propriétés géotechniques des sols traités et des nombreuses autres incertitudes liées à la réalisation des drains, aux techniques de mesure utilisées pour observer leur comportement et au contrôle de leur efficacité.

La méthode des différences finies est capable de fournir des résultats d'une précision satisfaisante à condition de choisir d'abord un maillage convenable du milieu traité (le sol).

La finesse de ce maillage dépend, en particulier, de la précision requise dans les résultats, ce qui conditionne, pour une grande part, le coût total du calcul.

c) - SCHEMA DE DISCRETISATION **CAS D'UNE SEULE COUCHE**

La méthode de calcul consiste à remplacer les dérivées partielles de l'équation (3 - 1) par leurs approximations sous forme de différences finies exprimées en fonction des valeurs de la fonction aux noeuds voisins.



(fig 3 - 1) Définition du maillage

Si on adopte l'indice (i) pour les subdivisions radiales et l'indice (j) pour les subdivisions verticales et en désignant (fig. 3 - 1) par $U_{i,j}(t)$, la valeur de la pression interstitielle au noeuds (i,j) au temps t, l'analyse de l'équation (3 - 1) par la méthode implicite de CRANK-NICHOLSON, débouche sur une procédure de résolution itérative sur la base de l'équation :

$$\begin{aligned}
& \left[\frac{\alpha z}{2} \right] U_{1,j-1}(t + \Delta t) + \left[\frac{\alpha r}{2} - \frac{\alpha r \cdot \Delta R}{4R} \right] U_{1-1,j}(t + \Delta t) + \\
& + \left[-\alpha r - \alpha z - 1 \right] U_{1,j}(t + \Delta t) + \left[\frac{\alpha r}{2} + \frac{\alpha r \cdot \Delta R}{4R} \right] U_{1+1,j}(t + \Delta t) + \\
& + \left[\frac{\alpha z}{2} \right] U_{1,j+1}(t + \Delta t) = \dots \\
& \dots = - \left[\frac{\alpha z}{2} \right] U_{1,j-1}(t) + \left[-\frac{\alpha r}{2} + \frac{\alpha r \cdot \alpha R}{4R} \right] U_{1-1,j}(t) + \\
& + \left[+\alpha r + \alpha z - 1 \right] U_{1,j}(t) + \left[-\frac{\alpha r}{2} - \frac{\alpha r \cdot \alpha R}{4R} \right] U_{1+1,j}(t) + \\
& + \left[-\frac{\alpha z}{2} \right] U_{1,j+1}(t)
\end{aligned}$$

(3 . 2)

Avec les notations suivantes :

$$* \quad \alpha r = \frac{C_r \cdot \Delta t}{(\Delta R)^2}$$

$$* \quad \alpha z = \frac{C_v \cdot \Delta t}{(\Delta Z)^2}$$

$$* \quad 1 < i < m ; 1 < j < n$$

n représente le nombre de noeuds dans la direction verticale (profondeur) et m le nombre de noeuds dans la direction radiale.

L'équation (3 - 2) permet de passer de la distribution des pressions interstitielles connues au temps (t) à la distribution des pressions interstitielles inconnues au temps (t + Δt).

Connaissant un tableau de valeurs des pressions initiales à ($t = 0$), de l'espace discrétisé initialement, une fois les conditions aux limites spécifiées, on résoud le système matricielle par la méthode de GAUSS.

TRAITEMENT DES CONDITIONS AUX LIMITES

Sont spécifiques aux surfaces de drainages constituées par :

- La face supérieure de la couche compressible
- le substratum
- la surface du drain
- la surface de la zone d'influence.

Elles peuvent être drainantes ou imperméables.(fig. 3 . 2)

* SURFACE DRAINANTE

La surpression interstitielle au noeud considéré est nulle. Cette condition s'exprime par les relations supplémentaires :

$$\text{Surface supérieure} \quad U_{i,0}(t) = - U_{i,2}(t)$$

$$\text{Substratum} \quad U_{i,n+1}(t) = - U_{i,n-1}(t)$$

$$\text{Surface du drain} \quad U_{0,j}(t) = - U_{2,j}(t)$$

$$\text{Surface zone d'influence} \quad U_{m+1,j}(t) = - U_{m-1,j}(t)$$

Les noeuds $j = 0$, $j = n + 1$ et $i = 0$, $i = m + 1$ sont des noeuds fictifs.

* SURFACE IMPERMABLE

La variation de la surpression interstitielle est nulle d'où la condition supplémentaire :

$$\text{Surface supérieure} \quad U_{i,0}(t) = U_{i,2}(t)$$

$$\text{Substratum} \quad U_{i,n+1}(t) = U_{i,n-1}(t)$$

Surface du drain

$$U_{0,j}(t) = U_{2,j}(t)$$

Surface zone d'influence

$$U_{m+1,j}(t) = U_{m-1,j}(t)$$

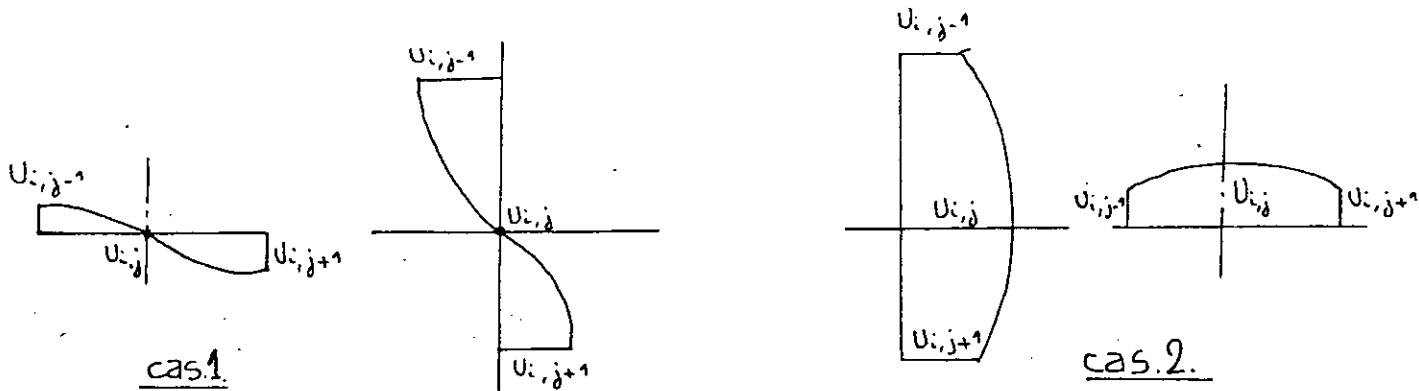


Fig.3.2 Distribution de la surpression au niveau des noeuds de frontières

d) CAS D'UNE STRATIFICATION HORIZONTALE

La théorie de la consolidation exposée dans le chapitre précédent est faite dans l'hypothèse d'un sol homogène et dont les caractéristiques C et K restent constantes.

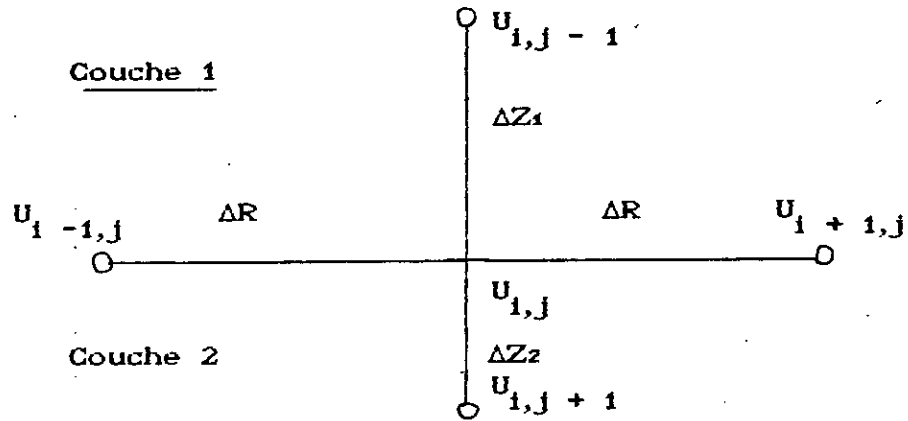
En réalité, la couche d'argile est inhomogène, ses paramètres varient en fonction de la profondeur, et souvent celle-ci présente un ensemble de sous-couches dont les paramètres sont très différents.

La zone de contact des couches (interface) reste un problème supplémentaire, de discontinuité, qu'il faut résoudre.

La loi de Darcy permet d'exprimer la continuité du débit au contact de deux couches de coefficients de perméabilité kv_1 et kv_2 sous la forme :

$$kv_1 \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_1 = kv_2 \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_2 \dots\dots\dots(3-3)$$

en désignant par u , l'excès de pression interstitielle.



Si ΔZ_1 et ΔZ_2 sont les pas de discrétisation spatiale dans chaque couche, l'équation (3 - 2) écrite pour la couche 1 puis pour la couche 2, associée à l'équation (3 - 3), permet de passer de la distribution des pressions interstitielles au temps (t) à la distribution des pressions interstitielles au temps $(t + \Delta t)$, au niveau de la zone d'interface horizontale, par l'équation

$$\begin{aligned}
 & U_{i,j-1}(t + \Delta t) \left[\alpha z_1 \cdot \alpha z_2 \right] + U_{i-1,j}(t + \Delta t) \left[\left(\frac{\alpha r}{2} - \frac{\alpha r \cdot \Delta R}{4R} \right) (\gamma_1 \cdot \alpha z_1 + \alpha z_2) \right] + \\
 & + U_{i,j}(t + \Delta t) \left[(-\alpha r - \alpha z_1 - 1) \cdot \alpha z_2 + \gamma_1 \cdot \alpha z_1 (-\alpha r - \alpha z_2 - 1) \right] + \\
 & U_{i+1,j}(t + \Delta t) \left[\left(\frac{\alpha r}{2} + \frac{\alpha r \cdot \Delta R}{4R} \right) (\gamma_1 \cdot \alpha z_1 + \alpha z_2) \right] + U_{i,j+1}(t + \Delta t) \left[(\gamma_1 \cdot \alpha z_1 \cdot \alpha z_2) \right] = \\
 & = - U_{i,j-1}(t) \left[\alpha z_1 \cdot \alpha z_2 \right] - U_{i-1,j}(t) \left[\left(\frac{\alpha r}{2} - \frac{\alpha r \cdot \Delta R}{4R} \right) (\gamma_1 \cdot \alpha z_1 + \alpha z_2) \right] + \\
 & + U_{i,j}(t) \left[(\alpha r + \alpha z_1 - 1) \cdot \alpha z_2 + \gamma_1 \cdot \alpha z_1 (\alpha r + \alpha z_2 - 1) \right] - \\
 & - U_{i+1,j}(t) \left[\left(\frac{\alpha r}{2} + \frac{\alpha r \cdot \Delta R}{4R} \right) (\gamma_1 \cdot \alpha z_1 + \alpha z_2) \right] - U_{i,j+1}(t) \left[(\gamma_1 \cdot \alpha z_1 \cdot \alpha z_2) \right]
 \end{aligned}$$

(3 - 4)

Avec les notations suivantes :

$$\alpha r = \frac{Cv_1 \cdot \Delta t}{(\Delta R)^2}$$

$$\alpha z_1 = \frac{Cv_1 \cdot \Delta t}{(\Delta Z_1)^2}$$

$$\gamma_1 = \frac{kv_2}{kv_1} \cdot \frac{\Delta z_1}{\Delta z_2}$$

$$\alpha z_2 = \frac{Cv_2 \cdot \Delta t}{(\Delta Z_2)^2}$$

e) PRISE EN COMPTE DU REMANIEMENT

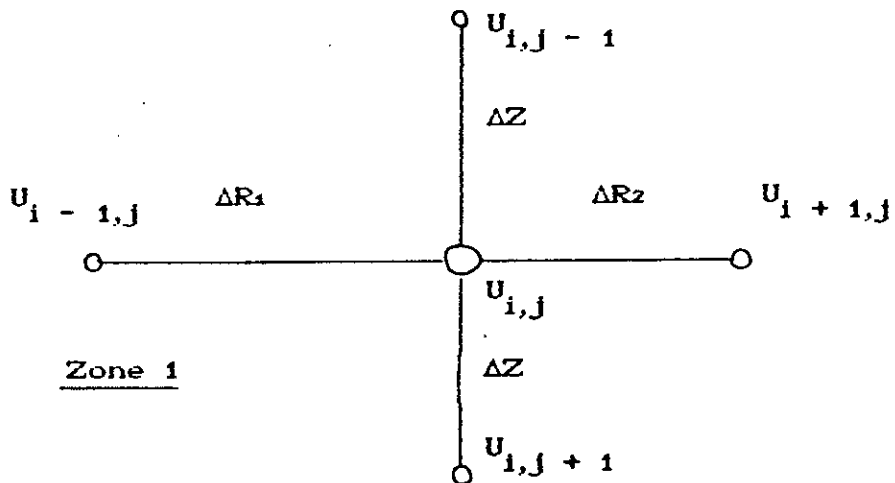
Lors de l'installation des drains verticaux, le sol est perturbé autour du drain, provoquant habituellement une forte réduction de la perméabilité de la zone remaniée.

Lorsque la variation de perméabilité et l'épaisseur de la zone influencée sont connues, on peut en tenir compte.

Pour un sol drainé, comportant plusieurs zones de perturbation autour du drain (zones cylindriques coaxiales), la condition de continuité du débit -Loi de Darcy - est conservée.

En d'autres termes si kr_1 et kr_2 son respectivement les coefficients de perméabilité de la zone 1 et de la zone 2, cette condition implique que

$$kr_1 \left(\frac{\partial u}{\partial R} \right)_1 = kr_2 \left(\frac{\partial u}{\partial R} \right)_2 \dots\dots\dots(3 - 5)$$



Si ΔR_1 et ΔR_2 sont les pas de discrétisation spatiale dans chaque zone, la combinaison des équations (3 - 2) et (3 - 5) permet d'introduire une équation supplémentaire qui définit le problème de l'interface radiale.

Cette équation supplémentaire étant :

$$\begin{aligned}
 & U_{i,j-1}(t + \Delta t) \left[\frac{\alpha z \cdot \alpha r_2}{2} \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) + \gamma_1 \cdot \frac{\alpha z \cdot \alpha r_1}{2} \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) \right] + \\
 & + U_{i-1,j}(t + \Delta t) \left[\alpha r_1 \cdot \alpha r_2 \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) \right] + \\
 & U_{i,j}(t + \Delta t) \left[\alpha r_2 (\alpha r_1 + \alpha z - 1) \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) + \gamma_1 \cdot \alpha r_1 \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) (\alpha r_2 + \alpha z - 1) \right] + \\
 & + U_{i+1,j}(t + \Delta t) \left[\gamma_1 \cdot \alpha r_1 \cdot \alpha r_2 \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) \right] + \\
 & U_{i,j+1}(t + \Delta t) \left[\frac{\alpha z \cdot \alpha r_2}{2} \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) + \gamma_1 \cdot \frac{\alpha z \cdot \alpha r_1}{2} \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) \right] = \dots \\
 & \dots = - U_{i,j-1}(t) \left[\gamma_1 \cdot \frac{\alpha r_1 \cdot \alpha r_2}{2} \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) + \frac{\alpha r_2 \cdot \alpha z}{2} \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) \right] - \\
 & - U_{i-1,j}(t) \left[\alpha r_1 \cdot \alpha r_2 \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) \right] + \\
 & U_{i,j}(t) \left[\alpha r_2 (\alpha r_1 + \alpha z - 1) \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) + \gamma_1 \cdot \alpha r_1 \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) (\alpha r_2 + \alpha z - 1) \right] - \\
 & - U_{i+1,j}(t) \left[\gamma_1 \cdot \alpha r_1 \cdot \alpha r_2 \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) \right] - \\
 & U_{i,j+1}(t) \left[\frac{\alpha r_2 \cdot \alpha z}{2} \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) + \gamma_1 \cdot \frac{\alpha r_1 \cdot \alpha z}{2} \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) \right]
 \end{aligned}$$

(3 - 6)

Avec les notations suivantes :

$$\alpha r_1 = \frac{C r_1 \cdot \Delta t}{(\Delta R_1)^2}$$

$$\alpha z = \frac{C v \cdot \Delta t}{(\Delta Z)^2}$$

$$\alpha r_2 = \frac{C r_2 \Delta t}{(\Delta R_2)^2}$$

$$\gamma_1 = \frac{k r_2}{k r_1} \cdot \frac{\Delta R_1}{\Delta R_2}$$

3 - 2 CONSOLIDATION RADIALE

Barron (1948) a présenté sous forme d'abaques "degré de consolidation radiale U_r - facteur temps $T_r = C r \cdot T/D^2$ ", la solution de l'équation différentielle :

$$C r = \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.7)$$

de la consolidation d'un cylindre de sol de diamètre D , drainé par un cylindre vertical de diamètre d .

Dans cette théorie, outre les hypothèses classiques de Terzaghi, on suppose que le toit de la couche compressible est soumis à des contraintes telles que le tassement de ce toit soit uniforme (conditions d'égales déformations verticales)

a) SCHEMA DE DISCRETION

Le sol est subdivisé en sous-couches coaxiales suivant un pas Δr , et en désignant par $U_i(t)$ la valeur de la pression interstitielle au noeud i à un temps t , la discrétisation de l'équation (3.7) débouche sur une équation de résolution numérique au temps $(t + \Delta t)$ relativement au temps t .

ainsi, les différentielles $\frac{\partial u}{\partial t}$ deviennent :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} \left[u_i(t + \Delta t) - u_i(t) \right] \quad (3 - 8 - a)$$

Au temps T, $\frac{\partial^2 u}{\partial R^2}$ deviennent :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial R^2} = \frac{1}{(\Delta R)^2} \left[u_{i+1}(t) - 2u_i(t) + u_{i-1}(t) \right] \quad (3.8.b)$$

Et au temps T + ΔT, celles-ci deviennent :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial R^2} = \frac{1}{(\Delta R)^2} \left[u_{i+1}(t + \Delta t) - 2u_i(t + \Delta t) + u_{i-1}(t + \Delta t) \right] \quad (3.8.c)$$

En arrangeant les équations (3.8) et en séparant les valeurs des expressions au temps T et au temps T+ΔT, on aboutit à l'équation :

$$\frac{\alpha r}{2} \left(1 - \frac{\Delta R}{2R}\right) \cdot U_{i-1}(t + \Delta t) + (-\alpha r - 1) \cdot U_i(t + \Delta t) +$$

$$\frac{\alpha r}{2} \left(1 + \frac{\Delta R}{2R}\right) \cdot U_{i+1}(t + \Delta t) = \dots$$

$$\dots = -\frac{\alpha r}{2} \left(1 - \frac{\Delta R}{2R}\right) \cdot U_{i-1}(t) - (-\alpha r + 1) \cdot U_i(t) -$$

$$\frac{\alpha r}{2} \left(1 + \frac{\Delta R}{2R}\right) \cdot U_{i+1}(t) \quad (3.9)$$

$$\text{avec } \alpha r = \frac{Cr \cdot \Delta t}{(\Delta R)^2}$$

et $1 < i < m$ où m est le nombre total des noeuds de la discrétisation.

c) CONDITIONS AUX LIMITES

Ces conditions sont relatives à la surface du drain et à la surface de la zone d'influence, et s'expriment par :

surface du drain drainante : $U_0 = - U_2$

surface du drain imperméable : $U_0 = U_2$

surface de la zone d'influence drainante : $U_{m+1} = - U_{m-1}$

Surface de la zone d'influence imperméable : $U_{m+1} = U_{m-1}$

d) CONDITION INITIALES

Elle signifie que la surpression interstitielle initiale est constante et est égale à la contrainte de chargement transmise par le remblai .

Elle s'exprime par :

$$u_i(t = 0) = u_0 \quad \text{pour } i = 1 \text{ à } m$$

e) PRISE EN COMPTE DU REMANIEMENT

Le remaniement apporte au cas homogène (une seule zone), un problème supplémentaire de discontinuité qu'il faut résoudre.

Pour cela , la loi de Darcy nous permet de formuler la continuité de l'écoulement par le biais d'une équation supplémentaire :

$$kr_1 \left[\frac{\partial u}{\partial R} \right]_1 = kr_2 \left[\frac{\partial u}{\partial R} \right]_2 \quad (3 . 10)$$

où kr_1 et kr_2 sont respectivement les coefficients de perméabilité de la zone 1 et de la zone 2.

La discrétisation de la relation (3 . 10), associée à l'équation (3 . 9) permet d'aboutir à l'équation de résolution :

$$\begin{aligned}
& \left[\frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2}{2} \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) \right] \cdot U_{i-1}(t + \Delta t) - \left[\frac{\alpha_2 (\alpha_1 + 1)}{2} \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) + \right. \\
& \left. \gamma \cdot \frac{\alpha_1 (\alpha_2 + 1)}{2} \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) \right] \cdot U_i(t + \Delta t) + \\
& + \left[\gamma \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2}{2} \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) \right] \cdot U_{i+1}(t + \Delta t) = \dots \\
& \dots = - \left[\frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2}{2} \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) \right] \cdot U_{i-1}(t) + \left[\frac{\alpha_2 (\alpha_1 - 1)}{2} \left(1 - \frac{\Delta R_2}{2R} \right) + \right. \\
& \left. \gamma \cdot \frac{\alpha_1 (\alpha_2 - 1)}{2} \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) \right] \cdot U_i(t) - \\
& - \left[\gamma \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2}{2} \left(1 + \frac{\Delta R_1}{2R} \right) \right] \cdot U_{i+1}(t) = \dots
\end{aligned}$$

(3- 11)

avec les notations suivantes :

$$\alpha_1 = \frac{Cr_1 \cdot \Delta t}{(\Delta R_1)^2} ; \quad \alpha_2 = \frac{Cr_2 \cdot \Delta t}{(\Delta R_2)^2}$$

$$\gamma = \frac{kr_2}{kr_1} \cdot \frac{\Delta R_1}{\Delta R_2}$$

3 . 3 - CAS UNIDIMENSIONNEL

a) INTRODUCTION

L'équation différentielle de base qui régit l'évolution des surpressions interstitielles dans le temps, pour le cas unidimensionnel, s'écrit sous la forme :

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3 . 12)$$

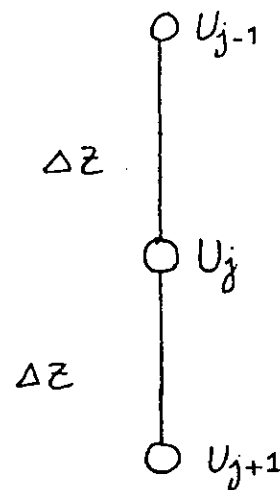
Elle décrit la consolidation d'une couche de sol homogène, saturée et dépourvue de fluage. Le comportement du sol est caractérisé par le coefficient de consolidation verticale C_v et la distance de drainage H .

Cette équation a été résolue sous forme adimensionnelle :
" degré de consolidation verticale U_v - facteur de temps
 $T_v = C_v * T / H^2$ " et ceci pour différentes distributions initiales des surpressions interstitielles (uniforme, triangulaire et sinusoidale).

Dans ce qui suit , nous allons utiliser les différences finies pour la résolution de l'équation différentielle aux dérivées partielles précédentes.

b) CAS D'UNE SEULE COUCHE

La méthode de résolution consiste à discrétiser notre couche de sol, supposée homogène , en un certains nombres de points d'épaisseur connue et à traduire l'équation aux dérivées partielles (éq. 3-12) en une équation aux différences finies aux points considérés.



Si on adopte l'indice j pour les subdivisions (sous-couches), la méthode explicite de Crank-Nicholson permet d'écrire un système d'équations qui décrit l'évolution de la surpression interstitielle pour tous les points de la couche subdivisée, entre les intervalles de temps T et $(T + \Delta T)$.

Ainsi les différentielles $\frac{\partial u}{\partial t}$

deviennent

$$\frac{\partial u}{\partial t} \approx \frac{1}{\Delta t} \left[u_j(t + \Delta t) - u_j(t) \right] \quad (3.12.a)$$

au temps T , $\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ deviennent :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{(\Delta Z)^2} \left[u_{j+1}(t) - 2 U_j(t) + U_{j-1}(t) \right] \quad (3.12.b)$$

et au temps $(t + \Delta t)$, celles-ci deviennent

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{(\Delta Z)^2} \left[U_{j+1}(t + \Delta t) - 2 U_j(t + \Delta t) + U_{j-1}(t + \Delta t) \right] \quad (3.12.c)$$

en arrangeant les équations (3 . 12), et en séparant les valeurs des expressions au temps T et au temps $T + \Delta T$ on aboutit à l'équation :

$$\frac{\alpha}{2} U_{j+1}(t + \Delta t) - (1 + \alpha) \cdot U_j(t + \Delta t) + \frac{\alpha}{2} U_{j-1}(t + \Delta t) = \dots$$

$$\dots = - \frac{\alpha}{2} U_{j+1}(t) - (1 + \alpha) \cdot U_j(t) - \frac{\alpha}{2} U_{j-1}(t)$$

(3 - 13)

avec

$$\alpha = \frac{C_v \cdot \Delta t}{(\Delta Z)^2}$$

et

$$1 < j < n$$

où n représente le nombre de noeuds dans la direction verticale.

c) CONDITIONS AUX LIMITES

Ces conditions s'appliquent au substratum et à l'interface remblai-sol, en terme de différences centrales.

Pour l'interface remblai-sol (noeud 1) :

- surface supérieure perméable : $\frac{1}{2\Delta Z} (U_2(t) - U_0(t)) = 0$

- surface supérieure imperméable : $\frac{1}{2\Delta Z} (U_2(t) + U_0(t)) = 0$

Pour le substratum (noeud n) :

- substratum drainant : $\frac{1}{2\Delta Z} (U_{n+1}(t) - U_{n-1}(t)) = 0$

- substratum perméable : $\frac{1}{2\Delta Z} (U_{n+1}(t) + U_{n-1}(t)) = 0$

Les noeuds 0 et n + 1 sont des noeuds fictifs.

d) CONDITION INITIALE

Elle signifie que la surpression interstitielle initiale est constante et est égale à la contrainte de chargement transmise par le remblai.

Elle s'exprime par

$$U_j(t = 0) = U_0 \quad \forall j = 1 : n$$

e) CAS D'UN MULTICOUCHE

Dans le cas d'un sol stratifié, l'interface entre les différentes couches constitue un problème de discontinuité qu'il faut résoudre.

La loi de Darcy permet de résoudre ce problème en égalisant la vitesse d'écoulement calculée à partir de la couche supérieure et de la couche inférieure de l'interface considérée :

$$k_1 \left[\frac{\partial u}{\partial z} \right]_1 = k_2 \left[\frac{\partial u}{\partial z} \right]_2 \quad (3.14)$$

où k_1 et k_2 sont les coefficients de perméabilité respectifs de la couche 1 et de la couche 2.

L'équation (3.14) exprimée en terme de différences finies associée à l'équation (3.13) permet d'introduire une équation supplémentaire résolvant le problème de discontinuité à partir de la relation :

$$\begin{aligned} & \left[\alpha_1 \cdot \alpha_2 \right] U_{j-1}(t+\Delta t) + \left[-\alpha_2(\alpha_1+1) - \gamma \alpha_1(\alpha_2+1) \right] U_j(t+\Delta t) + \dots \\ & + \left[\gamma \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \right] U_{j+1}(t+\Delta t) = - \left[\alpha_1 \cdot \alpha_2 \right] U_{j-1}(t) - \\ & \left[\alpha_2(\alpha_1-1) - \gamma \alpha_1(\alpha_2-1) \right] U_j(t) - \left[\gamma \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \right] U_{j+1}(t) \end{aligned} \quad (3.15)$$

avec les notations suivantes :

$$\alpha_1 = \frac{Cv_1 \cdot \Delta t}{(\Delta Z_1)^2} ; \alpha_2 = \frac{Cv_2 \cdot \Delta t}{(\Delta Z_2)^2} ; \gamma = \frac{k_2}{k_1} \cdot \frac{\Delta Z_1}{\Delta Z_2}$$

4 - LE DEGRE DE CONSOLIDATION

Pour suivre le processus de la consolidation au cours duquel la dissipation de la surpression interstitielle est accompagnée par un accroissement de la contrainte effective, on définit à tout instant un rapport appelé degré de consolidation moyen reliant cet accroissement de la contrainte effective à la charge extérieure provoquant la déformation, ce même rapport désigne le tassement qui en résulte à l'instant "t" rapporté au tassement qui se produirait à long terme.

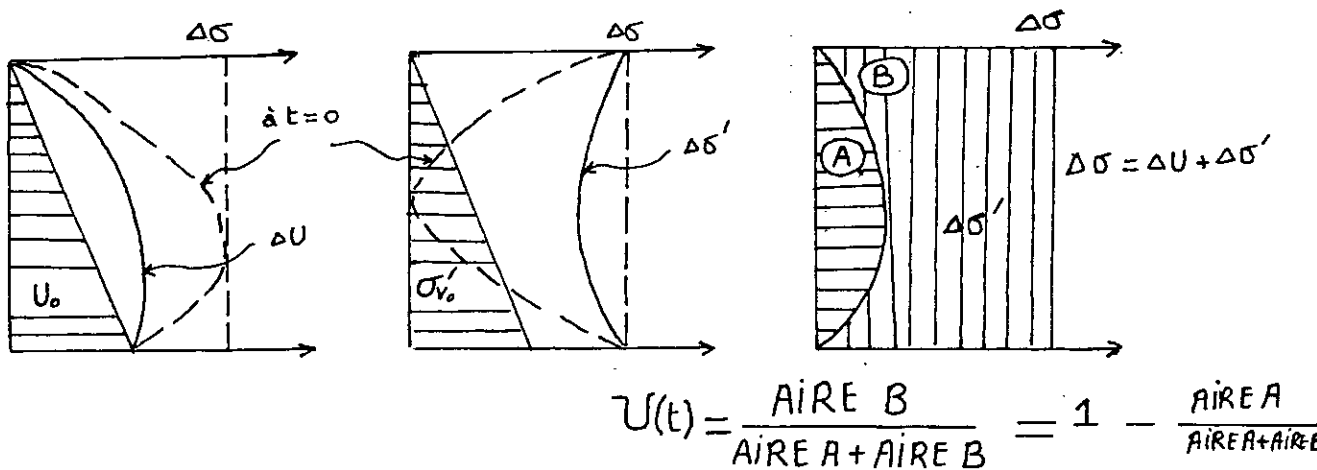


Fig. (4 . 1)
Définition du degré de consolidation

A partir de la figure (4 . 1) Les expressions de degré de consolidation dans le cas de consolidation verticale, radiale et tridimensionnelle peuvent être formulées de la manière suivante :

* CAS DE LA CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE

$$U(t) = 1 - \frac{\int_0^h u(z,t) dz}{\Delta \sigma \cdot h}$$

★ CAS DE LA CONSOLIDATION RADIALE

$$U(t) = 1 - \frac{1}{\Delta\sigma} \int_{d/2}^{D/2} \frac{2\pi \cdot r \cdot U(r, t)}{\pi(D^2 - d^2)/4} \cdot dr$$

★ CAS DE LA CONSOLIDATION TRIDIMENSIONNELLE

$$U(t) = \frac{1}{V} \iiint_V \left(1 - \frac{u}{\Delta\sigma} \right) dv = 1 - \frac{1}{\Delta\sigma} \int_0^h \int_{d/2}^{D/2} \frac{2\pi \cdot r \cdot U(r, z, t)}{\pi h(D^2 - d^2)/4} \cdot dr \cdot dz$$

où :

h : désigne l'épaisseur de la couche compressible

D : le diamètre de la zone d'influence du drain

d : le diamètre du drain.

5 - CONSOLIDATION SOUS UN CHARGEMENT VARIABLE

5 - 1 INTRODUCTION

Les équations différentielles de la consolidation ont été dérivées dans l'hypothèse où la charge totale provoquant la déformation du sol, est appliquée instantanément.

En réalité, l'édification d'ouvrages sur sols compressibles, s'étale généralement sur plusieurs mois pendant lesquels le sol est soumis à une pression augmentant progressivement dans le temps. Ce mode de construction peut être imposé par les conditions du chantier ou par de faibles caractéristiques mécaniques du sol porteur.

Lorsqu'il s'agit d'un sol compressible équipé de drains verticaux, une part importante de la consolidation s'effectue pendant l'édification de l'ouvrage. On se trouve alors dans l'obligation de prévoir le degré de consolidation à chaque

instant pour définir le programme de chargement au stade du projet et d'éviter une rupture éventuelle du sol.

La multiplicité des cas possibles de chargement et de déchargement rend impossible la formulation d'une expression générale décrivant le phénomène réel. Ceci explique l'absence des solutions analytiques à l'exception de quelques résolutions qui traitent le cas d'un chargement variable dont la loi de variation en fonction du temps est linéaire.

Citons les solutions d'Olson (1977) pour le cas de la consolidation unidimensionnelle et radiale et la solution de Chaput et Thomann (1975) pour la consolidation tridimensionnelle (fig 5.1).

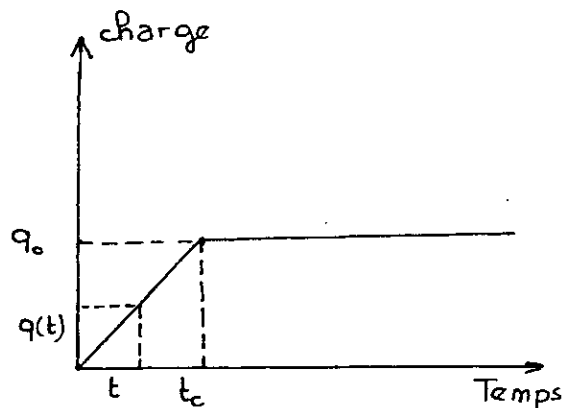


Fig.5.1 Loi de chargement en fonction du temps. Pour la résolution analytique.

5 - 2 RESOLUTION NUMERIQUE

Etant donné que la formulation analytique du problème de la consolidation sous un chargement variable est fastidieuse, on fait appel aux méthodes numériques qui se prêtent beaucoup plus à solutionner le problème.

Outre les hypothèses classiques de Terzaghi relatives à la consolidation, sous charge appliquée instantanément, il est supposé que la déformation est libre à l'interface remblai-sol compressibles, ce qui revient à admettre que la charge est uniforme dans la zone d'influence de chaque drain.

De plus, la vitesse d'application de la surcharge peut être modifiée de façon discrète et s'annuler sur certains intervalles de temps (surcharges constantes) (fig.5.2)

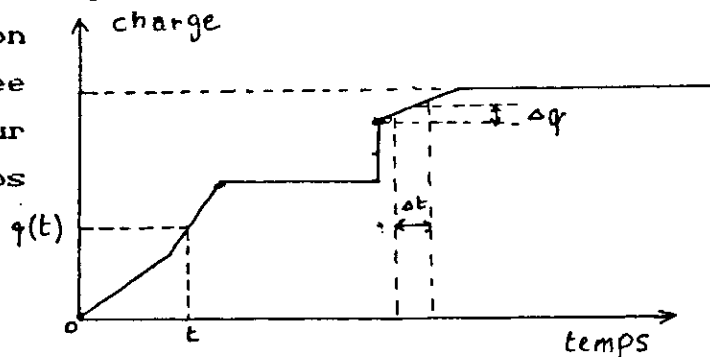


Fig.5-2 Chargement quelconque.

Pour le traitement numérique de la consolidation sous charge variable, la loi de variation de la surcharge - supposée quelconque - est approché par sa variation moyenne (fig. 5 . 3) .

Ainsi, pour chaque transition Δt , on est amené à solutionner le problème comme étant à chargement instantané par palier.

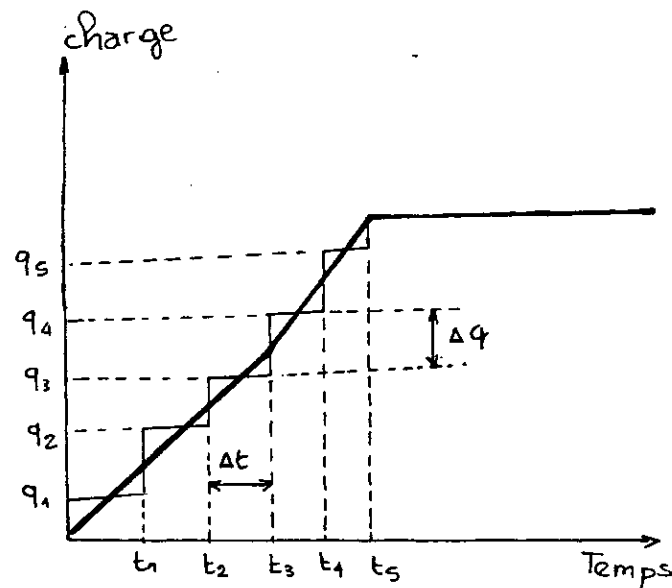


Fig. 5 - 3 Approximation du chargement variable par un chargement constant par palier.

5 - 3 DEGRE DE CONSOLIDATION

Lumb.P.(1963) a donné une définition du degré de consolidation dans le cas de consolidation verticale sous un chargement variable qui aussi applicable pour le cas de la consolidation radiale et tridimensionnelle (Olson , 1977; Thomann & Chaput, 1975).

Le degré de consolidation dans ce cas est donné par :

$$U(t) = \frac{q(t) - \bar{u}}{q_0}$$

où :

\bar{u} : Surpression interstitielle moyenne.

q_0 : Charge ultime (à la fin de la construction).

$q(t)$: La charge sous laquelle s'effectue le calcul du degré de consolidation.

Il est à noter que si $q(t)$ est égale à la charge ultime, la définition du degré de consolidation verticale sous le chargement variable est identique à celle du degré de consolidation sous un chargement instantané.

CONCLUSION

Dans cette partie, nous avons développé les différentes équations qui gouvernent le problème de la consolidation dans toutes ces formes : uni, bi-t tridimensionnelle, dans le but de les mettre sous forme d'un programme opérationnel.

L'élaboration de ce programme permet de traiter sur ordinateur, par la méthode des différences définies, l'équation de la consolidation d'un sol compressible, dans le cas d'un chargement constant ou variable dans le temps.

On dispose ainsi d'une méthode permettant une meilleure prévision de la consolidation d'une couche de sol équipée de drains verticaux.

L'équation régissant l'évolution de la pression interstitielle sera exprimée en termes de différences finies entre deux états de temps et d'espace.

Le système d'équations obtenu sera linéaire et va décrire l'évolution de la pression interstitielle dans le temps et dans l'espace. Il sera résolu, en considérant les conditions initiales et les conditions limites.

Il faut préciser aussi que lorsque la couche est non homogène, des équations supplémentaires devront être écrites pour résoudre le problème de discontinuité entre deux couches avoisinantes de caractéristiques différentes.

Ces équations seront écrites et introduites dans le système global, moyennant la continuité de l'écoulement de celles-ci.

En utilisant ces relations, le programme établi permet de calculer, la surpression interstitielle en tout point du domaine étudié et de déterminer, à un instant donné, le degré de consolidation correspondant.

L'organigramme en annexe B décrit l'enchaînement des calculs. Cet organigramme est complété par le tableau, fourni en Annexe C, donnant la correspondance entre les symboles mathématiques et les notations utilisées dans le programme FORTRAN.

Le listing complet, en annexe D, permet de suivre le déroulement des calculs dans le détail. La notice d'exploitation du programme et donnée en Annexe E, enfin, des applications numériques seront étudiées en Annexe F.

TROISIEME PARTIE

**ANALYSE ET INTERPRETATION DES
RESULTATS**

1. INTRODUCTION

Bien qu'il soit impossible de donner en quelques pages, un panorama complet et détaillé de toutes les connaissances disponibles en matière de l'étude de la consolidation autour des drains, il a paru utile de rassembler, dans ce chapitre, quelques résultats des développements numériques décrivant ce phénomène.

Le premier but de ce travail est le traitement numérique du problème de la consolidation sous ses différents aspects : unidimensionnelle, radiale et tridimensionnelle et de comparer les résultats obtenus par les méthodes numériques à ceux donnés par des abaques résultant de la résolution analytique.

Pour l'analyse des surpressions interstitielles, on tracera les isochrones pour les différents cas étudiés et on déterminera l'évolution du degré de consolidation au cours du temps. Par ailleurs, la formule de CARILLO pour le cas tridimensionnel, a été validée.

Egalement, nous nous sommes appliqués à étudier certains aspects de la consolidation qui sont peu traités dans la bibliographie. On s'est intéressé, en particulier, au cas où les drains perforent plusieurs couches stratifiées, à la présence d'une zone de remaniement et au cas d'un chargement variable.

L'intérêt économique que peuvent présenter les drains de sable verticaux pour certains projets de Génie-Civil, nous oblige à disposer d'une méthode de dimensionnement fiable. Il paraît donc nécessaire de mettre en évidence l'excellente procédure du programme ainsi que la concordance des résultats avec ceux des différents chercheurs. Pour cela, des exemples tests ont été traités et donnés comme suit :

* Pour l'étude unidimensionnelle, on traitera :

- La consolidation d'une couche homogène sous un chargement instantané,
- La consolidation d'une couche homogène sous un chargement variable dont la loi de variation au cours du temps est linéaire.

* Pour l'étude radiale, on s'intéressera à la consolidation d'une couche homogène par des drains verticaux sous un chargement :

- Instantané,
- variable dont la loi en fonction du temps est linéaire.

* Pour l'étude tridimensionnelle, on traitera la consolidation d'une couche homogène avec des drains verticaux sous un chargement instantané (comparaison avec les résultats de CARILLO).

La suite de ce chapitre a été consacré à une analyse plus complexe, présentée comme suit :

* Analyse de la consolidation unidimensionnelle : cas d'un multicouche.

* Analyse de la consolidation radiale : cas de remaniement autour du drain.

* Analyse de la consolidation tridimensionnelle : cas d'un multicouche, étude de remaniement.

2 - EXEMPLES TESTS

2 - 1) CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE

Les Fig.2-1-1 et Fig.2-1-2 montrent les isochrones des pressions interstitielles et l'évolution du degré consolidation (U_v) en fonction du temps pour le cas d'une répartition uniforme de la pression initiale U_0 , sous un chargement instantané.

La concordance avec la courbe théorique de TERZAGHI (fig.2-1-3) permet de dire que la méthode numérique adoptée présente une assez bonne approche du problème.

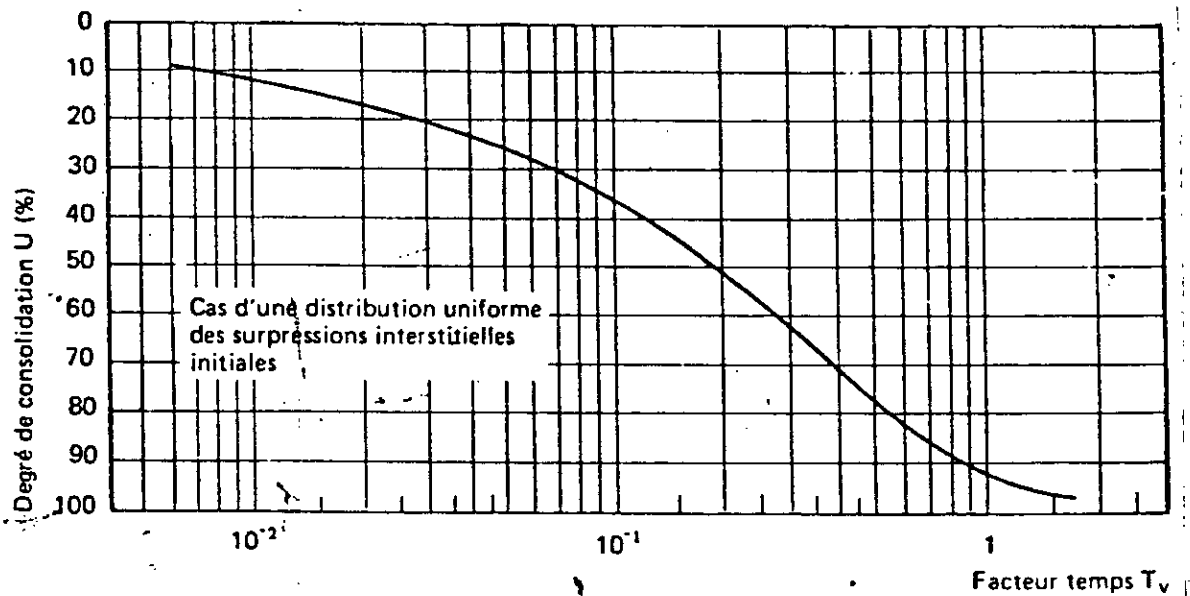


Fig.2-1-3 Abaque de TERZAGHI
(consolidation unidimensionnelle)

La Fig.2-1-4 montre l'évolution du degré de consolidation (U) en fonction du temps sous un chargement variable dont la loi en fonction du temps est linéaire, et cela pour différents temps de chargement (t_c).

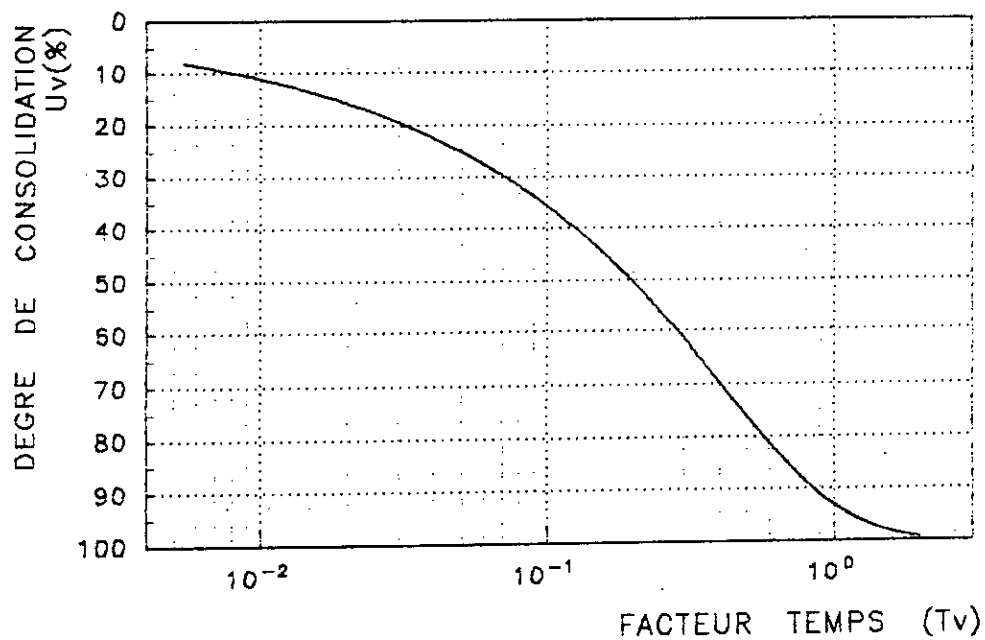


Fig.2-1-2 Evolution du degré de consolidation (U_v) en fonction du facteur temps ($T_v = C_v * T / H^2$)

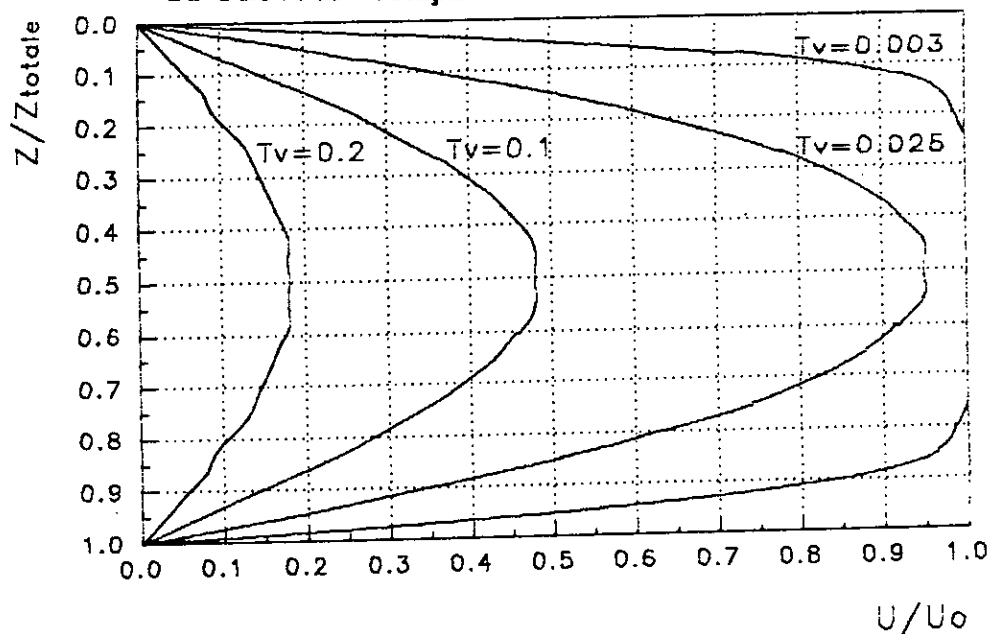


Fig.2-1-1 Isochrones des pressions interstitielles pour la consolidation unidimensionnelle

Par comparaison avec les solutions analytiques d'OLSON (1977), (fig.2-1-5), nous dirons que le programme présente des résultats satisfaisants, même dans le cas d'un chargement variable .

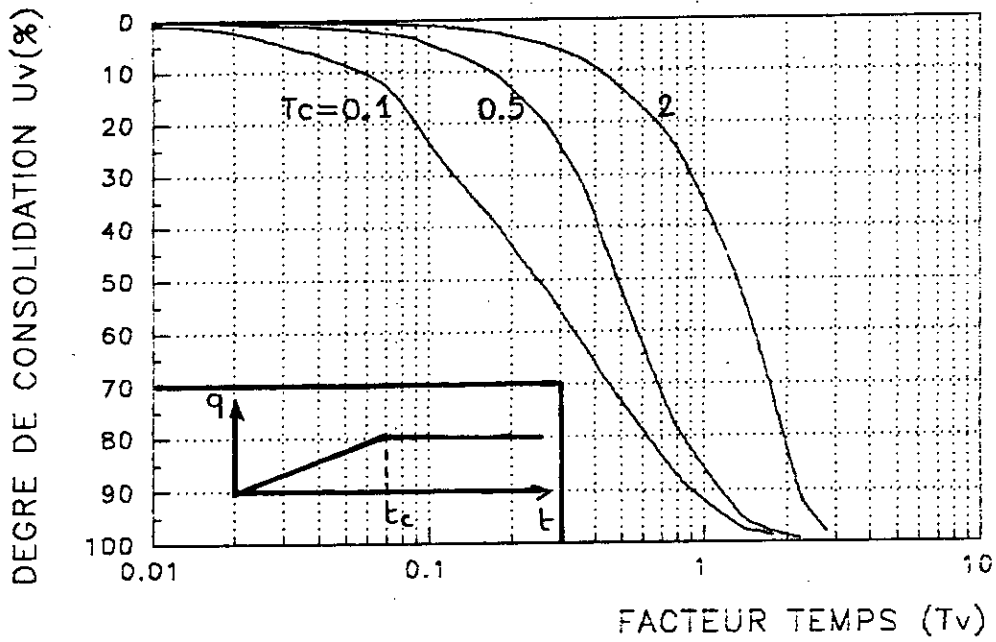


Fig.2-1-4 Variation du degré de consolidation (U_v) ,fonction du facteur temps T_v , dans le cas d'un chargement variable pour des valeurs du facteur temps de charge ($T_c = C_v * t_c / H^2$)

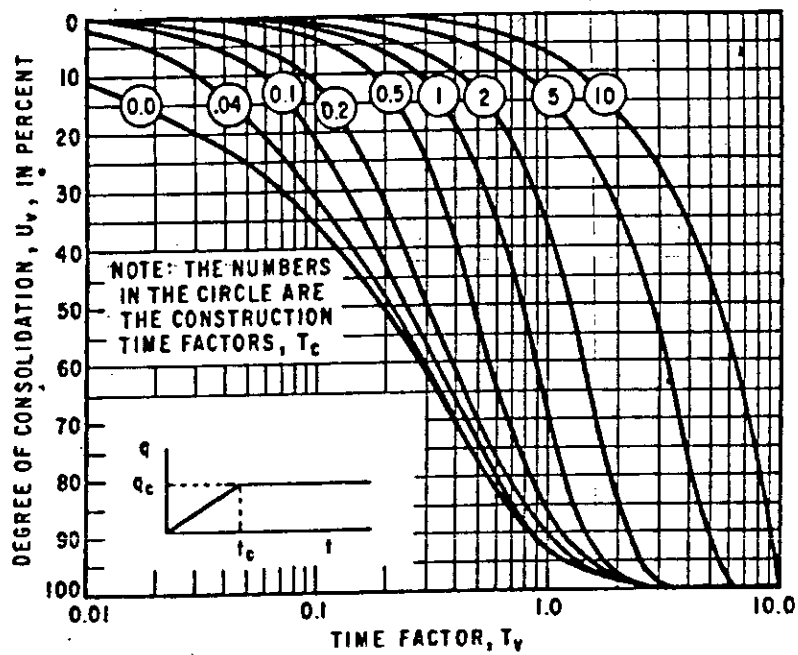


Fig.2-1-5 Courbes de OLSON pour un cas de chargement variable.

2 - 2) CONSOLIDATION AVEC DRAINS VERTICAUX

L'évolution du degré de consolidation (U) en fonction du temps, sous un chargement instantané et sous l'hypothèse de déformations libres, est présentée par la Fig.2-2-1 .

Ces courbes ont été tracées pour différentes valeurs du rapport de diamètres $N = D / d$

Pour comparer ces courbes à celles obtenues par la théorie de BARRON (fig.2-2-2), il est nécessaire de noter que ces dernières sont obtenues sous l'hypothèses de déformations uniformes.

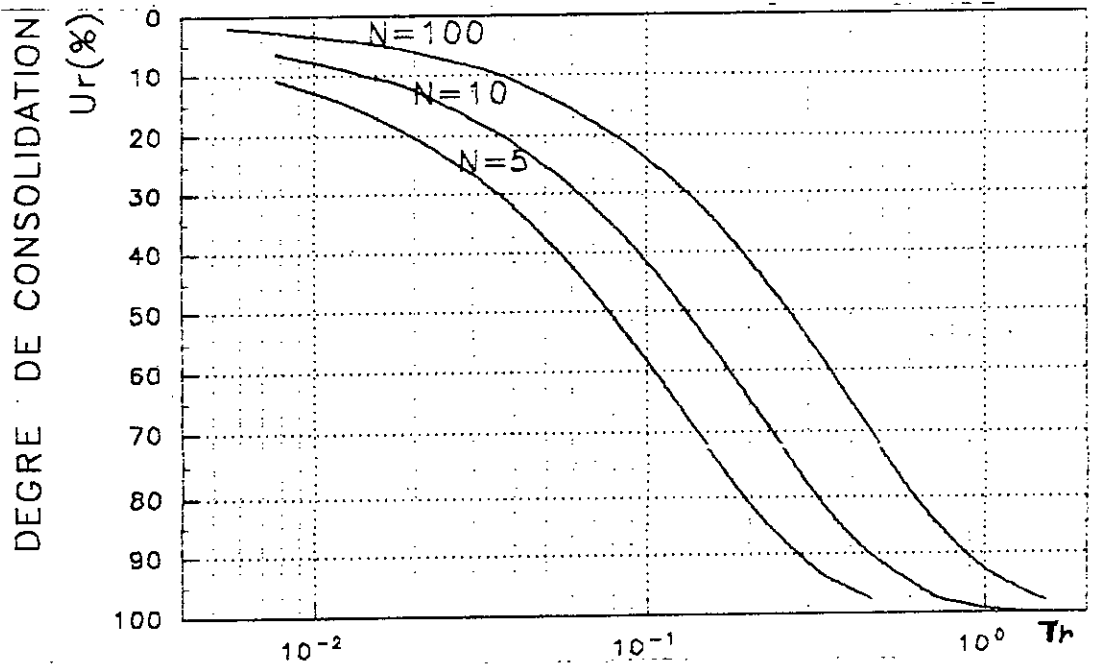


FIG.2-2-1 Evolution du degré de consolidation (U_r) en fonction du facteur temps ($T_r = C_r * T / D^2$), pour différentes valeurs du rapport de diamètres : $N = D / d$

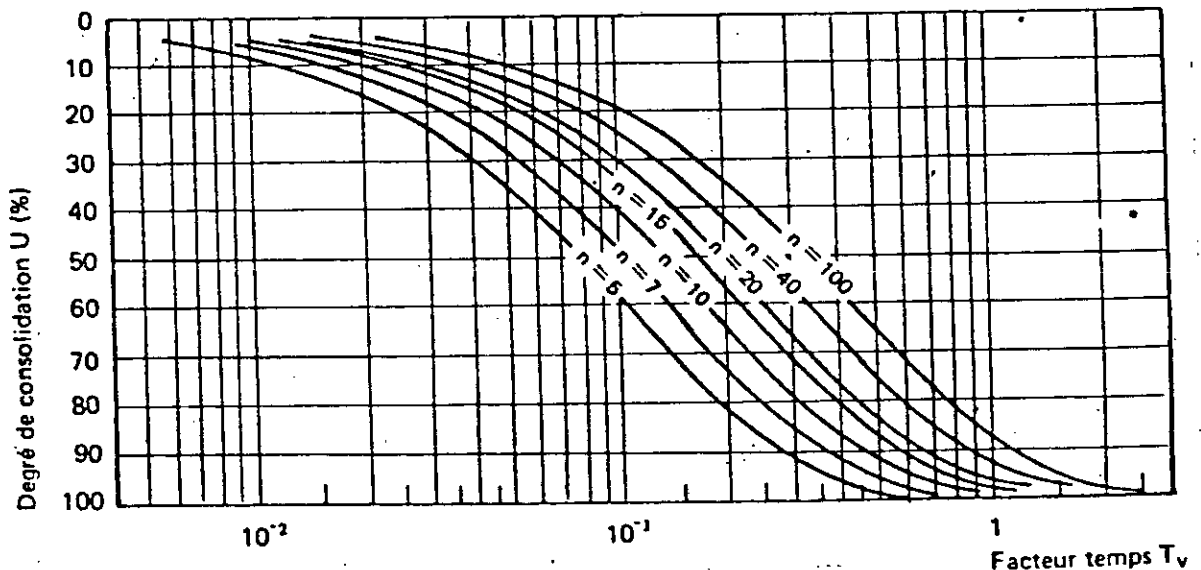


FIG.2-2-2. Abaque de BARRON (consolidation radiale)

La figure 2-2-3 représente les isochrones des pressions interstitielles de la consolidation par drainage radiale .

Ces courbes sont relatives au cas d'un drain perméable et d'une zone de référence imperméable .

Le facteur temps radiale est défini comme étant :

$$Tr = Cr * T / D^2$$

ou D est le diamètre de la zone d'influence .

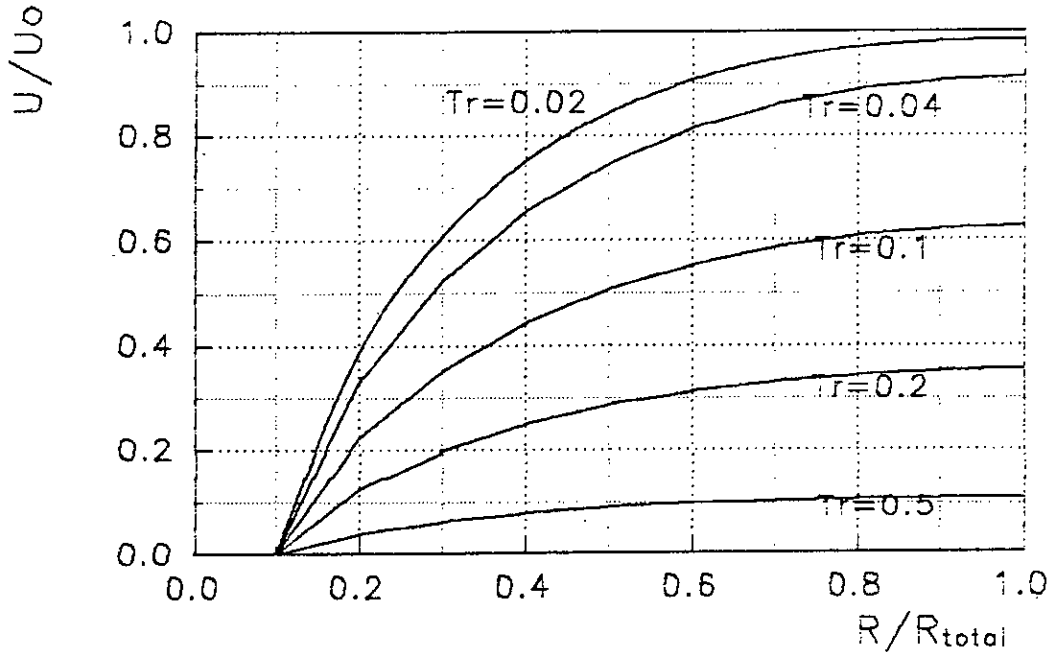


Fig.2-2-3 Isochrones des pressions interstitielles de la consolidation radiale

La Fig. 2-2-4 montre l'évolution du degré de consolidation (U) sous un chargement variable dans le temps pour différents types de chargement (tc).

Une confrontation avec les courbes théoriques d'OLSON (1977) (fig.2-2-5) montre que le programme donne de très bons résultats.

La différence entre les résultats obtenus dans les deux cas extrêmes est faible, à défaut d'être négligeable.

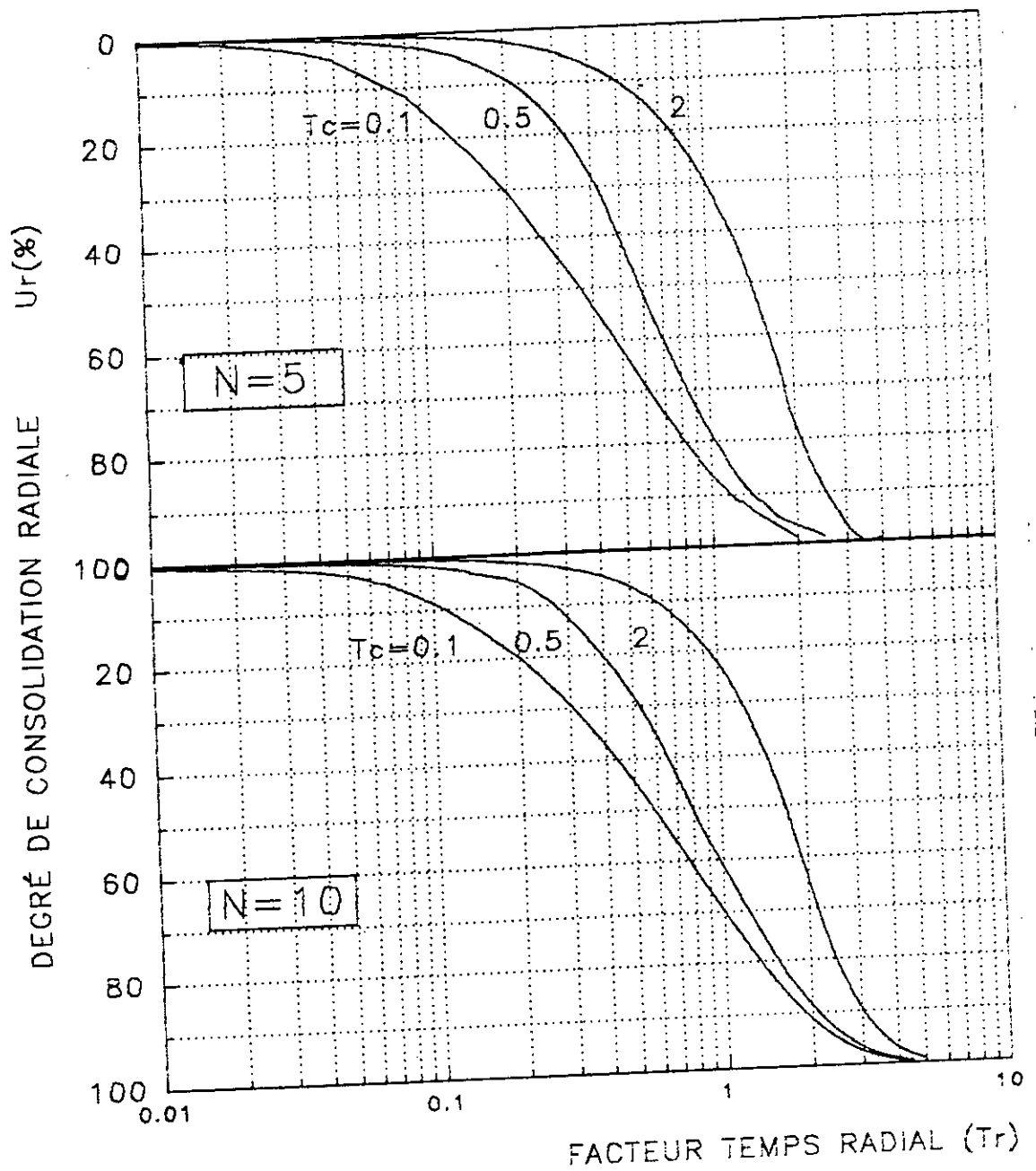


Fig.2-2-4 Variation du degré de consolidation radiale (U_r) en fonction du facteur temps ($T_r = C_r * T / D^2$) dans le cas d'un chargement variable et ceci pour différentes valeurs du facteur temps de charge ($T_c = C_r * T / R^2$)

NOTE : N = diamètre zone d'influence / diamètre du drain.
 T_c = temps de chargement .

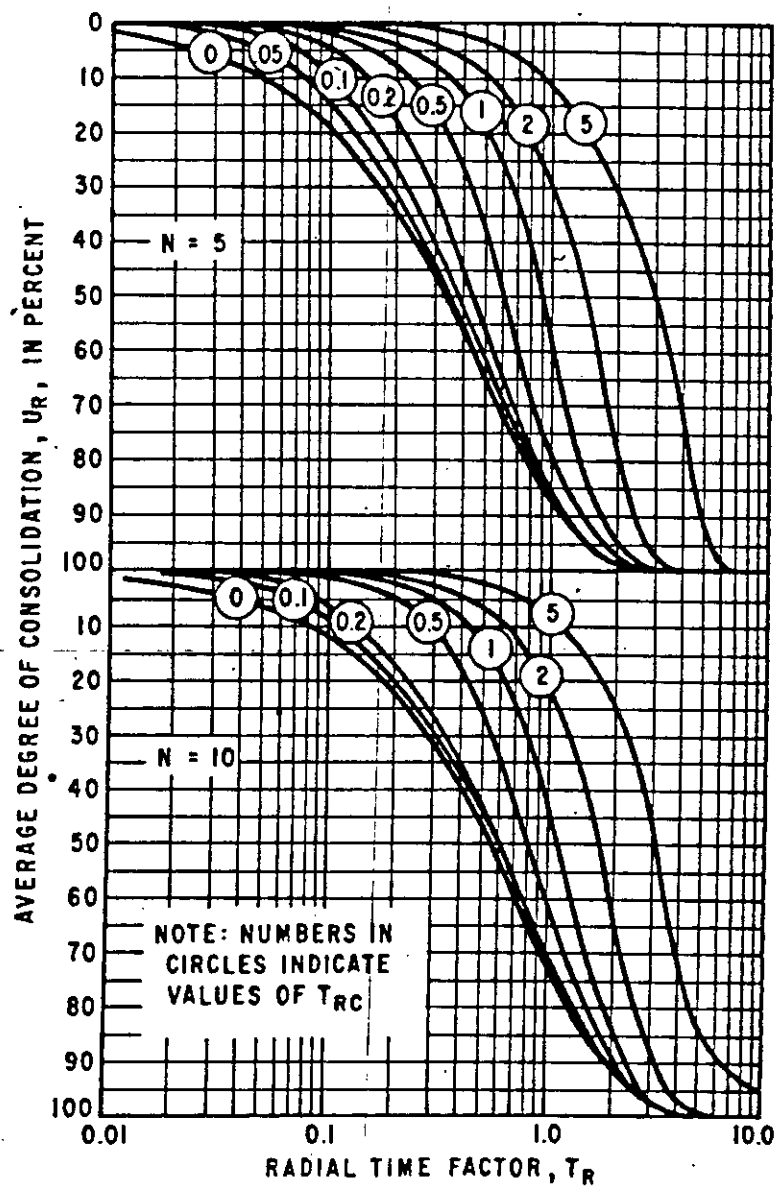


Fig.2-2-5 Courbes de OLSON pour un écoulement radial
 et un chargement variable $U_r = F (T_r)$

2 - 3) CONSOLIDATION TRIDIMENSIONNELLE

L'exemple test traité est celui d'une couche homogène consolidée par drains verticaux sous un chargement instantané et sans tenir compte de l'effet de remaniement autour des drains.

La courbe de degré de consolidation (U) en fonction du temps présentée en Fig.2-3-1 est comparable à celle obtenue par CARILLO en séparant le problème général en un problème unidimensionnel de TERZAGHI et un problème radial de RENDULIC.

Le choix du maillage avec un maximum de noeuds permet d'atteindre une plus grande précision, mais prolonge la durée de l'exécution à un point que l'on est poussé à fixer un maillage critique équilibrant entre ces deux facteurs (précision-temps d'exécution)

Il est à noter qu'une exécution peut durer deux à trois jours sur une machine du type VAX et une dizaine d'heures sur un micro compatible I B M

3 - CONSOLIDATION DES SOLS STRATIFIES

Les solutions analytiques de Terzaghi (1923), Rendulic (1935) et Barron (1948), sont établies uniquement pour des cas simples de sols monocouches.

Dans le cas des sols stratifiés, où les coefficients de consolidation et de perméabilité sont variables d'une couche à une autre, on détermine en général, un coefficient équivalent et on traite le sol comme étant monocouche, homogène.

En pratique cette méthode n'est valable que dans le cas où les différentes couches du sol sont à caractéristiques physiques sensiblement voisines; ce qui n'est généralement pas le cas.

Le programme élaboré, permet de traiter la consolidation des sols stratifiés, à caractéristiques physiques et géométriques variables en profondeur, et de déterminer le degré de consolidation pour un temps de contrôle fixé d'avance.

Pour le cas d'un chargement instantané, l'évolution de la surpression interstitielle suivant la profondeur est représentée par les figures 3 - 1 et 3 - 2 pour un cas de consolidation unidimensionnelle, et par la figure 3 - 3 pour une consolidation tridimensionnelle.

Ces isochrones permettent d'observer nettement, l'effet de la variation des caractéristiques physiques, d'une couche à une autre, sur la distribution de la surpression interstitielle.

4 - EFFET DU REMANIEMENT AUTOUR DU DRAIN

Lorsqu'il s'agit d'accélérer la consolidation d'un sol par un réseau de drains verticaux, il faut garder à l'esprit qu'il est pratiquement impossible de mettre en place des drains, par l'une des techniques d'installation, sans provoquer de perturbations dans le sol environnant.

La variation des caractéristiques physiques du sol résultant de l'effet de perturbation, rend la théorie classique incapable de décrire la consolidation par drains verticaux. C'est pourquoi, le présent programme a été mis au point pour tenir compte de cet effet, permettant une approche plus réaliste du problème.

A titre d'exemple, la figure.4 - 1 montre l'effet du remaniement du sol périphérique au drain sur la distribution de la pression interstitielle.

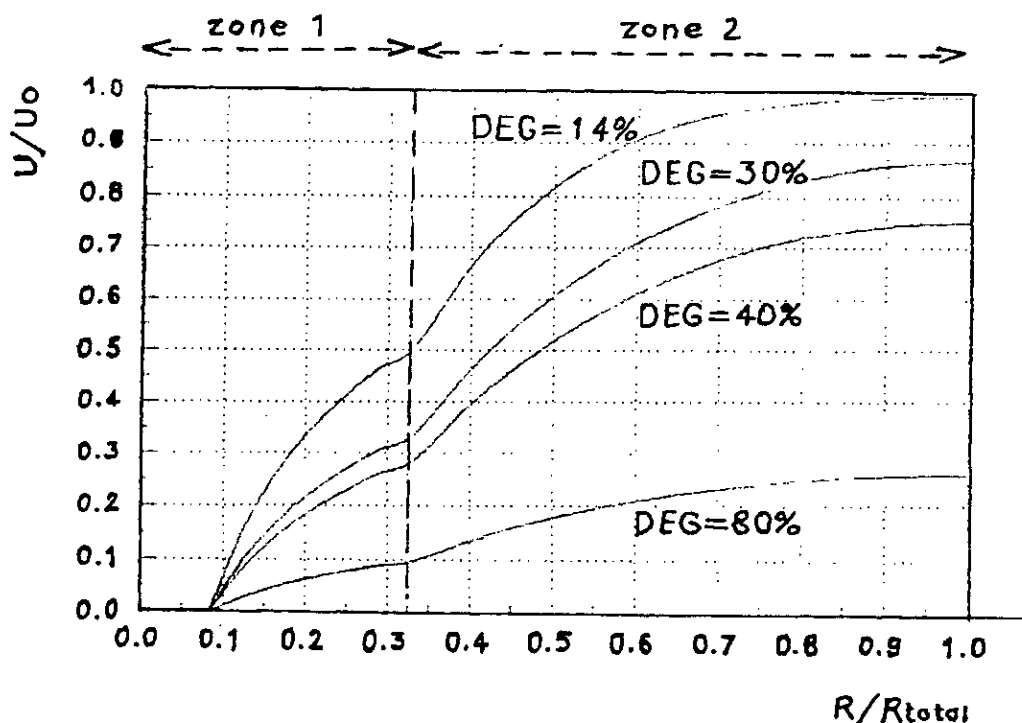


Fig.4 - 1 Evolution des pressions interstitielles dans le cas d'un remaniement autour du drain

5 - CHOIX DU MATERIAU DRAINANT

Peu d'études ont été consacrées au choix du matériau à utiliser pour les drains de sable et les critères de ce choix sont toujours formulés selon l'expérience heureuse ou malheureuse des chantiers précédents .

Cette attitude des constructeurs provoque dans beaucoup de cas de sérieux problèmes au niveau du déroulement des travaux ,à cause d'un manque ou d'une absence éventuelle de matériau usuel.

C'est pourquoi qu'une connaissance des caractéristiques du matériau drainant s'impose afin d'éliminer la restriction sur un seul choix et d'avoir une large plage de solutions.

Dans ce sens une étude paramétrique à été effectuée en essayant d'apporter une solution au problème .

L'idée de l'étude est de répondre à la question suivante :
"quel est le matériau drainant à utiliser pour éviter la mise en charge du drain ,c'est à dire qu'à l'intérieur du drain la surpression interstitielle est nulle ".

La figure.4 - 1 représente un certain nombre de propositions pour des cas bien spécifiques ($K_{r\text{drain}} / K_{r\text{sol}} = 10^4$)

Pour un temps $T > 5$ heures on voit que le rapport du coefficient de consolidation ($C_{r\text{drain}} / C_{r\text{sol}}$) tend vers une valeur assez faible ce qui justifie que le matériau drain s'est consolidé($C_{r\text{drain}}$ tend vers zéro).

Ces courbes ont été obtenus pour la condition que la pression interstitielle au niveau du drain soit faible relativement à la pression développée sur la zone d'influence (rapport $< 1\%$).

COEFF. DE CONSOL. DU DRAIN / COEFF. DE CONSOL. DU SOL

$C_{r\text{drain}} / C_{r\text{sol}}$

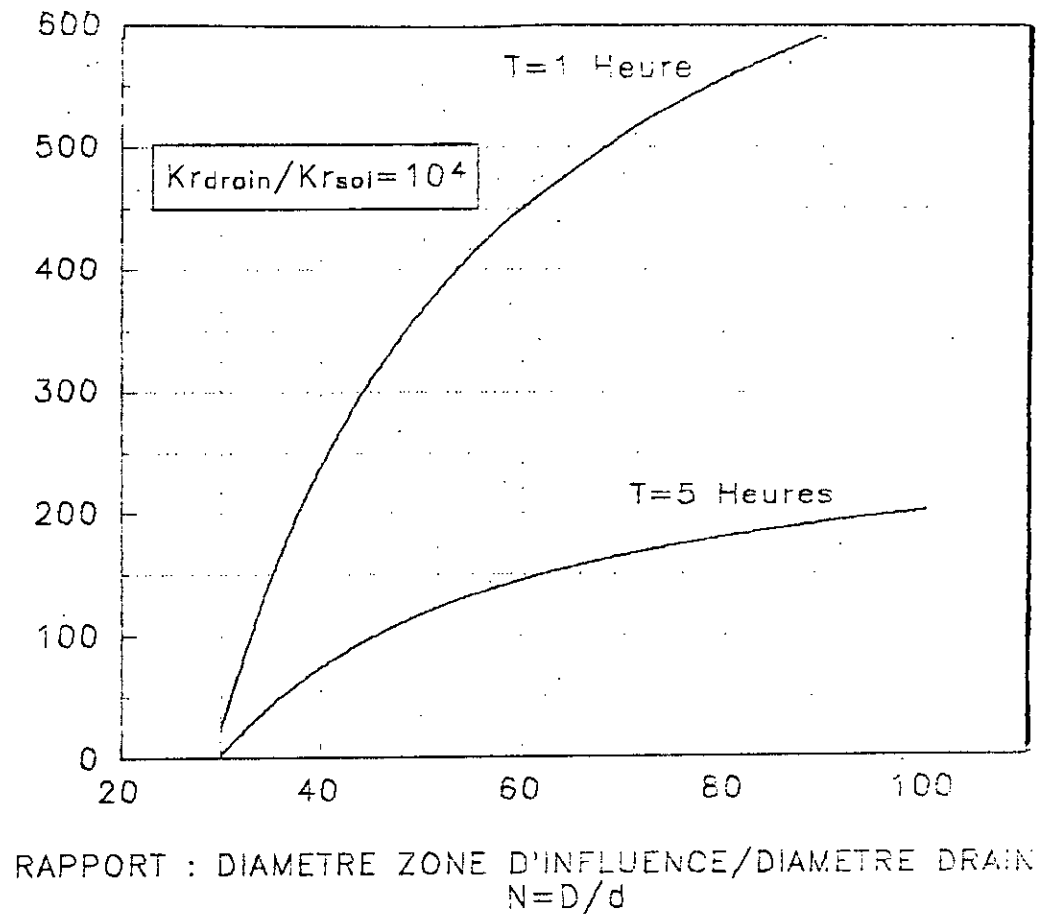


Figure.4 - 1 Variation du rapport coefficient de consolidation du drain / le coefficient de consolidation du sol, fonction du rapport $N =$ diamètre de la zone d'influence / diamètre du drain

PERSPECTIVES

Face à la grande variété des théories développées dans le but d'apporter des améliorations aux théories classiques, on s'est amené à structurer le programme en sous programme modulaires, offrant plusieurs possibilités d'extension de nouvelles hypothèses et considérations et ouvrant de larges perspectives à l'étude de la consolidation dans ces différents aspects.

Ainsi, le programme permet d'intégrer les variations de la compressibilité et la perméabilité du sol au cours de la consolidation, il permet également un calcul de tassement primaire et celui de fluage par un sous programme relié au programme principale.

Dans le cas de la consolidation tridimensionnelle, seuls deux cas ont été traités : cas d'une couche de sol homogène avec zone de perturbation autour du drain et le cas d'un multicouche, où l'effet du remaniement a été ignoré.

En d'autres termes, le cas d'un multicouche avec zone de remaniement autour du drain n'a pas fait l'objet de cette étude pour une raison qui n'est pas due à une difficulté de programmation mais qui est due à l'absence totale d'une théorie aboutissant à une approche numérique du problème.

En plus des possibilités d'extension, le programme peut être également utilisé pour la recherche paramétrique tels que l'effet de variation des rapports des paramètres physiques dans un multicouche et pour le dimensionnement des réseaux de drains.

QUATRIEME PARTIE

**DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX
DE DRAINS**

DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX DE DRAINS PAR L'UTILISATION DES ABAQUES

Pour le dimensionnement des réseaux de drains verticaux, on utilise habituellement les abaques de Terzaghi (fig.4 - 1) pour la consolidation verticale, de Barron (fig. 4 - 2) pour la consolidation radiale et la formule de Carillo

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

pour coupler les deux types d'écoulement (U_v , U_r et U désignent respectivement les degrés de consolidation vertical, radial et total du sol).

Néanmoins, l'abaque de la (fig. 4 - 2) ne permet de dimensionner les réseaux de drains qu'en procédant par itérations (on se donne d et on calcule le diamètre de la zone d'influence D , dont le rapport au diamètre du drain que l'on prévoit d'utiliser n'est pas nécessairement égal à n , ce qui conduit à recommencer le calcul avec une autre valeur de n , etc....

Par souci de supprimer tout recours au calcul dans l'ensemble de la procédure de dimensionnement, des abaques astucieux ont été notamment élaborés par le Laboratoire Régional de Bordeaux (fig.4 - 3, 4 - 4 et 4 - 5) : connaissant la distance de drainage H de la couche, les valeurs des coefficients de consolidation vertical C_v et radial C_r , le degré de consolidation global U que l'on souhaite atteindre et le temps t disponible, on opère de la façon suivante :

a) * On calcule le degré de consolidation U_v qui sera atteint par consolidation verticale dans le temps t . Pour cela, il suffit de partir de la valeur de C_v sur l'abaque de la figure 4 - 3, de tracer une verticale jusqu'au point B où l'on rencontre la ligne correspondant au temps t et de tracer à partir de B une horizontale. Cette horizontale rencontre au point A la verticale correspondant à la distance de drainage H . Le point A se trouve sur une ligne (tracée ou à interpoler) correspondant à la valeur cherchée de U_v .

b) * On détermine par la formule de Carillo, la valeur de U_r qu'il faut atteindre pour que le degré de consolidation globale vaille U . Pour cela, on peut utiliser l'abaque de la figure 4 - 5

c) * On cherche les couples de valeurs (d , D) qui permettent d'obtenir un degré de consolidation radial U_r pendant le temps t . Pour cela, il suffit de partir de l'échelle de valeurs C_r sur l'abaque de la fig.4 - 4 , de tracer une horizontale jusqu'au point A, situé sur la ligne correspondant au temps t disponible, de descendre ensuite jusqu'au point B situé sur la ligne correspondant au degré de consolidation souhaité puis de tracer une horizontale. Cette horizontale coupe dans la partie inférieure gauche de l'abaque un réseaux de courbes indicées en valeurs de d , diamètre des drains. L'intersection C de l'horizontale passant par B avec la courbe correspondant au diamètre des drains choisis donne directement le diamètre D de la zone d'influence de ces drains.

On peut en déduire aisément l'espacement L des drains suivant la forme géométrique de la maille.

$L = D/1.105$ dans le cas d'une maille triangulaire

$L = D/1.128$ dans le cas d'une maille carrée.

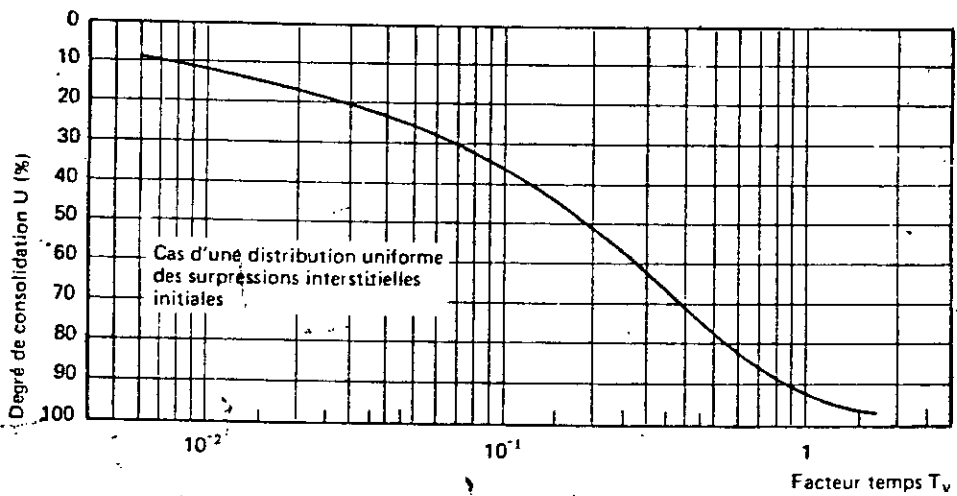


Fig.4.1 Abaque de Terzaghi (consolidation unidimensionnelle).

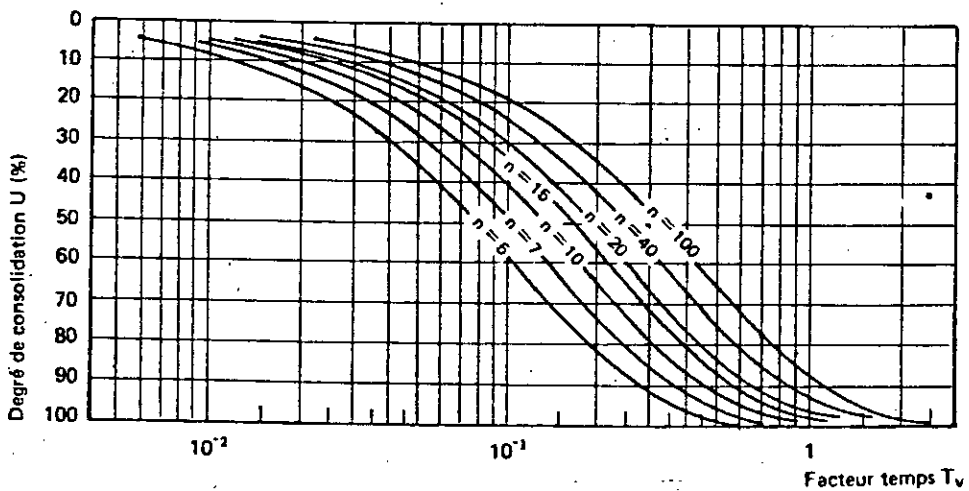


Fig.4.2 Abaque de Barron (consolidation radiale).

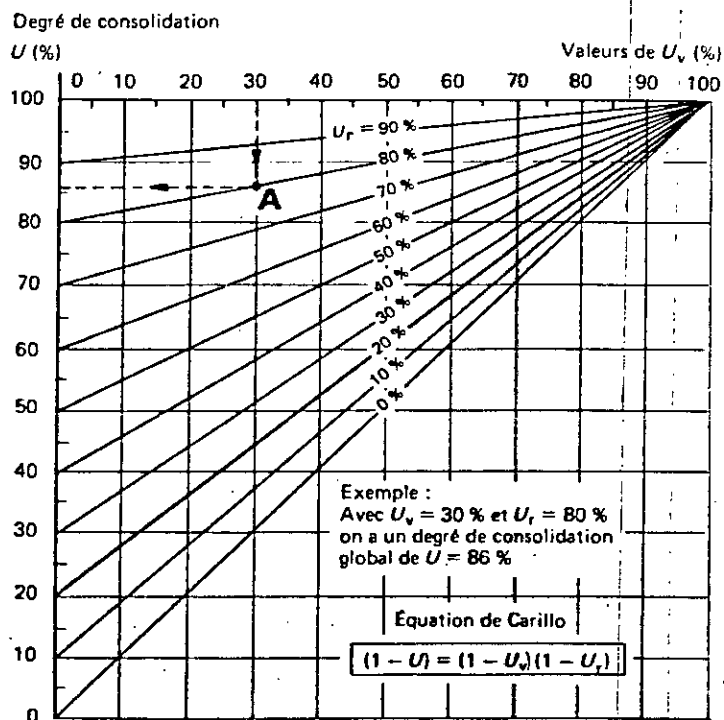


Fig.4.5 Abaque pour la formule de Carillo.

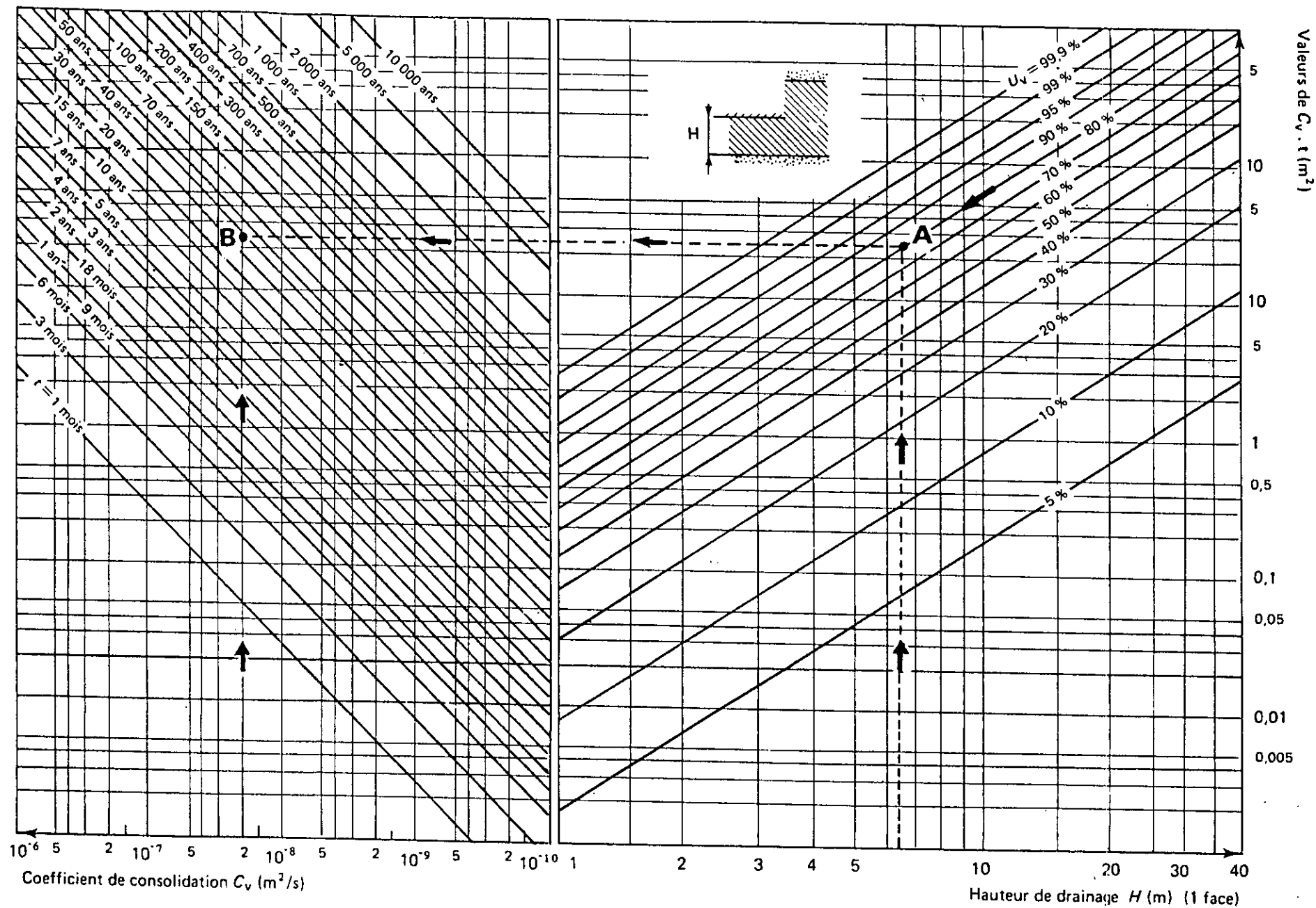
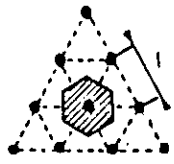
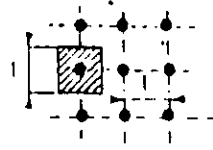


Fig.4.3 Abaque pour la consolidation unidimensionnelle.

Consolidation radiale par drains verticaux



Maille triangulaire



Maille carrée

Si N est le nombre de drains à l'hectare on a, selon la forme de la maille choisie:

$$\left. \begin{aligned} N_{\Delta} &= \frac{11546}{l^2} \\ N_{\square} &= \frac{10000}{l^2} \end{aligned} \right\} \frac{12732}{D^2}$$

(avec l et D en m)

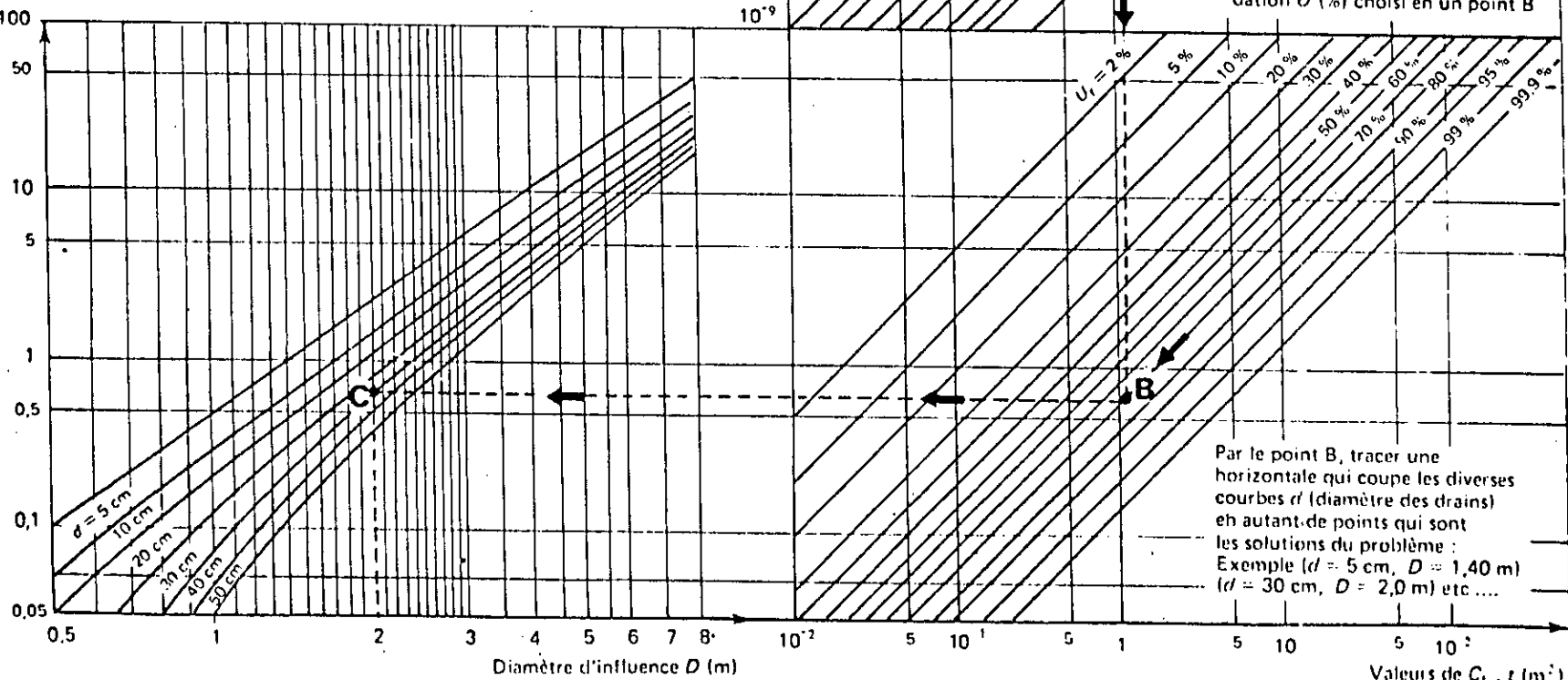
Diamètre équivalent D de la surface drainée par un drain :

$$\begin{aligned} D_{\Delta} &= 1,05 l \\ D_{\square} &= 1,13 l \end{aligned}$$

$$A = \frac{C_r \cdot t}{\ln\left(\frac{1}{1-U_r}\right)} = \left[\frac{D^4}{8(D^2 - d^2)} \ln\left(\frac{D}{d}\right) - \frac{3D^2 - d^2}{32} \right]$$

Barron (1948)

Valeurs de A = $\frac{C_r \cdot t}{\ln\left(\frac{1}{1-U_r}\right)}$



Mode d'utilisation
 Pour un C_r donné (m^2/s) et un temps de consolidation choisi t , on obtient le point A. Par A, tracer la verticale qui recoupe la droite correspondant au degré de consolidation U_r (%) choisi en un point B

Par le point B, tracer une horizontale qui coupe les diverses courbes d (diamètre des drains) en autant de points qui sont les solutions du problème :
 Exemple ($d = 5$ cm, $D = 1,40$ m) ($d = 30$ cm, $D = 2,0$ m) etc....

Fig 4.4 Abaque pour la consolidation radiale.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION

Lorsqu'on veut établir un projet de drains verticaux, la préoccupation majeure consistera à définir :

- * Leur utilité (la vitesse de consolidation naturelle du sol n'est-elle pas suffisante pour le projet étudié ?)
- * Leur efficacité (l'utilisation de drains verticaux permettra-t-elle de résoudre le problème posé dans les délais imposés ?)
- * Leur optimisation (quel drain, quel mode de mise en place, quelle densité de drains ?)

Malgré le grand nombre de publications sur la question, aucune n'a pu apporter de réponse définitive au problème, à raison d'une liste assez longue des facteurs influençant le comportement des réseaux de drains verticaux, tels que les facteurs relatifs au maillage (distance entre les drains, forme géométrique de la maille), les facteurs relatifs aux drains (dimensions et forme, perméabilité de matériaux drainant, perméabilité du matériau constituant le drain, perturbations provoquées par le système de réalisation des drains) et les facteurs relatifs au massif de sol qu'il s'agit de drainer (variation des paramètres physiques de sol sur l'étendu du terrain, aptitude de sol au remaniement, importance de tassement de consolidation par rapport au tassement total...).

Le développement des méthodes numériques ainsi que l'outil informatique permettent au modèles mathématiques de diminuer le degré de cette incertitude, sans se préoccuper de la difficulté de la résolution des équations complexes développées.

Mais le succès d'atteindre l'approche réelle du comportement du réseau de drains (quelque soit sa complexité), dépend en premier lieu de la mesure des paramètres physiques du sol qui a encore un caractère assez aléatoire. C'est pourquoi, on insistera, sur le fait que le programme présenté dans ce présent travail, dans l'objectif d'évoquer quelques aspects du comportement réel d'un réseau de drain, ne présente aucun intérêt pratique que si les paramètres entrant dans le calcul, plus ou moins, protégés d'erreurs et d'incertitudes.

En attendant de vaincre ces difficultés, l'idéal semble consister à réaliser un chantier d'essai dont l'analyse permettra de contrôler la validité des prévisions des modèles de calcul et de considérer la mise en place de dispositifs de contrôle dans quelques zones de chantiers de drains verticaux, comme partie intégrante du déroulement des travaux, pour pouvoir modifier les délais dans un sens ou dans l'autre, de faire de nouvelles prévisions par extrapolation du comportement observé et d'accumuler peu à peu des informations permettant d'améliorer les procédures de prévision de l'effet réel des drains.

Tant que l'on a pas atteint une technique sûre, l'honnêteté scientifique pousse à considérer l'analyse non terminée, aucune conclusion définitive ne pouvant donc être tirée, seuls l'expérience et le jugement judicieux lui permettent de trancher...

BIBLIOGRAPHIE

BIARREZ J. , J.M. FLEUREAU & S. KEIRBEK - SAOUD (1991)

" Domaine de validité de $\bar{\sigma} = \sigma - U_w$ pour un sol non saturé"
Ecole Centrale de Paris.

CHAPUT et THOMANN (1975)

" Consolidation d'un sol avec drains verticaux sous charge variable".

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris,
rapport de recherche N° 47, 66 p.

FRANK R. , (1991)

" Some recent developments on the behaviour
of shallow foundations" L.C.P.C PARIS

GEORGES FILLIAT, (1987)

"Pratique des sols et fondations"
Edition du moniteur

HABIB P. (1973)

"Précis de géotechnique"

Laboratoire de mécanique des solides de l'Ecole Polytechnique
de Paris.

HOLTZ R. et KOVACS W. (1991)

"Introduction à la géotechnique"
Ecole polytechnique de Montréal

HORNE M.R. (1964)

"The consolidation of a stratified soil with vertical and
horizontal drainage"

Int. J of Mechanical Sciences, vol. 6, 1964, p. 187

MAGNAN J.P (1984)

"Remblais et fondation sur sol compressible"
Ecole Centrale des Ponts et Chaussées.

LEONARDS G.A (1986)

"Les propriétés géotechniques des sols"

Perdue University

MAGNAN J.P (1981)

"Remblais sur sol compressible : méthodes de calcul des amplitudes et vitesses de tassements"

Note technique : Laboratoire Central des ponts et chaussées.

MAGNAN J.P (1986)

"Modelisation numérique du comportement des argiles molles naturelles"

Laboratoire Central des ponts et Chaussées

MAGNAN J.P (1981)

"Méthodes pratiques pour la résolution des problèmes posés pour les drains verticaux"

Note technique : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

MAGNAN J.P (1980)

"Les remblais d'essai : un outil efficace pour améliorer le projet d'ouvrage sur sols compressibles"

Bulletin liaison , Laboratoire des Ponts et Chaussées N° 106

Mars-Avril p. 79-96

MC CALLA, T.R (1967)

"Numerical methods and Fortran programming"

John Wiley and sons, London 1967 - 359 p

OLSON R.E (1977)

"Consolidation under time dependant loading"

Journal of geotechnical engineering division - juannary 1977

ROWE P.W. (1964)

The calculation of the consolidation rates of the laminated, varied or layered clays with particula reference to sand drains"

Géotechnique, vol. 14, N° 4, 321 - 348.

TERZAGHI K. (1943)

"Theoretical soil mechanics"

John Wiley and sons, Inc - New York 1943.

THEODOR R. (1986)

"Initiation à l'analyse numérique"

Edition Masson

ZOURDANI M. (1992)

"Analyse de la consolidation des sols, domaine ifixe et variable par simulation numérique"

Alger : ENP, 1992

MAG : HYDRAUL : Alger, 1992

JOHNSON S.J (1970)

Fondation precompression with vertical sand drains"

ASCE, J. of soil Mechanics and Fondation Division, vol. 96

SM1, Jan. 1970, 145 - 175

KEZDI ARPAD (1986)

"Hand Book of soil mechanics, soil physics".

AUTRE BIBLIOGRAPHIE RAPPORTEE PAR D'AUTRES AUTEURS

CAQUOT A., KERISEL J. (1966)

"Traité de mécanique des sols"

Gauthier Villars, Paris, quatrième édition, PP 300-302

CARRILLO N. (1947)

"Simple two and three dimensionnal cases in the theory of consolidation of soils"

Journal of mathematics and physics, vol 21, 1 - 5

LUMB P. (1963)

"Rate of settlement of clay layer due to a gradually applied load"

Civil engng. and public works review

RENDULIC L. (1935)

"Der hydrodynamische spannungsansgleich in Zental entwässerten tonzyliden"

Wasseerwistschaf. U. Technik, vol. 2, 250-253, 269-273

RICHART F.E. Jr (1957)

"A review of the theories for sand drains"

ASCE, J1. of soil mechanics and Fondation Division, Vol. 83

N° SM 3, 1301 à 38.

STANTON T.E. (1948)

"Vertical sand drains as a means of foundation consolidation and acceleration settlement of embankment on marsh land"

C.R 2ème Congrès Int de mécanique des sols et des travaux de fondation.

Rotterdam, Vol. 5, 273-279.

J1. of physical methods, subsection IX - d, 273-279.

ANNEXES

SOUS-PROGRAMME DONNEES

Permet la lecture des données du problème et leur réécriture sur le fichier de sortie.

Suivant la nature du problème à étudier, les données sont les suivantes :

- La géométrie : nombre de couches (zones), leurs épaisseurs, nombre de noeuds par couche (zone), diamètre du drain et distance entre axes de drains.
- Les caractéristiques physiques : coefficient de perméabilité verticale et/ou radiale, coefficient de la consolidation verticale et/ou radiale.
- Conditions aux limites : horizon et substratum perméable ou imperméable; frontière du drain et celle de la zone d'influence perméable ou imperméable.
- Type de chargement : constant ou variable dans le temps. Dans ce dernier cas, lecture de la courbe de chargement.
- Temps de contrôle ou temps d'isochrone.

SOUS-PROGRAMME GEOM

Il calcul les pas de transition ΔZ et ΔR , ainsi que le vecteur-profondeur et le vecteur-rayon qui serviront à définir les coordonnées de chaque noeud du maillage.

En outre, il permet de calculer le diamètre de la zone d'influence du drain suivant le type de maillage envisagé pour le réseau de drains.

SOUS-PROGRAMME INSUR

Introduction des valeurs de la surpression initiale tout en considérant les différents types de distribution : linéaire, ponctuelle, uniforme ou sinusoidale.

SOUS-PROGRAMME COEFF

Calcul des coefficients intervenant dans le système d'équations, résultant des expressions de la discrétisation en différences finies.

SOUS-PROGRAMME MATRIC

L'équation de la consolidation tridimensionnelle discrétisée, fait intervenir cinq inconnues de la pression interstitielle, u . Dans ce cas la matrice de résolution sera constituée de cinq diagonales.

Le sous-programme MATRIC permet l'assemblage de cette matrice en ne mémorisant que les termes non nuls.

SOUS-PROGRAMME VECCBU

Calcule le second terme des équations de discrétisation en considérant les pressions interstitielles calculées au pas de temps précédent.

SOUS-PROGRAMME CONLIM

Le système d'équation étant étall, le sous-programme fait introduire les conditions aux limites relatives à la surpression interstitielle.

SOUS-PROGRAMME SURPER

Prise en considération des frontières perméables en affectant aux coefficients des noeuds correspondant, une valeur très grande ($1 \text{ E } 30$).

SOUS-PROGRAMME TRIANG

Vu la manière de stockage de la matrice de résolution, les algorithmes classiques de la résolution matricielle (Gauss,

Gauss-Seidel,...) ne peuvent être utilisés directement.

Le sous-programme effectue une modification de l'algorithme de triangularisation de Gauss pour l'adapter au cas présent.

SOUS-PROGRAMME RESOLU

Permet la résolution du système triangularisé.

SOUS-PROGRAMME PREPA

Permet de définir un vecteur résultant du produit du vecteur-pression et vecteur rayon.

Le vecteur-produit servira au calcul du degré de consolidation dans le cas radial et tridimensionnel.

SOUS-PROGRAMME INTEG

Par la méthode d'intégration de SIMPSON, le sous-programme permet de calculer la valeur moyenne de la surpression interstitielle dans le domaine d'étude envisagé.

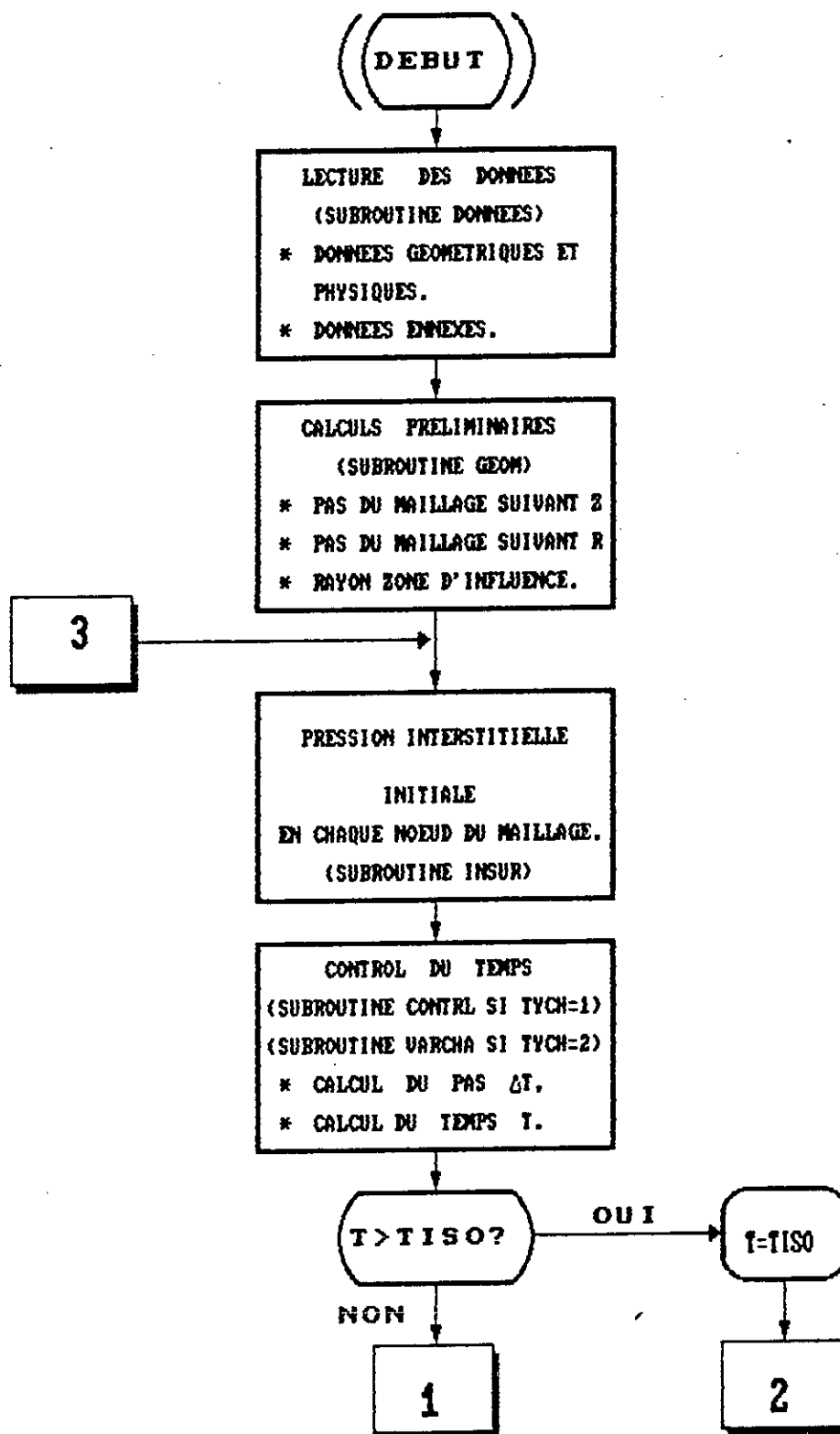
SOUS-PROGRAMME CONTRL

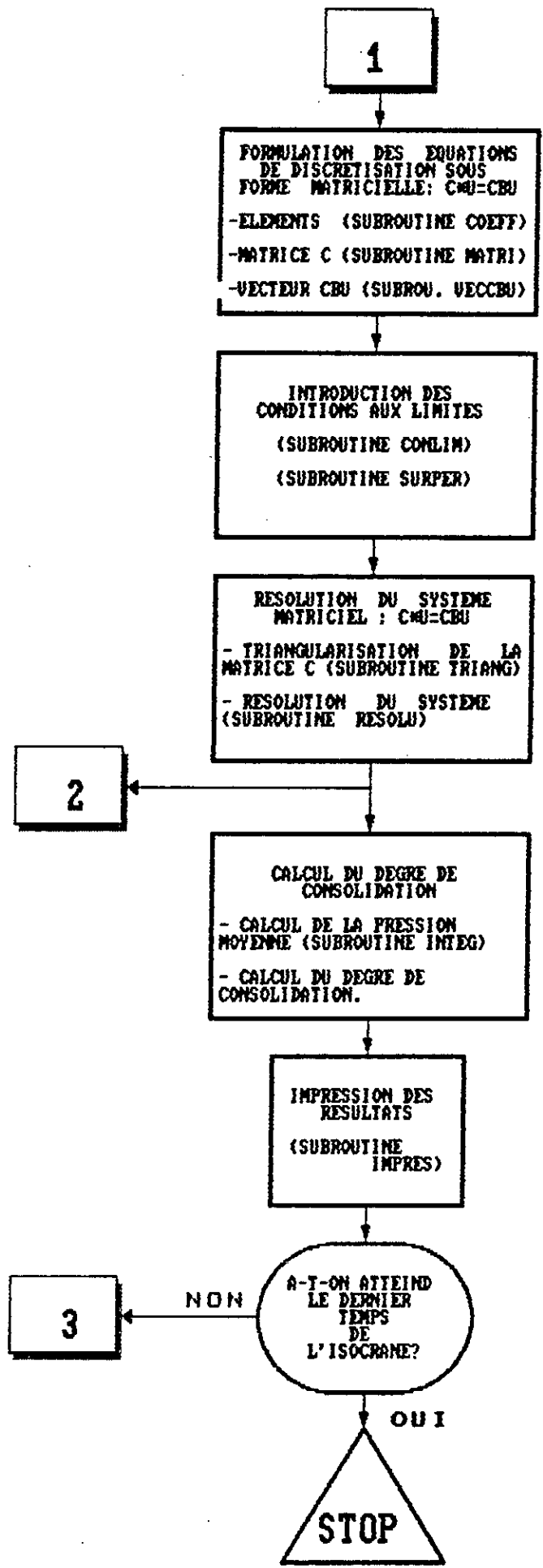
Calcul le pas de discrétisation du temps Δt jusqu'à atteindre le temps de l'isochrone imposé.

Souvent, le temps de l'isochrone n'est pas un multiple de Δt ; dans ce cas, le sous-programme permet d'éviter le dépassement de ce temps en modifiant Δt dans la dernière itération.

SOUS-PROGRAMME VARCHA

Traite le problème de la consolidation sous un chargement variable dans le temps.





ETUDE DE LA CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE D'UN MULTICOUCHE.

CARACTERISRIQUES GEOMETRIQUES VERTICALES :

| COUCHE | EPAISSEUR | NOMBRE NOEUDS | PERMEABILITE | CV |
|--------|-----------|---------------|--------------|-----------|
| 1 | 2.00 | 6 | .86E-01 | .1728E-02 |
| 2 | 2.00 | 6 | .47E-02 | .6640E-03 |

CONDITIONS AUX LIMITES VERTICALES:

CONDITION LIMITE A LA SURFACE: _____ PERMEABLE
 CONDITION LIMITE A LA BASE: _____ IMPERMEABLE
 EPAISSEUR TOTALE: _____ 4.00

TYPE DE CHARGEMENT:-----CONSTANT

TYPE DE DISTRIBUTION VERTICALE:

TYPE DE DISTRIBUTION: _____ LINEAIRE
 PRESSION INITIALE A LA SURFACE: _____ .500000E+05
 PRESSION INITIALE A LA BASE: _____ .500000E+05

NOMBRE ISOCHRONES: _____ 1

TEMPS D'ISOCHRONES:

365 JOURS

TEMPS DE L'ISOCHRONE.....= 365.00 JOURS

| NOEUD | Z(M) | U(N/M2) |
|-------|-------|----------|
| 1 | .000 | .00 |
| 2 | .400 | 14351.94 |
| 3 | .800 | 26768.26 |
| 4 | 1.200 | 35970.79 |
| 5 | 1.600 | 41541.74 |
| 6 | 2.000 | 43613.81 |
| 7 | 2.400 | 47995.96 |
| 8 | 2.600 | 49449.57 |
| 9 | 3.200 | 49864.47 |
| 10 | 3.600 | 49968.45 |
| 11 | 4.000 | 49987.41 |

DEGRE DE CONSOLIDATION.....= .2275

ETUDE DE LA CONSOLIDATION TRIDIMENSIONNELLE

CARACTERISRIQUES GEOMETRIQUES VERTICALES :

| COUCHE | EPAISSEUR | NOMBRE NOEUDS | PERMEABILITE | CV |
|--------|-----------|---------------|--------------|-----------|
| 1 | 8.00 | 20 | .86E-03 | .8640E-03 |

CONDITIONS AUX LIMITES VERTICALES :

CONDITION LIMITE A LA SURFACE: _____ PERMEABLE
 CONDITION LIMITE A LA BASE: _____ IMPERMEABLE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES RADIALES :

| ZONE | EPAISSEUR | NOMBRE NOEUDS | PERMEABILITE | CR |
|------|-----------|---------------|--------------|-----------|
| 1 | 1.95 | 10 | .69E-01 | .6640E-02 |

CONDITIONS AUX LIMITES RADIALES:

CONDITION LIMITE AU NIVEAU DU DRAIN: _____ PERMEABLE
 CONDITION LIMITE ZONE INFLUENCE: _____ IMPERMEABLE
 EPAISSEUR TOTALE: _____ 8.00

DIAMETRE EFFECTIF / DIAMETRE DU DRAIN....N= 10.0

DIAMETRE DU DRAIN _____ .30
 DIAMETRE ZONE INFLUENCE _____ 3.00

TYPE DE CHARGEMENT:-----CONSTANT

TYPE DE DISTRIBUTION TRIDIMENSIONNELLE

TYPE DE DISTRIBUTION: _____ LINEAIRE
 PRESSION INITIALE A LA SURFACE: _____ .500000E+05
 PRESSION INITIALE A LA BASE: _____ .300000E+05

NOMBRE ISOCHRONES: _____ 1

TEMPS D'ISOCHRONE:
 60 JOURS

TEMPS DE L'ISOCHRONE.....= 60.00 JOURS

| NOEUD | R(M) | Z(M) | U(N/M2) |
|-------|-------|-------|----------|
| 1 | .150 | .000 | .00 |
| 2 | .300 | .000 | .00 |
| 3 | .450 | .000 | .00 |
| 4 | .600 | .000 | .00 |
| 5 | .750 | .000 | .00 |
| 6 | .900 | .000 | .00 |
| 7 | 1.050 | .000 | .00 |
| 8 | 1.200 | .000 | .00 |
| 9 | 1.350 | .000 | .00 |
| 10 | 1.500 | .000 | .00 |
| 11 | .150 | .421 | .00 |
| 12 | .300 | .421 | 11477.44 |
| 13 | .450 | .421 | 18244.91 |
| 14 | .600 | .421 | 22677.10 |
| 15 | .750 | .421 | 26219.50 |
| 16 | .900 | .421 | 28651.70 |
| 17 | 1.050 | .421 | 30377.30 |
| 18 | 1.200 | .421 | 31519.72 |
| 19 | 1.350 | .421 | 32160.96 |
| 20 | 1.500 | .421 | 32359.76 |
| 21 | .150 | .842 | .00 |
| 22 | .300 | .842 | 14328.41 |
| 23 | .450 | .842 | 22776.90 |
| 24 | .600 | .842 | 28559.70 |
| 25 | .750 | .842 | 32732.34 |
| 26 | .900 | .842 | 35768.68 |
| 27 | 1.050 | .842 | 37922.91 |
| 28 | 1.200 | .842 | 39349.09 |
| 29 | 1.350 | .842 | 40149.60 |
| 30 | 1.500 | .842 | 40397.79 |
| 31 | .150 | 1.263 | .00 |
| 32 | .300 | 1.263 | 14718.37 |
| 33 | .450 | 1.263 | 23396.79 |
| 34 | .600 | 1.263 | 29336.98 |
| 35 | .750 | 1.263 | 33623.17 |
| 36 | .900 | 1.263 | 36742.13 |
| 37 | 1.050 | 1.263 | 38954.98 |
| 38 | 1.200 | 1.263 | 40419.98 |
| 39 | 1.350 | 1.263 | 41242.29 |
| 40 | 1.500 | 1.263 | 41497.22 |
| 41 | .150 | 1.684 | .00 |
| 42 | .300 | 1.684 | 14754.90 |
| 43 | .450 | 1.684 | 23454.87 |
| 44 | .600 | 1.684 | 29409.60 |
| 45 | .750 | 1.684 | 33706.63 |
| 46 | .900 | 1.684 | 36633.33 |
| 47 | 1.050 | 1.684 | 39051.66 |
| 48 | 1.200 | 1.684 | 40520.31 |
| 49 | 1.350 | 1.684 | 41344.66 |
| 50 | 1.500 | 1.684 | 41600.23 |
| 51 | .150 | 2.105 | .00 |
| 52 | .300 | 2.105 | 14737.31 |

| | | | | | | | |
|-----|---|-------|---|-------|---|----------|---|
| 51 | : | .150 | : | 2.105 | : | .00 | : |
| 52 | : | .300 | : | 2.105 | : | 14757.50 | : |
| 53 | : | .450 | : | 2.105 | : | 23458.99 | : |
| 54 | : | .600 | : | 2.105 | : | 29414.97 | : |
| 55 | : | .750 | : | 2.105 | : | 33712.56 | : |
| 56 | : | .900 | : | 2.105 | : | 36839.81 | : |
| 57 | : | 1.050 | : | 2.105 | : | 39058.53 | : |
| 58 | : | 1.200 | : | 2.105 | : | 40527.44 | : |
| 59 | : | 1.350 | : | 2.105 | : | 41351.93 | : |
| 60 | : | 1.500 | : | 2.105 | : | 41607.55 | : |
| 61 | : | .150 | : | 2.526 | : | .00 | : |
| 62 | : | .300 | : | 2.526 | : | 14757.65 | : |
| 63 | : | .450 | : | 2.526 | : | 23459.23 | : |
| 64 | : | .600 | : | 2.526 | : | 29415.27 | : |
| 65 | : | .750 | : | 2.526 | : | 33712.90 | : |
| 66 | : | .900 | : | 2.526 | : | 36840.19 | : |
| 67 | : | 1.050 | : | 2.526 | : | 39058.95 | : |
| 68 | : | 1.200 | : | 2.526 | : | 40527.85 | : |
| 69 | : | 1.350 | : | 2.526 | : | 41352.34 | : |
| 70 | : | 1.500 | : | 2.526 | : | 41607.96 | : |
| 71 | : | .150 | : | 2.947 | : | .00 | : |
| 72 | : | .300 | : | 2.947 | : | 14757.66 | : |
| 73 | : | .450 | : | 2.947 | : | 23459.25 | : |
| 74 | : | .600 | : | 2.947 | : | 29415.29 | : |
| 75 | : | .750 | : | 2.947 | : | 33712.92 | : |
| 76 | : | .900 | : | 2.947 | : | 36840.21 | : |
| 77 | : | 1.050 | : | 2.947 | : | 39058.99 | : |
| 78 | : | 1.200 | : | 2.947 | : | 40527.88 | : |
| 79 | : | 1.350 | : | 2.947 | : | 41352.38 | : |
| 80 | : | 1.500 | : | 2.947 | : | 41607.99 | : |
| 81 | : | .150 | : | 3.368 | : | .00 | : |
| 82 | : | .300 | : | 3.368 | : | 14757.66 | : |
| 83 | : | .450 | : | 3.368 | : | 23459.25 | : |
| 84 | : | .600 | : | 3.368 | : | 29415.29 | : |
| 85 | : | .750 | : | 3.368 | : | 33712.92 | : |
| 86 | : | .900 | : | 3.368 | : | 36840.21 | : |
| 87 | : | 1.050 | : | 3.368 | : | 39058.99 | : |
| 88 | : | 1.200 | : | 3.368 | : | 40527.88 | : |
| 89 | : | 1.350 | : | 3.368 | : | 41352.38 | : |
| 90 | : | 1.500 | : | 3.368 | : | 41607.99 | : |
| 91 | : | .150 | : | 3.789 | : | .00 | : |
| 92 | : | .300 | : | 3.789 | : | 14757.66 | : |
| 93 | : | .450 | : | 3.789 | : | 23459.25 | : |
| 94 | : | .600 | : | 3.789 | : | 29415.29 | : |
| 95 | : | .750 | : | 3.789 | : | 33712.92 | : |
| 96 | : | .900 | : | 3.789 | : | 36840.21 | : |
| 97 | : | 1.050 | : | 3.789 | : | 39058.99 | : |
| 98 | : | 1.200 | : | 3.789 | : | 40527.88 | : |
| 99 | : | 1.350 | : | 3.789 | : | 41352.38 | : |
| 100 | : | 1.500 | : | 3.789 | : | 41607.99 | : |
| 101 | : | .150 | : | 4.211 | : | .00 | : |
| 102 | : | .300 | : | 4.211 | : | 14757.66 | : |
| 103 | : | .450 | : | 4.211 | : | 23459.25 | : |
| 104 | : | .600 | : | 4.211 | : | 29415.29 | : |
| 105 | : | .750 | : | 4.211 | : | 33712.92 | : |
| 106 | : | .900 | : | 4.211 | : | 36840.21 | : |
| 107 | : | 1.050 | : | 4.211 | : | 39058.99 | : |
| 108 | : | 1.200 | : | 4.211 | : | 40527.88 | : |
| 109 | : | 1.350 | : | 4.211 | : | 41352.38 | : |
| 110 | : | 1.500 | : | 4.211 | : | 41607.99 | : |

| | | | |
|-----|-------|-------|----------|
| 111 | .150 | 4.632 | .00 |
| 112 | .300 | 4.632 | 14757.66 |
| 113 | .450 | 4.632 | 23459.25 |
| 114 | .600 | 4.632 | 29415.29 |
| 115 | .750 | 4.632 | 33712.92 |
| 116 | .900 | 4.632 | 36840.21 |
| 117 | 1.050 | 4.632 | 39058.99 |
| 118 | 1.200 | 4.632 | 40527.88 |
| 119 | 1.350 | 4.632 | 41352.38 |
| 120 | 1.500 | 4.632 | 41607.99 |
| 121 | .150 | 5.053 | .00 |
| 122 | .300 | 5.053 | 14757.66 |
| 123 | .450 | 5.053 | 23459.25 |
| 124 | .600 | 5.053 | 29415.29 |
| 125 | .750 | 5.053 | 33712.92 |
| 126 | .900 | 5.053 | 36840.21 |
| 127 | 1.050 | 5.053 | 39058.99 |
| 128 | 1.200 | 5.053 | 40527.88 |
| 129 | 1.350 | 5.053 | 41352.38 |
| 130 | 1.500 | 5.053 | 41607.99 |
| 131 | .150 | 5.474 | .00 |
| 132 | .300 | 5.474 | 14757.66 |
| 133 | .450 | 5.474 | 23459.25 |
| 134 | .600 | 5.474 | 29415.29 |
| 135 | .750 | 5.474 | 33712.92 |
| 136 | .900 | 5.474 | 36840.21 |
| 137 | 1.050 | 5.474 | 39058.99 |
| 138 | 1.200 | 5.474 | 40527.88 |
| 139 | 1.350 | 5.474 | 41352.38 |
| 140 | 1.500 | 5.474 | 41607.99 |
| 141 | .150 | 5.895 | .00 |
| 142 | .300 | 5.895 | 14757.66 |
| 143 | .450 | 5.895 | 23459.25 |
| 144 | .600 | 5.895 | 29415.29 |
| 145 | .750 | 5.895 | 33712.92 |
| 146 | .900 | 5.895 | 36840.21 |
| 147 | 1.050 | 5.895 | 39058.99 |
| 148 | 1.200 | 5.895 | 40527.88 |
| 149 | 1.350 | 5.895 | 41352.38 |
| 150 | 1.500 | 5.895 | 41607.99 |
| 151 | .150 | 6.316 | .00 |
| 152 | .300 | 6.316 | 14757.66 |
| 153 | .450 | 6.316 | 23459.25 |
| 154 | .600 | 6.316 | 29415.29 |
| 155 | .750 | 6.316 | 33712.92 |
| 156 | .900 | 6.316 | 36840.21 |
| 157 | 1.050 | 6.316 | 39058.99 |
| 158 | 1.200 | 6.316 | 40527.88 |
| 159 | 1.350 | 6.316 | 41352.38 |
| 160 | 1.500 | 6.316 | 41607.99 |
| 161 | .150 | 6.737 | .00 |
| 162 | .300 | 6.737 | 14757.66 |
| 163 | .450 | 6.737 | 23459.25 |
| 164 | .600 | 6.737 | 29415.29 |
| 165 | .750 | 6.737 | 33712.92 |
| 166 | .900 | 6.737 | 36840.21 |
| 167 | 1.050 | 6.737 | 39058.99 |
| 168 | 1.200 | 6.737 | 40527.88 |
| 169 | 1.350 | 6.737 | 41352.38 |

| | | | |
|-----|-------|-------|----------|
| 170 | 1.500 | 6.737 | 41607.99 |
| 171 | .150 | 7.158 | .00 |
| 172 | .300 | 7.158 | 14757.66 |
| 173 | .450 | 7.158 | 23459.24 |
| 174 | .600 | 7.158 | 29415.28 |
| 175 | .750 | 7.158 | 33712.92 |
| 176 | .900 | 7.158 | 36840.20 |
| 177 | 1.050 | 7.158 | 39058.97 |
| 178 | 1.200 | 7.158 | 40527.86 |
| 179 | 1.350 | 7.158 | 41352.34 |
| 180 | 1.500 | 7.158 | 41607.98 |
| 181 | .150 | 7.579 | .00 |
| 182 | .300 | 7.579 | 14757.65 |
| 183 | .450 | 7.579 | 23459.23 |
| 184 | .600 | 7.579 | 29415.27 |
| 185 | .750 | 7.579 | 33712.90 |
| 186 | .900 | 7.579 | 36840.19 |
| 187 | 1.050 | 7.579 | 39058.96 |
| 188 | 1.200 | 7.579 | 40527.86 |
| 189 | 1.350 | 7.579 | 41352.33 |
| 190 | 1.500 | 7.579 | 41607.96 |
| 191 | .150 | 8.000 | .00 |
| 192 | .300 | 8.000 | 14757.60 |
| 193 | .450 | 8.000 | 23459.15 |
| 194 | .600 | 8.000 | 29415.17 |
| 195 | .750 | 8.000 | 33712.78 |
| 196 | .900 | 8.000 | 36840.05 |
| 197 | 1.050 | 8.000 | 39058.79 |
| 198 | 1.200 | 8.000 | 40527.69 |
| 199 | 1.350 | 8.000 | 41352.16 |
| 200 | 1.500 | 8.000 | 41607.80 |

DEGRE DE CONSOLIDATION.....= 30.42 %