

REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DE JIJEL

جامعة جيجل



كلية العلوم
دائرة علوم الأرض

ك 101/050

FACULTE DES SCIENCES
DEPARTEMENT DE GEOLOGI

Mémoire en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Géologie

OPTION

Géologie de l'Ingénieur

THEME

Calcul de Tassement des Sols Mous Sous

Trois Méthodes Différentes

Membre de jury :

Président : Mr. A.ZENNIR
Examineur : Mr. R. BEN ZAID
Encadreur : M^{me} E. ZEROUAL

Réalisé par :

M^{me} IMEN SADKI
M^{me} WARDA DJEBARI



Promotion 2005

SOMMAIRE

PRESENTATION DU SUJET	1
PREAMBULE	2
<u>CHAPITRE I : THEORIE DE LA CONSOLIDATION</u>	5
I)- THEORIE DE LA CONSOLIDATION DE TERZAGHI	6
I-1) Généralités.....	6
I-2) Hypothèses et limites de la théorie.....	6
I-3) Calcul de l'équation de la consolidation.....	7
I-3-1) Solution mathématique de cette équation.....	9
I-4) Degré de consolidation.....	10
I-5) Courbe de consolidation.....	11
I-6) Coefficient de consolidation.....	12
I-7) Contrainte de préconsolidation.....	13
Etat normalement consolidé	
Etat surconsolidé	
Etat sous-consolidé	
II)- COURBE DE COMPRESSIBILITE	14
II-1) Paramètres de compressibilité.....	15
II-1-1) La contrainte de préconsolidation σ'_p	15
II-1-2) L'indice de compression et de gonflement.....	16
II-1-3) Coefficient de compressibilité et module oedométrique.....	17
<u>CHAPITRE II : EVALUATION DES TASSEMENTS</u>	18
I) TASSEMENT	19
I-1) Principes de calcul des tassements.....	19
I-1-1) Calcul des tassement par la méthode oedométrique.....	19
I-2) Calcul des différents termes de tassement.....	24

I-2-1) Tassement immédiat (instantané)	24
I-2-2) Tassement latéral.....	25
I-2-3) Tassement de fluage.....	26
I-3) Calcul des tassements par la méthode pénétrométrique.....	27
II) DISTRIBUTION DES CONTRAINTES SOUS DIFFERENTES CHARGES.....	28
II-1) Cas de charge uniformément répartie.....	28
<u>CHAPITRE III : COMPORTEMENT DE REMBLAI SUR SOLS MOUS.....</u>	31
I)METHODOLOGIE DE CALCUL.....	32
I-1) Fonctionnement du remblai.....	32
I-2) Chemins de contraintes effectives sous un remblai.....	32
I-3) Méthode de calcul traditionnelle des remblais	33
I-3-1) Répartition des contraintes.....	33
I-3-2) Principe de calcul des tassements.....	34
I-4) Evaluation des tassements par méthode numérique.....	36
I-4-1) Introduction et présentation du logiciel Plaxis.....	36
I-4-2) Information sur l'interface de l'utilisation de Plaxis.....	37
I-4-3) Déroulement général du logiciel Plaxis.....	38
<u>CHAPITRE IV : SOLUTIONS POSSIBLES.....</u>	39
I)-INTRODUCTION.....	40
II)- METHODES D'AMELIORATION DES SOLS FINS.....	41
II-1) Construction par étapes.....	41
II-2) Allègement des remblais.....	41
II-3) Surcharge temporaire.....	41
II-4) Préchargement du sol de fondation.....	42
II-5) Préchargement associé à un réseau drainant.....	43
II-5-1) Les drains verticaux.....	43

<u>CHAPITRE V: ETUDE DE CAS PRATIQUE</u>	46
SITE N° 1 : RADIALE OUED OUCHAÏH 1	51
SITE N°2 : A.E.H.B.	75
CONCLUSION ET PERSPECTIVE	91
BIBLIOGRAPHIE	92
SYMBOLES ET NOTATIONS	93

REMERCIEMENTS

Nous commençons par remercier le bon dieu de nous avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail.

Ensuite nous tenons à remercier vivement notre encadreur :

M^{me} ZEROUAL FATIMA et M^r ZENNIR ABDELMALEK de nous avoir consacré leur temps pour nous apprendre à faire correctement notre travail avec amour et dévouement.

Nous tenons à remercier aussi les membres du jury d'avoir accepter, de corriger notre travail et de l'évaluer.

Enfin nous remercions nos enseignants des départements géologie et du génie-civil pour leurs aides précieuses et les responsables de la salle d'informatique spécialement leur chef AB, et tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes chers parents pour leurs sacrifices et leurs soutient moral et
physique durant toutes ces années*

*A mes chers frères, Abdelouhab, Noureddine, et mes chères
sœurs, Amina, Faiza, pour leurs encouragements*

A ma grande famille

A tous mes amis et collègues

A tous ceux que j'ai connu durant mes années d'études.

Warda

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes chers parents pour leurs sacrifices et leurs soutient moral et
physique durant toutes ces années*

*A mes chers frères, Djad, Amin, Badreddine et mes chères sœurs,
Hanane, Faiza, pour leurs encouragements*

A ma grande famille

A tous mes amis et collègues

A tous ceux que j'ai connu durant mes années d'études.

Imen

Résumé:

Les sols mous (formations récentes) sont caractérisés par une faible résistance au cisaillement, faible cohésion non drainée C_u , accroissement sensible de la cohésion non drainée par consolidation et un comportement différé sous chargement dans le temps. La construction de remblai sur ce type de sols pose généralement des problèmes liés aux tassements.

A fin d'approcher la au mieux la valeur du tassement engendré par les remblais sur ce type de sol, le tassement est calculé par trois méthodes différentes.

La première basée sur l'essai de laboratoire à savoir l'oedomètre appelée " méthode oedométrique " ou " méthode classique", la deuxième est basée sur un essai in-situ à savoir la méthode pénétrométrique , la troisième méthode est basée sur le calcul numérique à l'aide du logiciel plaxis 7.2.

Pour illustrer ceci on a appliqué les trois méthodes sur deux sites sous l'effet de deux remblais différents pour mieux apprécier.

A la fin et après interprétation des résultats obtenus plusieurs solution au problème ont été proposés et deux d'entre elles détaillés à savoir préchargement et surcharge temporaire avec drains verticaux.

Mots clés :

Sol mou, résistance au cisaillement, cohésion, chargement, remblai, consolidation, tassement, laboratoire, in-situ, oedométrique, pénétrométrique, numérique (plaxis), préchargement, surcharge temporaire, drains verticaux.

PRESENTATION DU SUJET

Dans le cadre des projets de fin de cycle et pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en géologie «géologie de l'ingénieur»; notre choix s'est porté sur le sujet intitulé « Calcul de tassements des sols mous sous remblai par 3 méthodes différentes ».

Le calcul de tassement sous remblai sera effectué pour chaque site choisi « La radiale oued ouchaih » et « l'Aéroport Houari Boumediene »; à l'aide de la méthode classique où oedométrique (de laboratoire), la méthode pénétrométrique (essai in-situ) et enfin à l'aide d'une méthode numérique utilisée par le logiciel plaxis7.2.

A la fin des calculs, une interprétation des résultats sera faite, ainsi qu'une comparaison entre eux, et éventuellement la proposition et l'étude de quelques solutions aux problèmes posés.

PREAMBULE :

Le sol provient de la dégradation de la couche de roche basaltique et granitique qui couvre la terre sur une épaisseur variante de 10 à 40 Km est recouverte par une mince pellicule de matériaux dénommée par les géologues des **matériaux non consolidés**. [16]

La taille de ces matériaux varie de la particule du minéral sub-microscopique à celle de la pierre énorme qui subit une altération physique et mécanique (vent, charriage) ou chimique (oxydation, carbonations, etc.) qui la réduit en petites particules. [16]

La mémoire d'un sol (nature des roches altérées qui la constitue) est une source capitale dans la compréhension de son comportement dans la complexité est avérée.

Ce comportement linéaire et anisotrope dépend de deux facteurs majeurs, le premier, l'action physique et chimique de l'eau et de l'air contenu dans les interstices des particules constituants ce sol et le second, et pas des moindres, l'interaction des particules entre elles.

Le substantif argile est constitué de grains de minéraux spécifiques (kaolinite, montmorillonite, Illite, chlorite, vermiculite,...) invisibles à l'œil nu, dont l'eau influence considérablement le comportement en agissant sur les forces entre ces grains en modifiant leur plasticité et leur cohésion. [2] et [16]

Sur le plan électrochimique, les matériaux argileux sont très actifs, ce sont des substances cristallines colloïdales (de l'alumino-silicate hydraté) ajoutés à des ions métalliques. [16] Des études par diffractions au rayon X montrent que les minéraux argileux sont constitués de deux feuillets empilés d'une façon caractéristique.

Les sols argileux sont connus par :

- Leurs indices de plasticité (I_p) qui est en fonction de la teneur en eau (w) et leurs indices de consistance (I_c).
- Leurs limites *d'Atterberg* (Indication empiriques) établissent des corrélations avec un comportement sous sollicitations.
- Le coefficient d'activité $A = I_p / \text{fraction argileuse}$, ou la fraction argileuse désigne le pourcentage en masse des particules $< 2 \mu m$.
- Le coefficient de perméabilité qui est généralement très faible.
- Le coefficient de gonflement.
- Leurs retraites. [8]. [9]. [14]

Les sols mous ou très compressibles sont généralement de formations très récentes (quelques millénaires). Ils sont caractérisés par une faible résistance au cisaillement, une faible cohésion non drainée C_u à court terme (valeur moyenne 20 kpa), et un accroissement sensible de la cohésion non drainée par la consolidation. Les sols mous ou compressibles ont en commun les propriétés suivantes : [14]

- Une déformabilité élevée.
- Une faible perméabilité.
- Une résistance à court terme limitée.

Nous citerons à titre immédiat ci- bas quelques ordres de grandeur des valeurs propres aux argiles molles : [14]

- Teneur en eau : $w \%$ = 30-100
- Indice de vides : $e = 1.2-2$
- Porosité (n) = 0.55-0.7
- Compressibilité : $C_c = 0.15 - 0.3$
- Coefficient de perméabilité : k (m/s) (généralement) $< 10^{-8}$
- Cohésion non drainée C_u pour les argiles molles varie de 12 à 25kpa ; pour les argiles très molles < 12 kpa
- Le coefficient de poisson $\nu_u = 0-0.5$

$\nu = 0.5$: déformation dans tous les sens, le volume reste constant

$$V_{\text{initial}} = V_{\text{final}} = \text{const.}$$

$\nu = 0$: déformation dans le sens de la contrainte seulement.

$\nu < 0.5$: déformation avec diminution de volume V (sol non saturé) [2]

- Masse volumique sèche ρ_d : 1-1.6 (t/m^3)
- Masse volumique des particules ρ_s : 2.6-2.7 (t/m^3)

Les sols compressibles présentent un comportement différé sous l'application d'un chargement, l'eau s'écoule vers l'extérieur du massif ce qui provoque une diminution des pressions interstitielles et donc une augmentation des contraintes effectives dans le sol.

C'est le phénomène de consolidation primaire caractérisé par la disparition des pressions interstitielles et par la génération des tassements dus aux contraintes effectives.

Après cette dissipation, le sol continue à se déformer à cause d'un processus visqueux fonction de la nature des contacts entre les particules adjacentes. C'est le phénomène de

consolidation secondaire ; lié au fluage du sol ; le tassement qui se développe sous contrainte effective constantes se poursuit pendant des milliers d'années.

CHAPITRE I :
THEORIE DE LA CONSOLIDATION

D) THEORIE DE LA CONSOLIDATION DE TERZAGHI (1925) :**I-1) GENERALITES :**

les matériaux se déforment quand ils sont soumis à des sollicitations externes ;pour un matériau élastique la réponse est instantanée et les relations effort- déformations peuvent être linéaires, si en plus le facteur temps intervient elles deviennent viscoélastiques.

Le comportement des sols n'est pas linéaire et la relation effort déformation temps est complexe et ne peut être exprimée sous forme d'équation mathématique surtout qu'il est admis que les sols ont une «mémoire» ; sous une sollicitation les sols conservent une déformation permanente irréversible (distorsion, compression et gonflement) même après relâchement des contraintes.

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements sont basées sur la théorie de consolidation unidimensionnelle et le principe des contraintes effectives établis par *Terzaghi* (1923-1925), [2], [16] qui repose sur l'hypothèse que « en un cours instant, le sol ne peut tasser plus qu'il ne peut évacuer d'eau selon la loi de **Darcy** (1856)» . [16]

La consolidation du sol ainsi définie est un phénomène de couplage hydromécanique (dissipation des pressions interstitielles et la diminution du volume du sol au cours du temps sous les charges appliquées avec transfert des charges progressif sur les grains des matériaux) associé au squelette du sol et au fluide contenu dans les pores de ce dernier.

I-2) HYPOTHESES ET LIMITES DE LA THEORIE :

- La couche de sol compressible est homogène et saturée.
- L'eau interstitielle et les grains de sol sont incompressibles.
- L'expulsion de l'eau se fait selon la loi de Darcy.
- La compression et le drainage de l'eau se font selon une seule direction.
- Faibles déplacements car les charges n'induisent que de faibles déformations.
- Le coefficient de compressibilité a_v et le coefficient de perméabilité k demeurent constants pendant la consolidation. [3], [12], [16] et [18]
- Les déformations du squelette sont uniquement verticales.
- Il existe une relation linéaire entre la contrainte appliquée au squelette et ses variations de volume. [12]

I-3) CALCUL DE L'EQUATION DE LA CONSOLIDATION : [11]

Comme, par hypothèse, tous les phénomènes sont unidimensionnels, nous pouvons limiter l'analyse au comportement d'une colonne de sol de section unité, dont les plans horizontaux sont repérés par rapport à l'axe oz. (Fig1.1)

L'équation de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi s'obtient en combinant les équations de conservation de la masse de l'eau et de la masse des grains solides, la loi de Darcy et la loi de compressibilité du squelette, écrites sous forme unidimensionnelle.

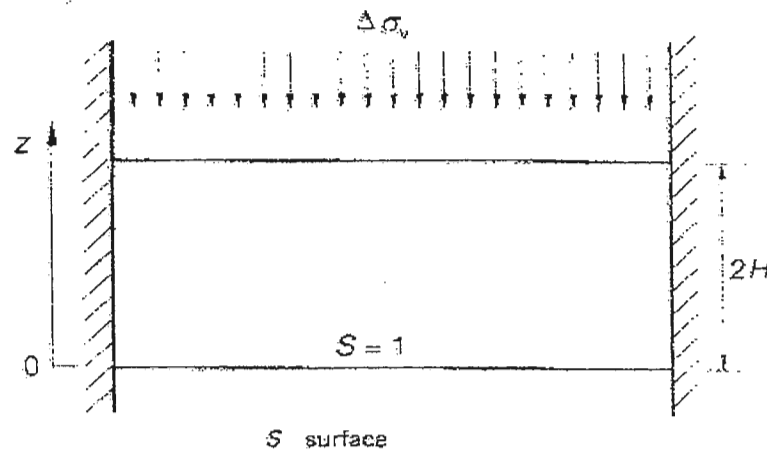


Fig. 1.1 - Couche compressible chargée en surface et drainée sur ses deux faces.

Ces équations sont :

- conservation de la masse de l'eau.

$$\operatorname{div} \vec{v}_w + \frac{\partial n}{\partial t} = 0 \quad \text{soit} \quad \frac{\partial v_w}{\partial z} + \frac{\partial n}{\partial t} = 0 \quad (1.1)$$

\vec{v}_w : vitesse apparente de l'eau, égale à la vitesse réelle multipliée par la porosité.

n : porosité du sol.

- conservation de la masse des grains solides.

$$\operatorname{div} \vec{v}_s + \frac{\partial(1-n)}{\partial t} = 0 \quad \text{soit} \quad \frac{\partial v_s}{\partial z} + \frac{\partial n}{\partial t} = 0 \quad (1.2)$$

\vec{v}_s : vitesse apparente des grains solides [vitesse réelle multipliée par (1 - n)].

- Loi de Darcy (la vitesse apparente relative de l'eau par rapport au squelette est proportionnelle au gradient hydraulique).

$$\vec{V} = \vec{v}_w - \frac{n}{1-n} \vec{v}_s = K \vec{i} = -K \operatorname{grad}$$

Avec : $h = \frac{u}{\gamma_w} + Z$

Et :

$$n = \frac{e}{1+e}$$

Soit :

$$v_w - e v_s = -\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} (u + \gamma_w z) \quad (1.3)$$

K : coefficient de perméabilité, constant dans tout le sol.

\vec{i} : gradient hydraulique.

h : charge hydraulique.

u : pression interstitielle.

γ_w : poids volumique de l'eau interstitielle.

e : indice des vides.

- Loi de compressibilité du squelette.

$$de = -a_v d\sigma'_v \quad (1.4)$$

a_v : coefficient de compressibilité du squelette.

σ'_v : contrainte effective verticale.

Ces équations permettent d'établir l'équation différentielle suivante :

$$-\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + (1+e) v_s \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = \frac{K(1+e)}{\gamma_w a_v} \frac{\partial^2}{\partial z^2} (u + \gamma_w z). \quad (1.5)$$

Si l'on tient compte de l'hypothèse des petites déformations, on peut simplifier encore l'équation (1.5) en négligeant le second terme de son premier membre, car v_s est infiniment petit par rapport à 1. D'autre part, on peut remplacer σ'_v par $\sigma_v - u$, ce qui conduit à l'équation:

$$\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v} \frac{\partial^2}{\partial z^2} (u + \gamma_w z) \quad (1.6)$$

Si l'on suppose que la charge est appliquée instantanément à la surface du sol, puis reste constant pendant toute la consolidation, le terme $\frac{\partial \sigma_v}{\partial t}$ est nul. Il reste finalement :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k(1+e)}{\alpha_v \gamma_w} \frac{\partial^2}{\partial z^2} (u + \gamma_w z).$$

Ou encore :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k(1+e)}{\alpha_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1.7)$$

Le coefficient constant du second membre de cette équation différentielle aux dérivées partielles est appelée coefficient de consolidation (ou coefficient de consolidation verticale) noté C_v .

L'équation différentielle de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi devient :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1.8)$$

Avec :

$$C_v = \frac{k(1+e)}{\alpha_v \gamma_w}$$

1-3-1) SOLUTION MATHEMATIQUE DE CETTE EQUATION :

L'équation de la consolidation unidimensionnelle et les conditions aux limites de l'écoulement permettent de déterminer la fonction $u(z, t)$ et, par suite, l'évolution au cours du temps des contraintes effectives à l'intérieur de la couche de sol. [12]

Pour des conditions initiales et aux limites suffisamment régulières, la solution est donnée par un développement en série.

Exemple de conditions initiales et aux limites :

Pour une couche compressible d'épaisseur $2H$, comprise entre deux couches drainant, à laquelle on applique instantanément, au temps $t=0$, une charge $\Delta\sigma_v$, les conditions aux limites sur la surpression interstitielle sont les suivantes :

- Conditions aux limites (pour tout temps t)
 - $Z=0$: $\Delta u(0, t) = 0$;
 - $Z=2H$: $\Delta u(2H, t) = 0$;
- Conditions initiales (pour $t=0$)
 - $\Delta U(z, 0) = \Delta\sigma_v$ sauf pour $Z=0$ et $Z=2H$.

Si l'on voulait trouver directement la valeur de la pression interstitielle $u(z, t)$ et non celle de la surpression interstitielle $\Delta u(z, t)$, on devrait donner les conditions initiales et aux limites suivantes :

- Conditions aux limites (pour tout temps t)
 - $Z=0$: $u(0, t) = 2\gamma_w H$.

$$Z = 2H: u(2H, 0) = 0,$$

- Conditions initiales (pour $t=0$)

$$U(z, t) = \gamma_w(2H-z) + \Delta\sigma_v \quad \text{sauf pour } Z=0 \text{ et } Z=2H.$$

I-4) DEGRE DE CONSOLIDATION :

C'est le rapport de l'augmentation moyenne de la contrainte effective dans la couche au temps t à sa valeur finale, égale à la valeur de la charge appliquée $\Delta\sigma_v$: [06] et [16]

$$U_z = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_v} = \frac{\Delta\sigma_v - \Delta U}{\Delta\sigma_v} = 1 - \frac{\Delta U}{\Delta\sigma_v} \quad (1.9)$$

L'équation de consolidation peut être mise sous forme adimensionnelle $\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$ de solution $u=f(t)$.

$$U_z = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} \quad (1.10)$$

Avec e : indice des vides intermédiaires, ou bien :

$$U_z = \frac{\sigma' - \sigma_i}{\Delta\sigma'} = \frac{\Delta u_i - \Delta u}{\Delta u_i} = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta u_i} \quad (1.11)$$

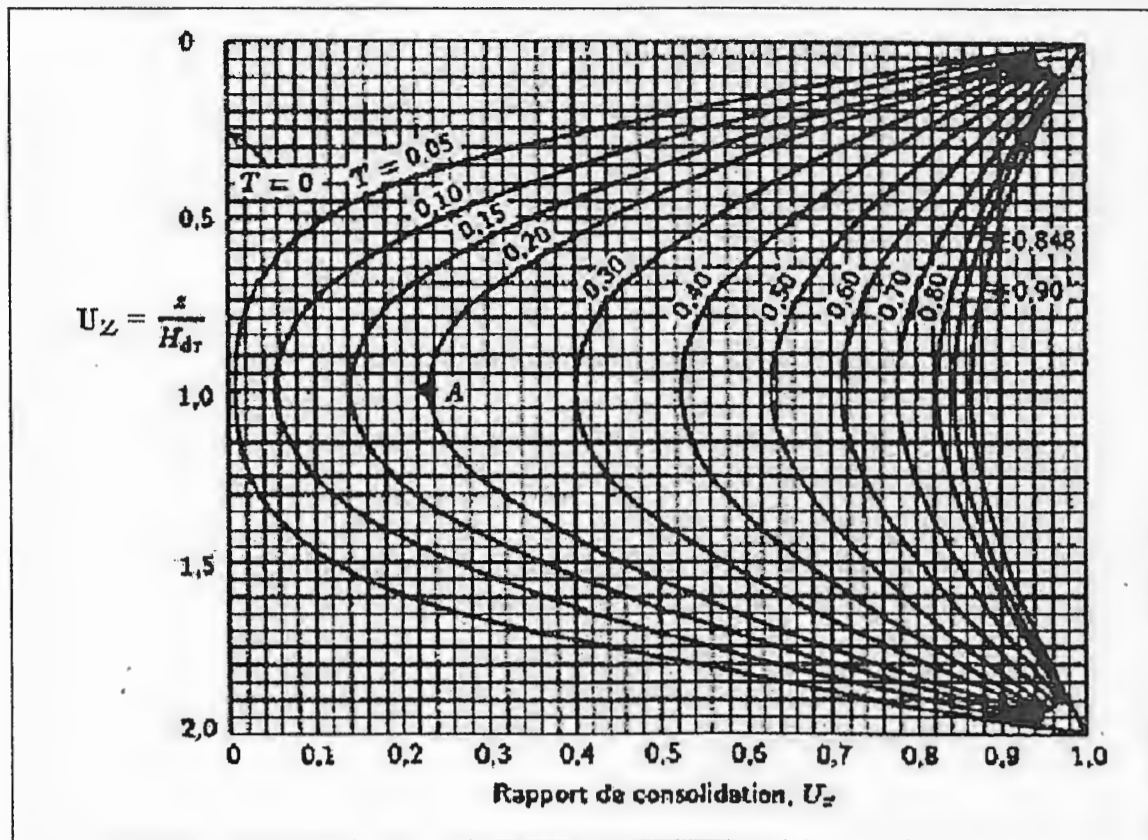


Fig 1.2 : Consolidation en un point quelconque d'une couche et facteur temps (Abaque de Taylor 1948)

Le degré de consolidation U_v peut être calculé sous forme adimensionnelle, en introduisant un temps réduit, appelé facteur temps et égal à :

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \text{ consolidation unidimensionnelle} \quad (1.12)$$

On obtient une courbe. [15]

Pour des valeurs inférieures à 50%, la fonction $U_v = f(T_v)$ peut être représentée de façon approchée par la fonction suivante : [11]

$$U_v = 2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \quad (1.13)$$

I-5) COURBE DE CONSOLIDATION:

La courbe de variation du tassement S en fonction du logarithme du temps t a l'allure indiquée sur la figure (1.3). On a l'habitude de distinguer trois parties dans cette courbe:

- La compression initiale ou instantanée
- la consolidation primaire et consolidation secondaire.

I-6) COEFFICIENT DE CONSOLIDATION :

Le coefficient de consolidation C_v n'est pas un paramètre indépendant, dans la mesure où il dépend à la fois de e (indice des vides), k (coefficient de perméabilité), a_v (coefficient de compressibilité) ; Comme chacun de ces paramètres C_v varie au cours de consolidation.

Pour pouvoir utiliser la théorie de la consolidation unidimensionnelle où adopte une valeur moyenne de C_v dans l'intervalle de contraintes effectives correspondants à la charge appliquée.

Pour déterminer la valeur du coefficient de consolidation dans les essais oedométrique à chargement par paliers, on utilise les courbes de consolidations dans les essais oedométrique. Ces courbes sont analysées au moyen de la solution de la théorie de consolidation de *Terzaghi*. [16], [3], [8] et [9]

Différentes méthodes sont utilisées pour déterminer la valeur de C_v , les plus courantes sont :

1^{ère} méthode : "Méthode du logarithme du temps ou de Casagrande"

La courbe des lectures du comparateur en fonction du $\log t$ nous permet de corriger la lecture initiale d_0 en d_c et déterminer d_{50} pour aboutir à t_{50}

Variation de hauteur

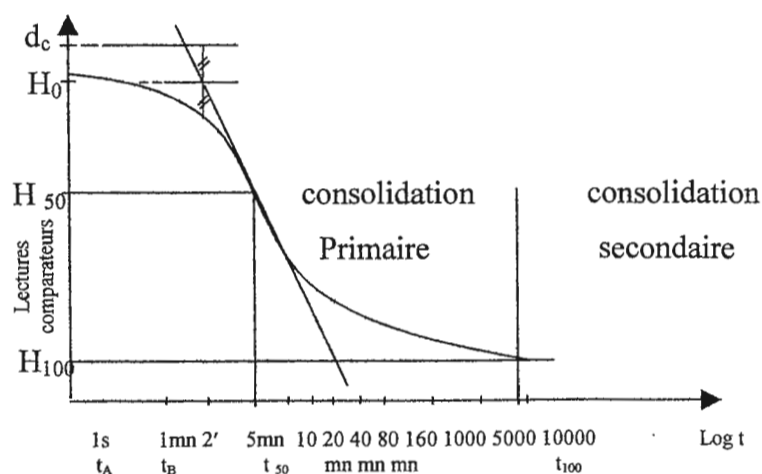


Fig 1.3 : La courbe de consolidation « construction de CASAGRANDE »

2^{ème} méthode: "Méthode de la racine carrée du temps ou de Taylor"

La courbe des lectures du comparateur en fonction de la \sqrt{t} nous permet de déterminer t_{90} pour le calcul de c_v

Drainage se fait d'un seul coté :

- La méthode de *Casagrande* qui détermine le temps t_{50} correspondant à un degré de consolidation de 50%.

$$C_v = 0,197 \frac{H^2}{t_{50}} \quad (1.14)$$

- La méthode de *Taylor* qui utilise le temps t_{90} correspondant à un degré de consolidation de 90%.

$$C_v = 0,848 \frac{H^2}{t_{90}} \quad (1.15)$$

H désigne la distance de drainage de l'éprouvette.

Drainage se fait des deux cotés :

- La méthode de *Casagrande* donne :

$$C_v = 0,196 \frac{H^2}{4t_{50}} \quad (1.16)$$

- La méthode de *Taylor* donne :

$$C_v = 0,848 \frac{H^2}{4t_{90}} \quad (1.17)$$

L'expérience montre qu'en effet C_v Casagrande est inférieur à C_v Taylor.

I-7) CONTRAINTE DE PRE CONSOLIDATION:**ETAT NORMALEMENT CONSOLIDE:****ETAT SUR CONSOLIDE :****ETAT SOUS – CONSOLIDE:**

Les sols ont une «mémoire» des contraintes et des chargements qu'ils ont subit par le passé. Dès qu'un sol est soumis à un chargement à un niveau supérieur que ceux antérieurement il commence à s'affaisser. Selon l'histoire géologique et le type de sol, cet affaissement peut changer radicalement la pente de la courbe de consolidation.

La pression de préconsolidation σ'_p est la plus grande pression effective à laquelle a été soumis l'échantillon de sol au cours de son histoire.

La portion plane qui s'inscrit au début de la courbe s'appelle **courbe de recompression** et la portion située après la <<cassure>> s'appelle **courbe de compression vierge**. [16]

On distingue trois cas :

1 – les sols sur consolidés pour lesquels la contrainte de préconsolidation est supérieure à la contrainte effective ($\sigma'_p > \sigma'_{v0}$). On peut définir le rapport de surconsolidation $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$ dans ce cas $OCR > 1$.

2 – les sols normalement consolidés sont telle que la contrainte de préconsolidation σ'_p est égale à la contrainte due au poids des terres σ'_{v0} ($\sigma'_p = \sigma'_{v0}$). Dans les sols normalement consolidés $OCR = 1$ (cas les plus fréquents)

3 – Les sols sous consolidés sont telle que la contrainte de préconsolidation σ'_p est inférieure à la contrainte effective ($\sigma'_p < \sigma'_{v0}$). Ce type de sol est en mouvement, il est inconstructible et $OCR < 1$ [12].

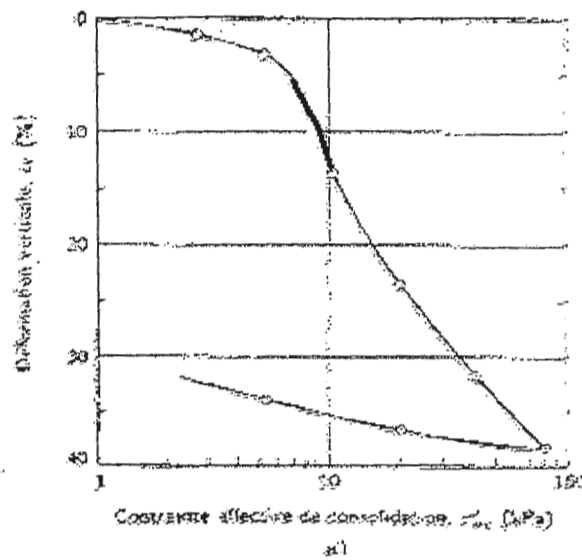


Fig 1.3 a: % de compression en fonction du log de la contrainte effective.

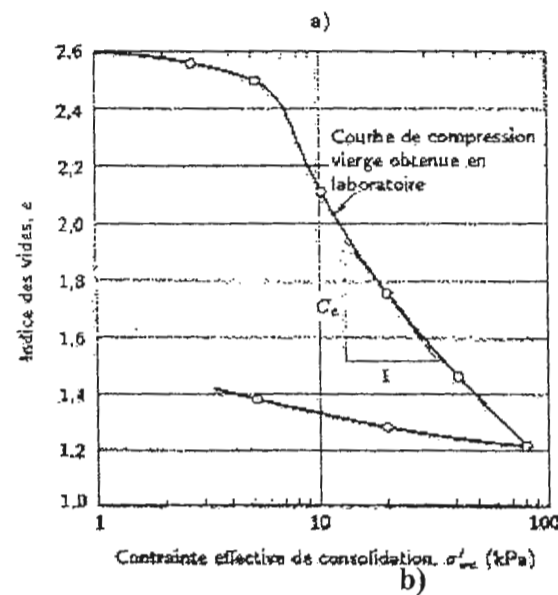


Fig 1.3 b: Indice des vides en fonction du log de la contrainte effective.

II) COURBE DE COMPRESSIBILITE : [7]

Dans l'essai de compressibilité à l'odomètre, on applique à l'échantillon saturé le long de la durée de l'essai de dimension normalisée déterminée à partir de carotte paraffinée (échantillon intact), des contraintes normales successives croissantes sous chaque palier de chargement qu'on double à chaque fois pour prendre les lectures du comparateur ou les déformations en une série de temps normalisés, la première charge appliquée à l'échantillon dépend de la sensibilité du sol en question. Chaque palier dure 24 heures et l'essai peut durer jusqu'à deux semaines ou d'une manière générale jusqu'à stabilisation des lectures cad des tassements.

Après avoir recueillis tous les résultats sur la feuille d'essai, on trace sur un graphe semi-logarithmique les variations de l'indice des vides en fonction de $\log \sigma'$;

σ' : Contrainte appliquée à l'échantillon.

$U=0$ (pression interstitielle est nulle donc $\sigma = \sigma'$).

La courbe obtenue présente 3 parties principales : deux branches rectilignes gauche et droite reliée par une courbe. Le tout nous donne la courbe de chargement, la courbe de déchargement est obtenue en déchargeant l'échantillon par palier de la même façon que pendant le chargement.

On obtient ainsi deux courbes formant une boucle : la courbe de chargement et la courbe de déchargement comme montée en figures (1.3a et 1.3b)

II-1) PARAMETRES DE COMPRESSIBILITE:

La forme de la courbe oedométrique permet de définir un certain nombre de paramètres très importants pour le calcul de tassement qui sont :

- La pression de préconsolidation σ'_p ,
- L'indice de compression C_c et de gonflement C_s ,
- Coefficients de compressibilité et module oedométrique E_{oed} .

II-1-1) LA CONTRAINTE DE PRECONSOLIDATION σ'_p :

Divers méthodes sont utilisées, la plus fréquente est la construction de *CASAGRANDE* (1936) : [16]

- **Méthode grossière** : la valeur minimale $\sigma'_{p, \min}$ est obtenue en prenant la valeur de la pression correspondant à l'intersection de l'horizontale passant par e_0 et de la partie droite la plus inclinée.

Une valeur maximale $\sigma'_{p, \max}$ correspond au point séparant la partie courbe de la partie droite inclinée.

La pression de préconsolidation σ'_p se trouve à l'intérieure de cette plage.

- **Méthode graphique précise** :
 1. On trace la tangente gauche et la tangente droite
 2. On trace la bissectrice de l'angle formé par les deux tangentes de ce point noté A

3. On choisit le point où le rayon de courbure est minimal (le point A sur la figure).
4. On trace une horizontale à partir du point A.
5. On trace ensuite une tangente à la courbe, à partir du point A.
6. On trace la bissectrice de l'angle formé en 4 et 5.
7. On prolonge la partie rectiligne de la courbe de compression vierge jusqu'au point d'intersection avec la bissectrice obtenue à l'étape 6.

Ce point correspond à la contrainte de pré consolidation (le point B à la figure)

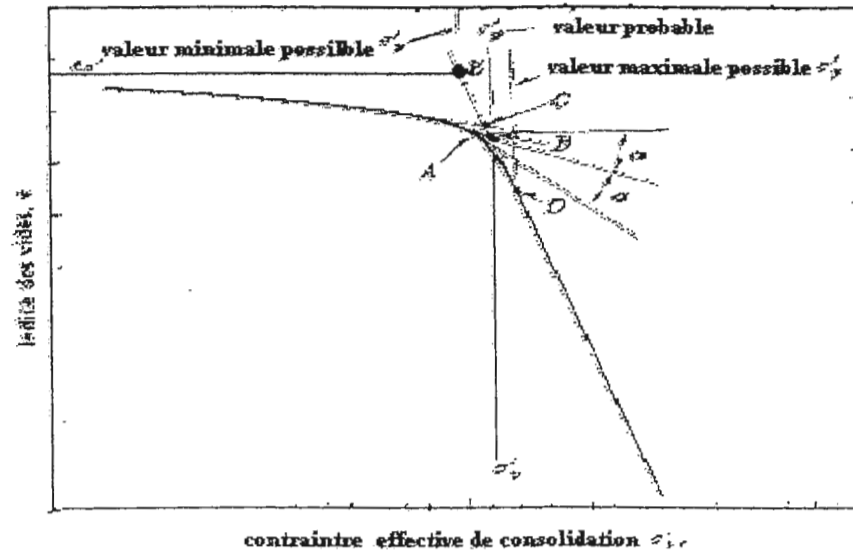


Fig1.4 : Méthode graphique de CASAGRANDE

BRUMUD, JONAS et LADD (1976) traitent des facteurs qui interviennent de façon significative sur σ'_p , à partir de l'essai de consolidation en laboratoire :

- Le remaniement influe sur la forme de la courbe.
- La cassure peut devenir moins marquée avec le remaniement (raide pour les argiles sensibles).

II 1-2) L'INDICE DE COMPRESSION ET DE GONFLEMENT: [12],[7]

• L'indice de compression Cc:

Cc correspondant la partie la plus pentue à la courbe de chargement (Fig 1.3b).

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \quad (1.18)$$

- **L'indice de gonflement C_s :**

C_s sera la pente à la courbe de déchargement.

$$C_s = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \quad (1.19)$$

II-1-3) COEFFICIENTS DE COMPRESSIBILITE ET MODULE

OEDOMETRIQUE: [12], [8]

Les coefficients de compressibilité sont :

- Coefficient de compressibilité verticale :

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (1.20)$$

- Coefficient de compressibilité volumique verticale :

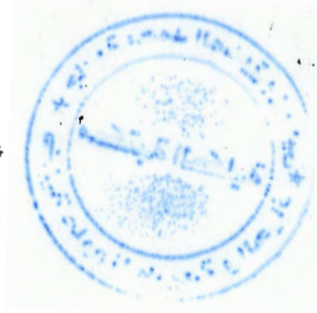
$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0} = \frac{\Delta e}{(1+e_0)\Delta \sigma'_v} \quad (1.21)$$

Le module oedométrique est :

$$E = - \frac{\Delta \sigma}{\frac{\Delta H}{H}} \quad (1.22)$$

CHAPITRE II :

EVALUATION DES TASSEMENTS



I) TASSEMENT :

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet des charges qui lui sont appliquées. Le tassement est habituellement noté $\langle\langle S_t \rangle\rangle$. [16], [14], [2], [12] et [8]

Dans le cas des sols à grains fins le tassement est fonction du temps. Pour concevoir des fondations de structures il faut connaître la quantité totale de tassement et la vitesse à laquelle il se produira.

Le tassement global S_t peut être décomposé en plusieurs termes liés chacun à un phénomène différent :

- Le tassement initial, instantané sans expulsion d'eau S_i .
- Le tassement de consolidation S_c (sans déformation latérale)
- Le caractère visqueux des argiles crée une composante de tassement de fluage S_{fl} (sans déformations latérales).
- Le tassement induit par les déplacements latéraux du sol au cours du temps S_{lat} .

$$S_t = S_i + S_c + S_{fl} + S_{lat}. \quad (2.1)$$

I-1) PRINCIPES DE CALCUL DES TASSEMENTS :

Trois méthodes de prévisions du tassement sont développées dans ce qui suit :

- Méthode classique, fondée sur l'utilisation des courbes de compressibilité oedométrique et les paramètres de compressibilité.
- Méthode pénétrométrique, basée sur les résultats in situ bien adapté aux sols cohérents.
- Méthode numérique (utilisation du logiciel plaxis), basé sur un calcul par les éléments finis.

I-1-1) Calcul des tassements par la méthode oedométrique :

L'essai oedométrique est un essai de compressibilité. Il a pour but d'étudier la consolidation d'échantillon de sols intacts représentatifs du milieu soumis à des charges verticales avec déformations latérales nulles ou empêchées. [15]

La figure (2-1) représente une couche de sol de hauteur d'épaisseur H , cette couche est composée de particules solides et de vides. [16]

L'échantillon de hauteur H est en équilibre sous l'action d'une pression σ , en augmentant cette pression de $\Delta\sigma$, la hauteur varie de ΔH , par définition le module oedométrique E a pour expression

$$E = - \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta H}{H}} \quad (2.2)$$

On peut supposer que le volume des solides V_s est égal à un et que le volume des vides est égal à e_0 (indice des vides initial).

A la fin de la consolidation, l'indice des vides $\langle\langle e \rangle\rangle$ a diminué d'une quantité Δe . Ce qui se traduit par un tassement $\Delta H = S_t$.

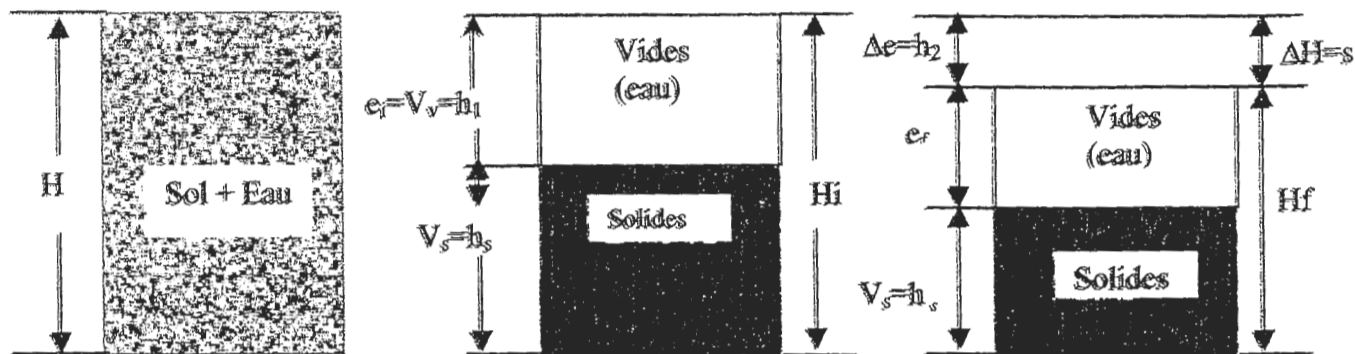


Figure 2.1 : Diagramme de phase d'un sol saturé

Calcul du tassement à l'aide du diagramme de phases d'un sol saturé $S_r = 100$

$$S_t = \Delta H = H_i - H_f = h_1 - h_2 = (h_1 - h_2) \frac{H_i}{H_i} = H_i \left(\frac{h_1 - h_2}{h_s + h_1} \right) \quad (2.3)$$

Les courbes oedométriques sont représentées sous la forme $e - \log_{10}$ (l'échelle des pressions est logarithmique et les ordonnées représentent les indices des vides successifs). Cette façon de faire comporte une difficulté : Il n'est pas possible de mesurer l'indice des vides de l'échantillon pendant l'expérience, il faut le mesurer à partir du tassement, on aura donc :

$$S_t = \Delta H = H_i = \frac{(h_1 - h_2)}{\frac{h_s}{(h_s + h_1)}} = H_i \left(\frac{e_i - e_f}{1 + e_i} \right) \quad (2.4)$$

La figure (2-1) représente une couche de sol de hauteur d'épaisseur H, cette couche est composée de particules solides et de vides. [16]

L'échantillon de hauteur H est en équilibre sous l'action d'une pression σ , en augmentant cette pression de $\Delta\sigma$, la hauteur varie de ΔH , par définition le module oedométrique E a pour expression

$$E = - \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta H}{H}} \quad (2.2)$$

On peut supposer que le volume des solides V_s est égal à un et que le volume des vides est égal à e_0 (indice des vides initial).

A la fin de la consolidation, l'indice des vides e a diminué d'une quantité Δe . Ce qui se traduit par un tassement $\Delta H = S_t$.

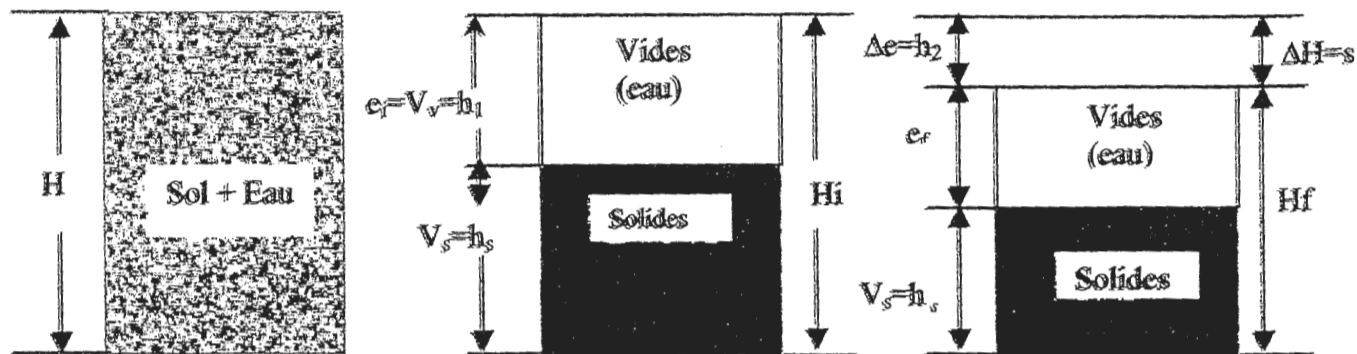


Figure 2.1 : Diagramme de phase d'un sol saturé

Calcul du tassement à l'aide du diagramme de phases d'un sol saturé $S_r = 100$

$$S_t = \Delta H = H_i - H_f = h_1 - h_2 = (h_1 - h_2) \frac{H_i}{H_i} = H_i \left(\frac{h_1 - h_2}{h_s + h_1} \right) \quad (2.3)$$

Les courbes oedométriques sont représentées sous la forme $e - \log_{10}$ (l'échelle des pressions est logarithmique et les ordonnées représentent les indices des vides successifs). Cette façon de faire comporte une difficulté : Il n'est pas possible de mesurer l'indice des vides de l'échantillon pendant l'expérience, il faut le mesurer à partir du tassement, on aura donc :

$$S_t = \Delta H = H_i = \frac{(h_1 - h_2)}{\frac{h_s}{(h_s + h_1)}} = H_i \left(\frac{e_i - e_f}{1 + e_i} \right) \quad (2.4)$$

Les courbes $e-\log_{10} \sigma_v$ ont une forme caractéristique. Vers les basses contraintes une branche faiblement inclinée sur l'horizontale représentant la courbe de recompression.

Puis une partie médiane sensiblement rectiligne puis vers ; Les hautes contraintes la courbe tend vers une asymptote horizontale. Ce qui revient à dire que jusqu'à une pression σ_c (pression de consolidation) les tassements sont assez faibles et qu'ensuite la variation de l'indice des vides e est proportionnelle à la variation du log de pression. [16]

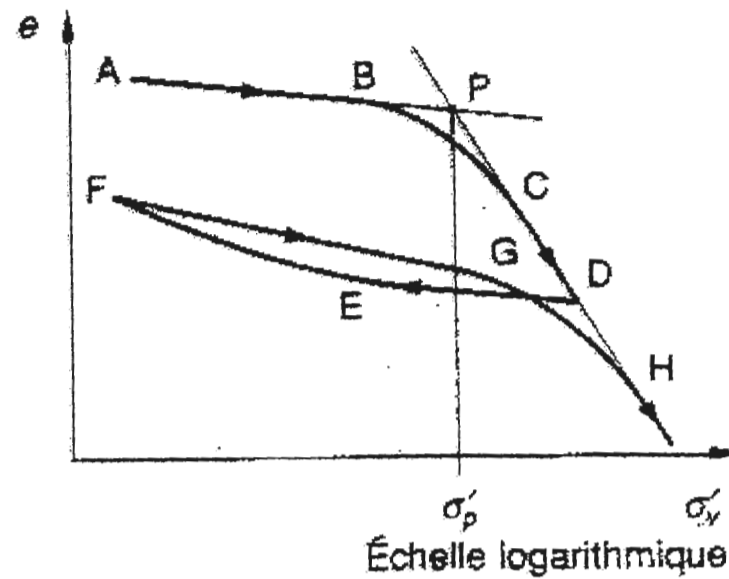


Fig 2.2 : Courbe de compressibilité

Le tassement se manifeste selon deux mécanismes :

- Compression des particules avec volume variable.
- Refoulement latéral du sol avec volume constant (Sol saturé non superficiel) difficile à calculer.

$$S_t = \varepsilon_v H_0 = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \int_0^{H_0} \varepsilon dz. \quad (2.5)$$

- ε_v : Déformation verticale.
- ε : Vitesse de déformation imposée.

La pente de la courbe (vierge) $e=f(\log \sigma_v)$ PCD est appelé indice de compression C_c définit

Par:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} = \frac{e_0 - e_1}{\log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}} \implies e_1 = e_0 - C_c \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \quad (2.6)$$

Formules empiriques pour le calcul de C_c :

Les essais à l'odomètre sont longs, aussi a-t-on essayé de relier C_c à d'autres caractéristiques facilement mesurables. SKempton a trouvé une corrélation assez nette et a proposé la formule (2.7) où C'_c est mesuré sur échantillon remanié [3]

$$C'_c = 0.007 (W_L - 10). \quad (2.7)$$

Lorsqu'on ne se trouve pas en présence d'argile extra sensible, on aura une estimation assez correcte de C_c .

$$C_c = 0.009 (W_L - 10). [3] \quad (2.8)$$

Il est donc possible d'estimer (À titre d'ordre de grandeur) le tassement d'une couche d'argile normalement consolidée à partir de sa limite de liquidité et de son indice des vides.

En considérant C_c de (2.6), $\varepsilon_v = f(\log \sigma'_v)$ dont la pente de la courbe vierge est appelée indice de compression modifié : [16]

$$\text{Avec : } C_{cs} = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\log \frac{\sigma'_{11}}{\sigma'_{22}}} \quad (2.9)$$

$$\text{Et : } C_{cs} = \frac{C_c}{1 + e_0} \quad (2.10)$$

Le tassement (2.5) sera :

$$S_t = \varepsilon_v H_0 = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \quad (2.11)$$

On a :

$$\Delta e = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \quad (2.12)$$

Dés que les relations suivantes sont satisfaites, le sol est normalement consolidé.

$$\sigma'_1 = \sigma'_{v0}$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma_z$$

σ'_{v0} : Contrainte normale effective due au poids des terres.

$\Delta \sigma_z$: Contrainte ramenée par le remblai.

Ces relations permettent de calculer le module oedométrique E' , on a :

$$E' = \frac{1 + e}{C_c} \frac{\Delta \sigma_z}{\log \left(1 + \frac{\Delta \sigma_z}{\sigma'_{v0}} \right)} \quad (2.13)$$

La relation entre E et σ est fonction du sol selon son état de consolidation :

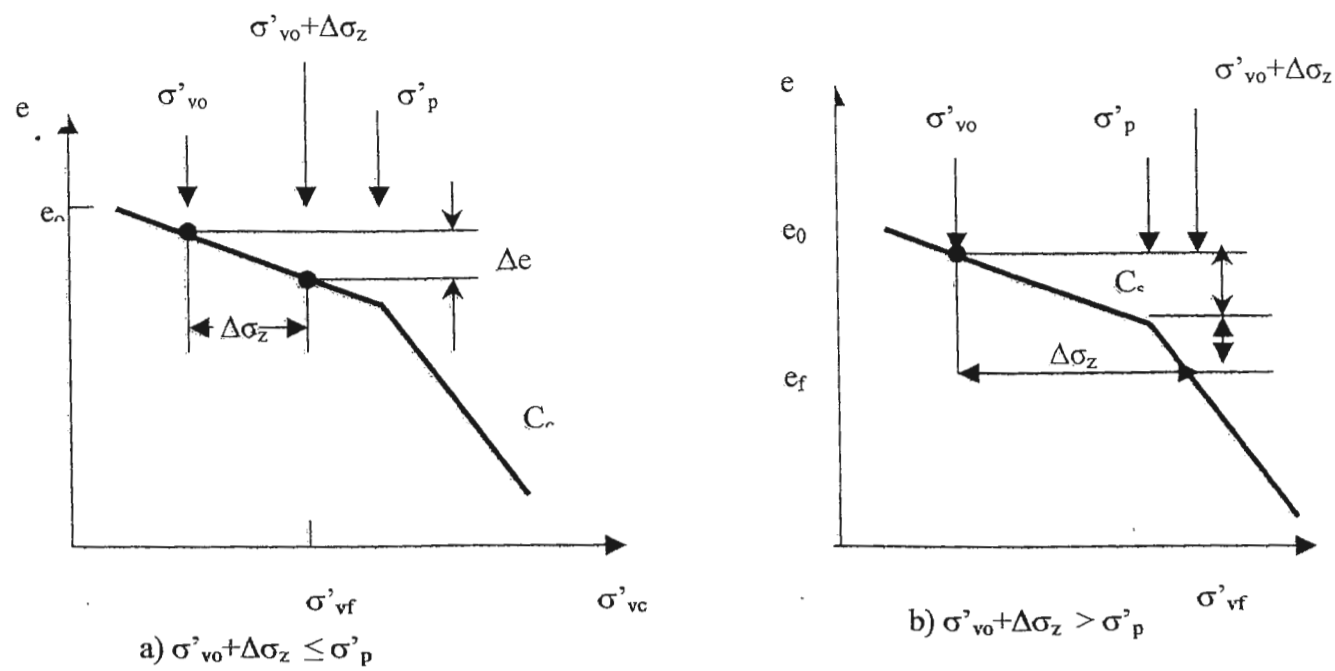


Fig 2.3 : Principe du calcul du tassement des sols surconsolidés

- Sol normalement consolidé :

$$S_c = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z}{\Delta\sigma'_p} \quad (2.14)$$

- Sol sur consolidé, on a 02 cas :

1. Si $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p$ (sol sur consolidé)

$$S_c = C_s \frac{H_0}{1 + e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z}{\Delta\sigma'_{vo}} \quad (2.15)$$

C_s : coefficient de recompression.

$$C_s < C_c$$

2. Si $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z > \sigma'_p$

$$S_c = C_s \frac{H_0}{1 + e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{vo} + (\sigma'_p - \sigma'_{vo})}{\Delta\sigma'_{vo}} + C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_p + (\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z - \sigma'_p)}{\sigma'_p}$$

$$S_c = C_s \left(\frac{H_0}{1 + e_0} \right) \log_{10} \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c \left(\frac{H_0}{1 + e_0} \right) \log_{10} \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z}{\Delta\sigma'_p} \quad (2.16)$$

NOTA: $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z = \sigma'_{vf}$

L'essai oedométrique à chargement par paliers reste l'essai de référence (malgré la durée de l'essai 02 à 03 semaines) et l'expérience des projeteurs déduits que les résultats obtenus sont proches des valeurs observées en place à 10 % ou 20% près. [9]

I-2) CALCUL DES DIFFERENTS TERMES DE TASSEMENT :

On a développé ci- haut le principe du calcul du tassement (S_{oed}) à partir des résultats de l'essai oedométrique, cette valeur de S_{oed} n'approche pas le vrai tassement, en particulier les déformations latérales qui sont possibles ce qui influence la valeur du tassement final.

On peut lui apporter 03 tassements complémentaires pour tenir compte des déformations constatées au moment même du chargement, des approximations de la méthode classique et de la consolidation secondaire. [12], [9], [8] et [18].

I-2-1) Tassement immédiat :(instantané)

Le chargement du terrain provoque une déformation d'ensemble du massif avant toute consolidation. La déformation s'opère à volume constant, car l'eau n'a pas le temps d'être expulsée. [14]



Le tassement qui en résulte s'appelle tassement immédiat S_i , on peut le calculer en utilisant les formules de *Boussinesq*.

Le tassement au voisinage immédiat d'une semelle flexible uniformément chargée : [3]

$$S_i = qB \frac{1-\nu^2}{E} I [3] \quad (2.17)$$

Avec:

- q : pression de chargement sur la surface libre du milieu.
- B : largeur (ou diamètre) de la semelle.
- E : module d'Young du matériau mesuré pendant un essai de compression simple ou triaxial non drainé.
- ν : coefficient de poisson (0,5 si la déformation se fait à volume constant, comme s'est le cas des argiles saturées).
- I : coefficient d'influence dépendant de la surface chargée, du point d'aplomb du quel on se situe et de la flexibilité de la semelle. [03]

Ou la formule de Giroud : [11]

$$S_i = \frac{\gamma h a^2}{E_u(a-a')} \left(m - \left(\frac{a}{a'} \right)^2 r'_h \right) \tag{2.18}$$

Avec :

- a : demi largeur de la grande base.
- a' : demi largeur de la petite base.
- r et r'_h : déterminer à partir de l'abaque de Giroud
- E_{um} : module d'Young non drainé moyen.

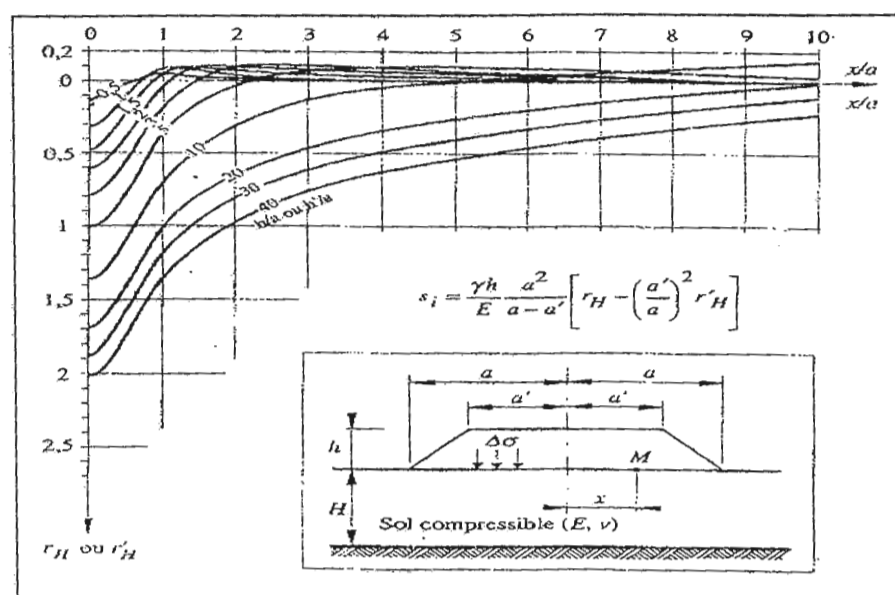


Fig 2.4 :Abaque de Giroud pour le calcul du tassement élastique immédiat (ν = 0.5)

I-2-2) Tassement latéral : [03]

Mais la possibilité de déformations latérales qui existe in situ exerce aussi une influence sur le tassement final (après consolidation primaire). Skempton et Bjerrum (Fig) qui ont étudié ce phénomène, ont proposé la correction suivante :

$$S_c = \mu S_{oed} \tag{2.19}$$

Avec μ Coefficient de correction qui dépend de l'épaisseur H de la couche compressible (rapportée à la largeur B de la fondation) et du coefficient A de pression interstitielle.

La formule donnant le tassement latéral est :

$$S_{lat} = 0.11 \frac{D}{B} S_{oed} \tag{2.20}$$

Où

- D : Epaisseur de la couche compressible.

- B : La demi- largeur de la grande base.
- S_{oed} : Le tassement oedométrique.

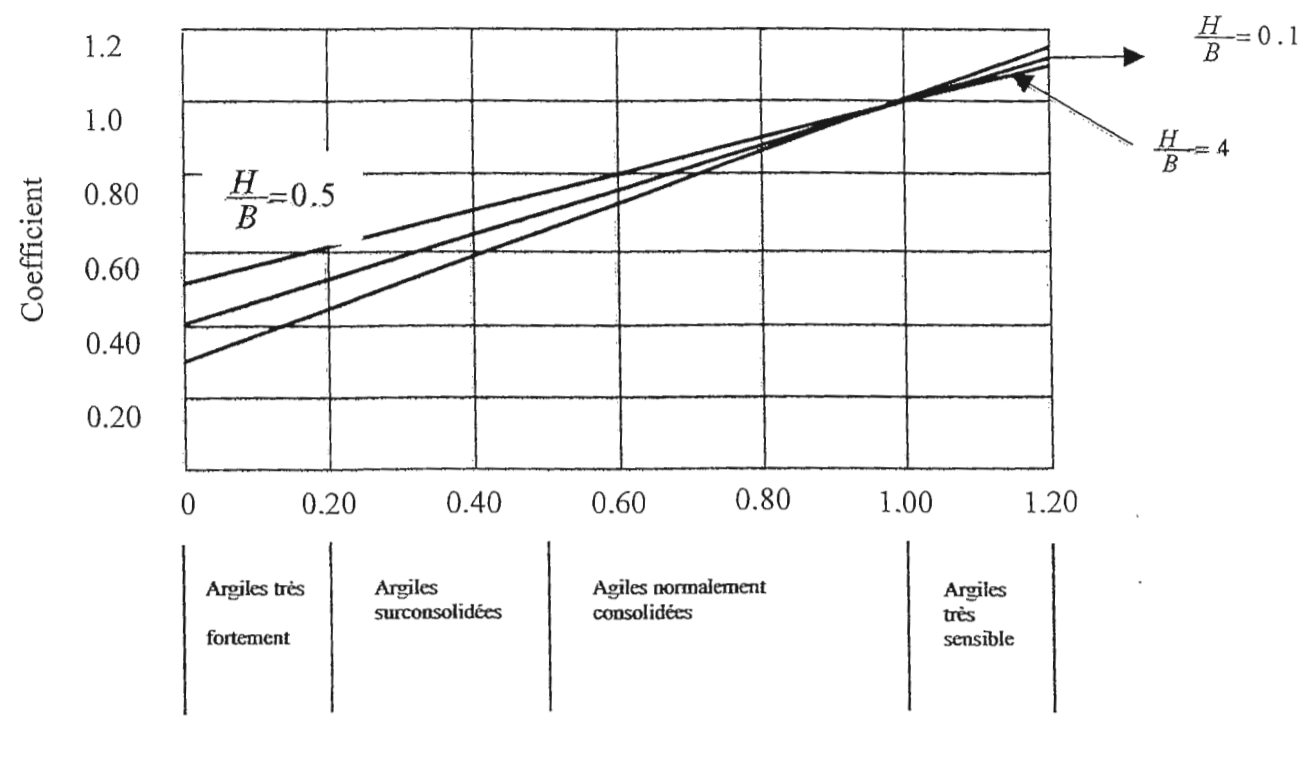


Fig 2.5 : Correction de Skempton et Bierrum

I-2-3) Tassement de fluage :

La prise en compte de la consolidation secondaire est la troisième correction à envisager. On rappelle que la consolidation secondaire est la manifestation des modifications graduelles des forces de frottement dans le matériau induites par les contraintes de cisaillements résultant de la consolidation primaire. Elle se fait sous contraintes effectives constantes.

$$S_{fl} = \frac{H_i}{1+e_o} c_f \log \frac{t_{\infty}}{t_i} \quad (2.21)$$

Avec :

- C_f : Coefficient de fluage déterminé à l'oedomètre de longue durée.
- $t_i = 1$ jour
- t_{∞} = En recommande de prendre 10ans pour un degré de consolidation $U = 80\%$ en 1 année : 3650 jours.
- H_i : Epaisseur de la couche i .

Pour un sol stratifié : le tassement sera la somme des tassements des n couches

$$S_t = \sum_{j=1}^n S_j \quad (2.22)$$

I-3) Calcul du tassement par la méthode du pénétromètre statique

Les pénétromètres statiques sont des appareils en forme de pieu élancé qui permettent d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde). Des tiges de 30 à 100 mm de diamètre, finissant par une pointe conique, dans le sol étudié à l'aide d'un vérin. [4]

Les essais de pénétration permettent d'apprécier facilement le comportement mécanique des sols grâce aux mesures séparées de la résistance de pointe et du frottement latéral. [17]

Les résultats sont représentés sur un diagramme qui donne en fonction de la profondeur la résistance de la pointe unitaire Q_c ou R_p (bars) ainsi que le frottement latéral total cumulé entre la surface du sol et la profondeur considérée.[4]

La formule de tassement s'exprime alors :

$$\Delta H = \sum \Delta h = \sum \frac{H_i \Delta \sigma_z}{\sigma'_{vn} \alpha} \quad (2.23)$$

Avec $\Delta \sigma_z$: contrainte ramenée par le remblai.

α : paramètre dépendant du type de sol.

Sanglerat : [3]

- Argile moyennement à très plastique $\alpha = 2$ à 5 avec $15 < R_p < 30$ bars
- Argile molle plastique $\alpha = 5$ à 10 $R_p < 10$ bars

On peut prendre pour :

- Argile molle plastique organique $\alpha = 1,5$ à 4 $R_p < 10$ bars

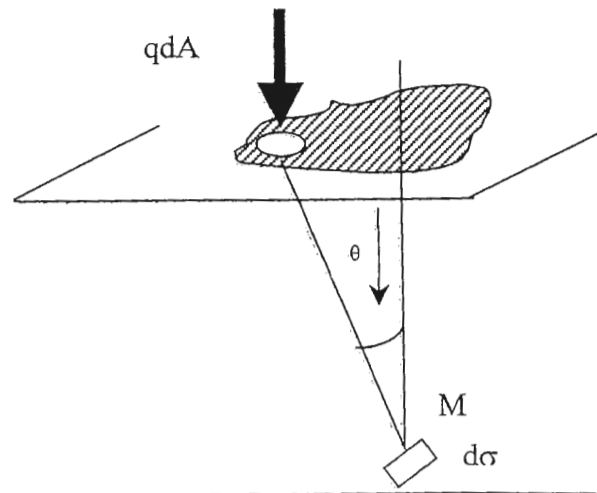
II) DISTRIBUTION DES CONTRAINTES SOUS DIFFERENTES CHARGES**II-1) Cas de charge uniformément répartie :**

Fig 2.6: Cas de charge uniforme

Chaque élément d'aire dA porte une charge équivalente à une force concentrée qdA (q densité de chargement) et engendre au point M une pression verticale. La pression totale est donnée par la formule.

$$\sigma_v = \frac{3}{2\pi Z^2} \int q \cos^5 \theta \partial A \quad (2.24)$$

- L'abaque d'*Osterberg* est parfaitement adapté au cas de charge en forme de remblai.

Ou l'intégrale est étendue à toute la surface chargée.

Le calcul de σ a été mené jusqu'au bout dans un certain nombre de cas et en particulier pour des surfaces circulaires ou rectangulaires ou de longueur infinie, uniformément chargée (les résultats sont consignés sous forme d'abaques U.S navy 1971.

- Dans le cas d'un cercle de rayon R , on a : $\sigma = q (1 - \cos^3 \theta)$

Avec $\tan \theta_0 = \frac{R}{Z}$

- Dans le cas d'une bande rectangulaire de largeur infinie on a :

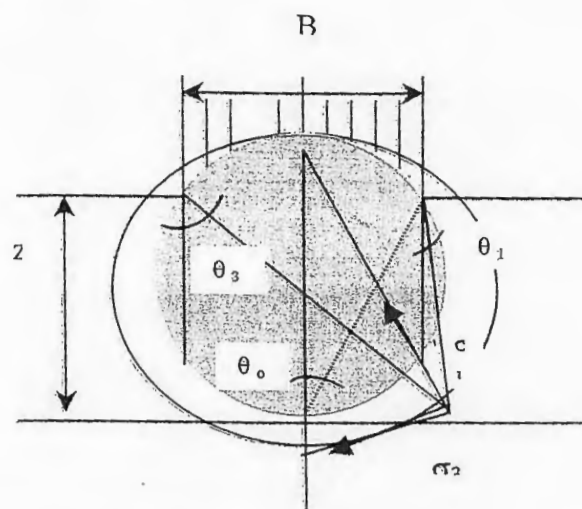
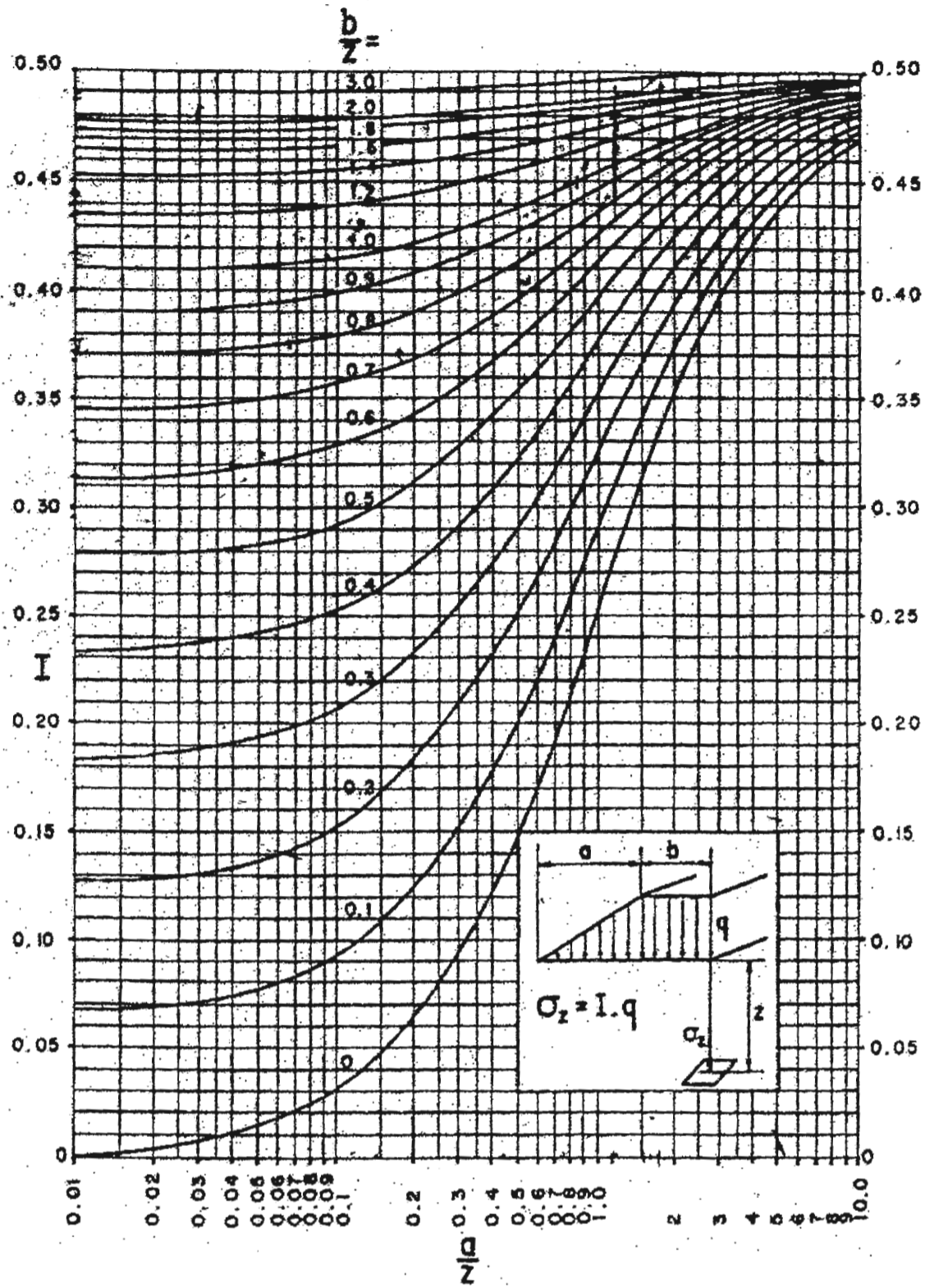


Fig 2.7: Cas d'une bande rectangulaire de largeur infinie

$$\sigma = \frac{q}{h} [(\theta_2 - \theta_1) + \frac{1}{2} (\sin 2\theta_2 - \sin 2\theta_1)] \quad (2.25)$$

- Dans le cas d'un rectangle de dimensions finies (largeur B et longueur L) utilisation d'abaque se trouvant dans les ouvrages de mécanique des sols.
- Dans le cas d'une surface de forme quelconque, on utilise l'abaque de *Newmark* (voir littérature).
- Cas de charge trapézoïdale (remblai) : pour le calcul des contraintes, le problème est considéré unidimensionnel, si les dimensions de l'ouvrage sont grandes par rapport à l'épaisseur de la couche compressible la contrainte verticale dans le sol de fondation est égale au poids des terres augmenté du poids du remblai en négligeant les effets de bords de remblai et afin de tenir compte de l'influence de la charge en profondeur (diminution), la façon la plus simple de le faire, consiste à utiliser des abaques donnant directement la valeur de la surcontrainte verticale induite par la charge à la profondeur considérée



Abaque d'osterberg : coefficient I en fonction de la profondeur z

CHAPITRE : III
COMPORTEMENT DE
REMBLAIS SUR SOLS MOUS

D) METHODOLOGIE DE CALCUL :**I-1) Fonctionnement de remblai :**

Pour prédire la stabilité et le comportement d'un remblai à long terme on doit étudier les phénomènes suivants : [13]

- Les tassements verticaux et les déplacements horizontaux du sol.
- Les contraintes totales du remblai exercées sur le sol.
- Les pressions interstitielles.

I-2) Chemins de contraintes effectives sous un remblai :

La connaissance du chemin des contraintes effectives sous l'axe d'un remblai est en pratique suffisante pour analyser le comportement du sol de fondation.

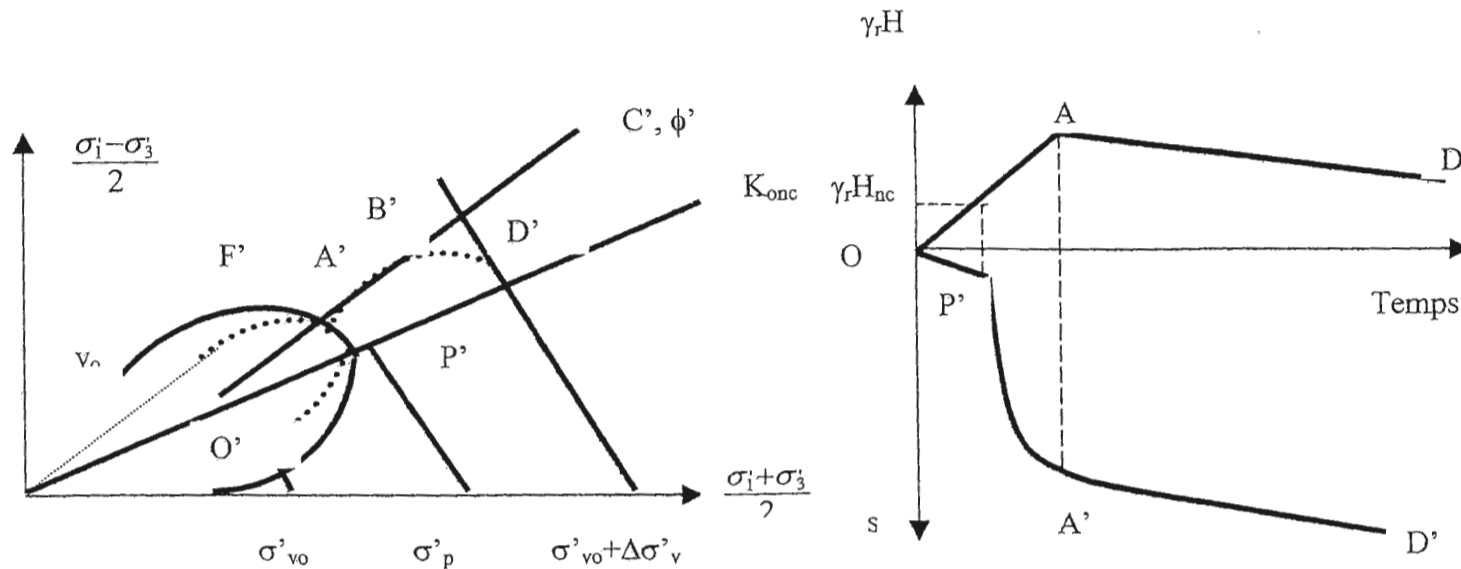


Fig. 3.1: Chemin de contraintes effectives sous un remblai

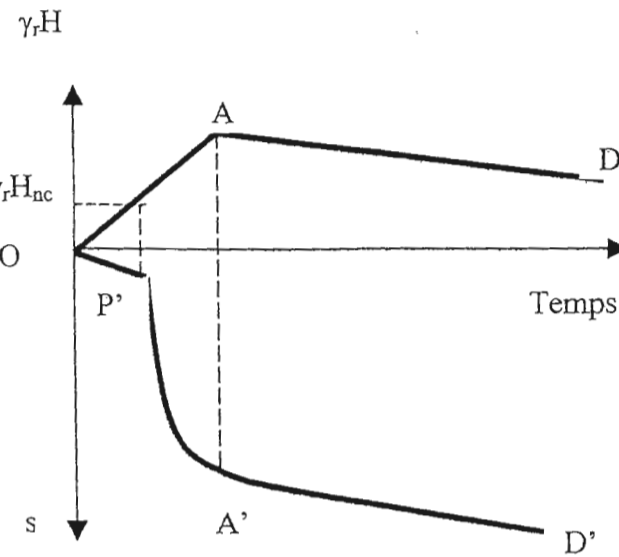


Fig 3.2: Variations typique de la charge de remblai et du tassement en fonction du temps.

Dans la zone sous le centre du remblai, les directions principales des contraintes restent verticales et horizontales et le chemin des contraintes effectives suivis pendant et après la construction d'un remblai stable est O'P' A' B' D' (fig 3.1).

Pendant la phase de construction O' P' (fig 3.1), l'argile de fondation est en état de surconsolidation et présente un comportement quasi - élastique avec une grande rigidité, les tassements restent faibles et augmentent linéairement avec la charge du remblai .

Lorsque les contraintes effectives atteignent le seuil de plasticité en P', l'argile devient normalement consolidée et plus compressible, le comportement est non drainé suivant le chemin (P' A'), la sommation de ces deux quantités résulte le tassement immédiat qui est suivi par le tassement de consolidation primaire, le caractère visqueux de l'argile crée une composante de tassement de fluage.

L'amplitude de tassement final est calculée selon la formule classique :

$$S_t = S_i + S_c + S_{fl} + S_{lat}.$$

IV-3) METHODE DE CALCUL TRADITIONNELLE DES REMBLAIS :

IV-3-1) Répartition des contraintes :

Principe D'Osterberg : [5],[10],[11]

1- Point situé sous le remblai :

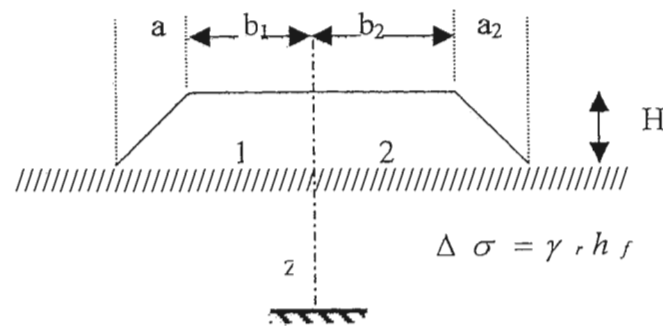


Fig 3.3 : Point situé sous le remblai

$$\Delta \sigma_z = \Delta \sigma_0 \left[I_1 \left[\frac{a_1}{z}, \frac{b_1}{z} \right] + I_2 \left[\frac{a_2}{z}, \frac{b_2}{z} \right] \right] \quad (3.1)$$

On suppose que nous avons deux remblais dont les caractéristiques sont différentes et on applique le principe de superposition des efforts dans notre sol compressible dûe a ces deux remblais qui en réalité ne font qu'un.

$$\Delta \sigma_z = 2I \Delta \sigma \quad (3.2)$$

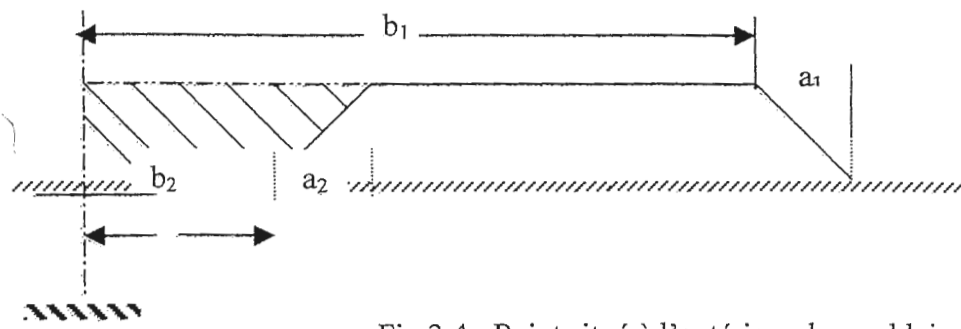
2- Point situé à l'extérieur du remblai :

Fig 3.4 : Point situé à l'extérieur du remblai

$$\Delta \sigma_z = \Delta \sigma \left[I_1 \left[\frac{a_1}{z}, \frac{b_1}{z} \right] + I_2 \left[\frac{a_2}{z}, \frac{b_2}{z} \right] \right] \quad (3.3)$$

1-3-2) Principe de calcul des tassements :

Les méthodes de prévisions de tassement sont fondées sur le principe de la consolidation unidimensionnelle (théorie de Terzaghi) et sur l'essai oedométrique. Ces méthodes ont été développées plus haut.

Pour le cas des remblais à étudier dans la 2^{ème} partie <<Etude de cas pratique>> la méthode la plus adaptée est celle développée par Giroud.

Le tassement instantané S_i selon la formule.

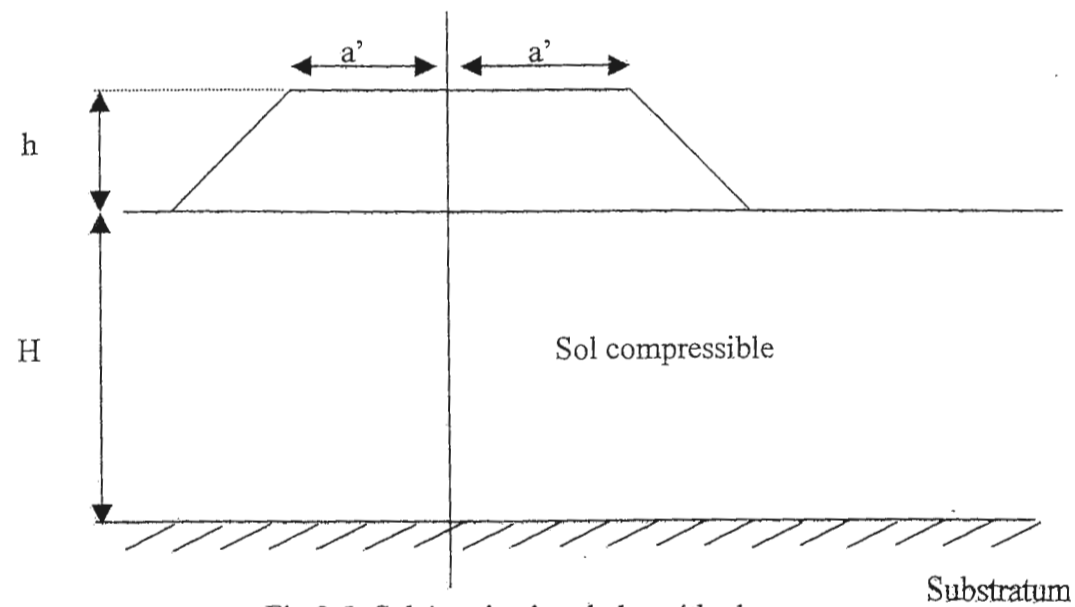
1-Tassement instantané méthode de GIROUD :

Fig 3.5: Schématisation de la méthode

La méthode de *Giroud* est donnée pour les sols monocouches et avec un tassement sans changement de volume.

Pour un multicouche, on définit une valeur moyenne du module d'élasticité non draine E_{um} , le tassement est calculé sous la charge apportée par le remblai soit $\Delta\sigma_z$ et le coefficient

$$\nu = 0,5.$$

Pour les calculs le module de Young peut être déterminé à partir du module oedométrique ou à partir d'essais triaxiaux C_u ou $C_u + u$.

σ_i , Δh , C_c et l'indice des vides caractérisent l'état initial du sol après application de la surcharge $\Delta\sigma_z$, soit :

$$e_f = e_o - C_c \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma_z}{\sigma} \right) \quad (3.4)$$

L'échantillon est soumis à ce moment là à une pression :

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$$

Cette relation donne le module oedométrique :

$$E_{oed} = \frac{(1+e)\Delta\sigma}{C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}} \quad (3.5)$$

Le module d'Young sera
$$E' = \frac{2}{3} E_{oed} \quad (3.6)$$

Le module d'Young moyen est :
$$E_{um} = \frac{\Delta\sigma_m \sum H_i}{\sum \frac{H_i \Delta\sigma_i}{E_i}} \quad (3.7)$$

- $\Delta\sigma_m$: Augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la couche d'épaisseur H
- $\Delta\sigma_i$: Augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la sous couche i.
- H_i : Epaisseur de la couche i
- n : nombre de couches.

Avec :

$$\Delta\sigma_m = \frac{\sum \Delta\sigma_i}{n} \quad (3.8)$$

Note : Les couches sous consolidées sont généralement portées à normalement consolidées.

Le module oedométrique est une autre représentation classique de la compressibilité des sols à l'oedomètre .Il est défini de la façon suivante :

$$E' = \frac{(1 + e_0) \Delta \sigma_z}{\Delta e} \quad (3.9)$$

On peut estimer la valeur de l'indice de recompression C_s , en fonction de l'indice de compression C_c , en prenant :

$$C_s = \frac{C_c}{10} \quad (3.10)$$

Les tassements primaire, latéral et de fluage seront déterminés selon les formules citées au chapitre II.

Le tassement latéral sera explicité par le schéma suivant :

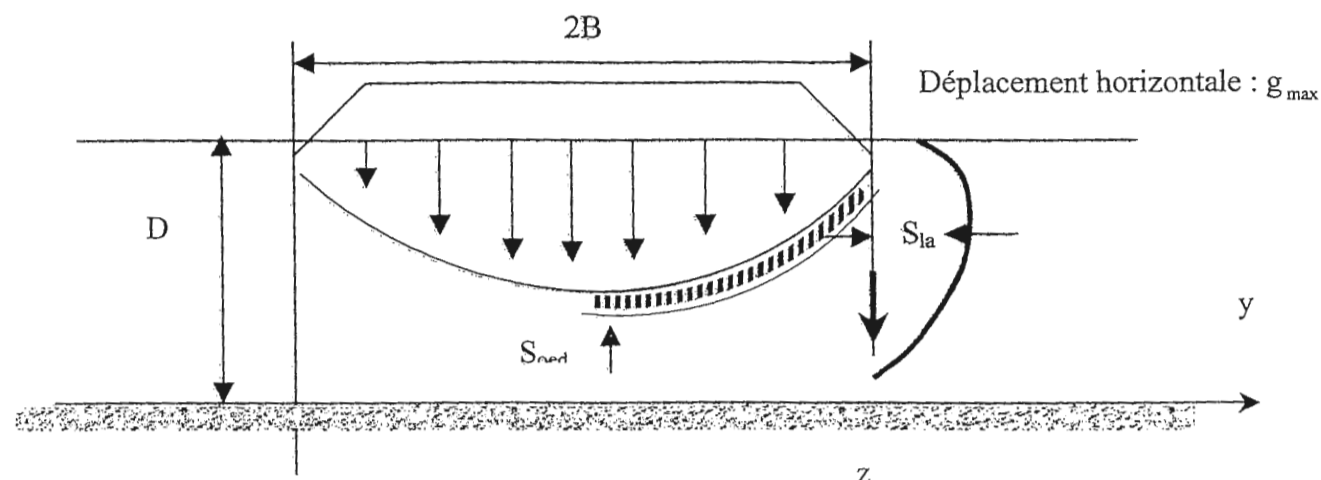


Fig.3.6 : Variation du déplacement

I-4) Evaluation des tassements par méthode numérique :

I-4-1) Introduction et présentation du logiciel Plaxis :

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformations et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'interface de l'utilisation de Plaxis se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves)

IV-4-2) Informations sur l'interface d'utilisation de Plaxis :

Nous allons résumer sommairement, le fonctionnement des interfaces citées ci-haut.

1-Input :

Cette interface permet le choix des unités, le nombre de nœuds modèle de calcul (plan ou axisymétrique) ainsi que la schématisation de la coupe de l'ouvrage à une échelle prédéfinie.

Les caractéristiques du sol sont définies et les différents chargements appliqués, l'étape qui devance la génération du maillage est la définition des conditions aux limites.

Les conditions hydrauliques initiales sont arrêtées et appliquées.

2-Calculation :

Cette interface permet le choix de la loi de comportement pour notre sol et la définition des différents critères y afférant pour pouvoir les tester aux étapes arrêtées (Par exemple : niveau total de charge, niveau ultime de temps, conditions hydrostatiques préarrêtés, étapes de construction,.....)

Dès que les différentes étapes sont arrêtées la procédure de calcul est lancée, les résultats seront visibles dans l'interface Output.

3-Output :

Les calculs achevés, on peut consulter une coupe verticale du modèle défini en déformation et en contrainte sur lesquels apparaissent les résultats de notre recherche.

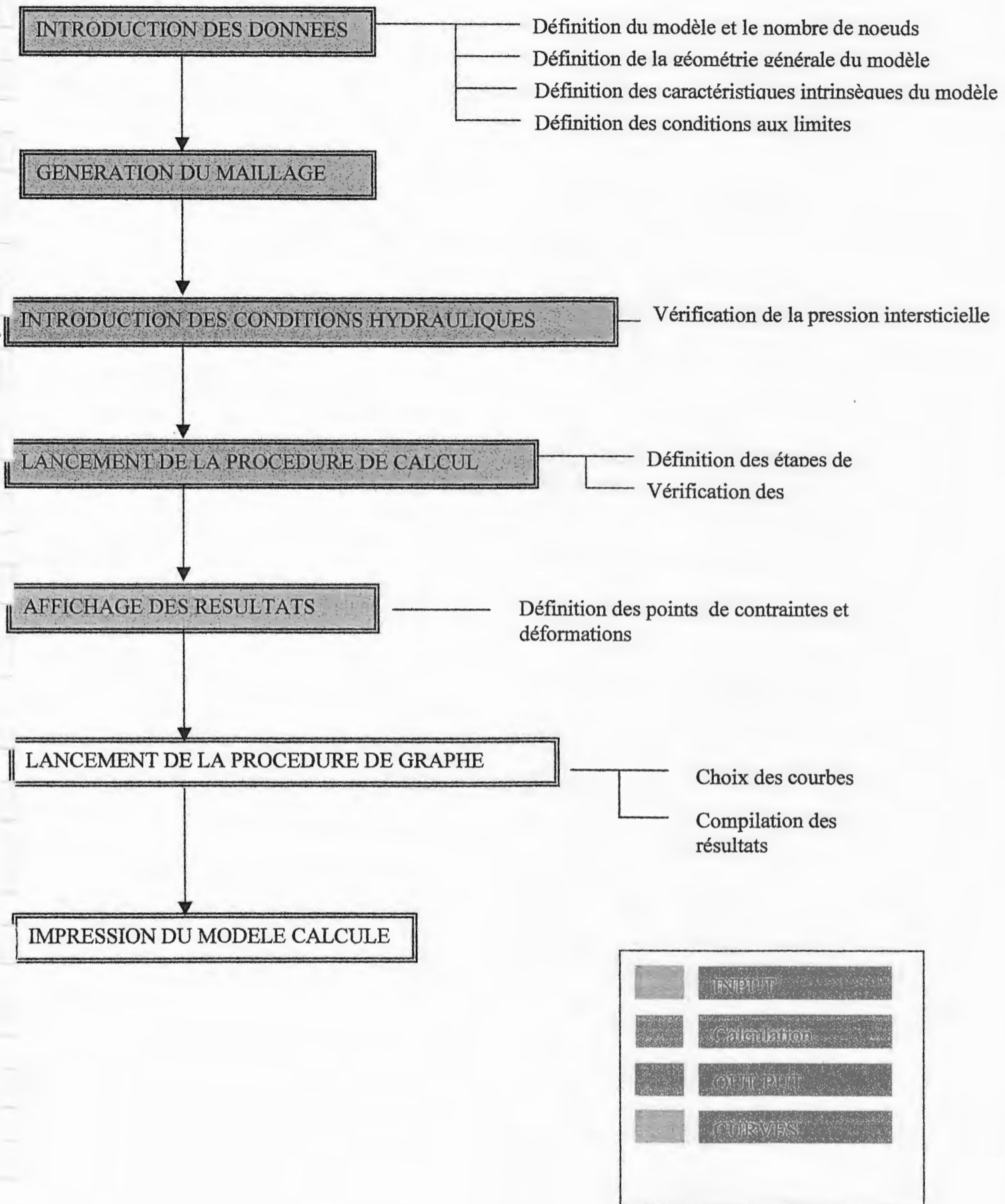
Si les calculs sont satisfaisants, les résultats sont envoyés à l'interface Curves.

4-Curves :

Cette interface permet la diffusion des résultats déjà calculés sous forme de graphes reliant les paramètres concernant le comportement de remblais et précisant les différentes variations en fonction de la profondeur jusqu'à généralement la rupture ce qui nous donne des valeurs maximales.

Le modèle adopté dans notre cas est celui de Mohr-Coulomb.

IV-4-3) Déroulement général du logiciel Plaxis :



CHAPITRE IV :
SOLUTIONS POSSIBLES

I) INTRODUCTION :

Les types de sols ont détecté trois caractéristiques essentielles :

- Déformations importants sous charges appliquées.
- Les déformations s'inscrivent dans le temps.
- Leur capacité portante est souvent trop faible pour supporter les charges prévues .

Les problèmes que l'on rencontre et qui sont tous liés à ses trois caractéristiques sont les tassements excessifs, tassements différentiels, déformation à long terme.

Pour remédier à ça, on peut intervenir sur plusieurs facteurs :

- La hauteur des remblais.
- Les pentes des talus qui doivent être déterminées pour assurer la stabilité au poinçonnement et au glissement.
- Amélioration de la résistance du sol et diminution de la compressibilité en procédant au renforcement du remblai ou à l'amélioration du sol de fondation.
- La substitution totale des sols de fondation est parfois décidée lorsque l'épaisseur du sol mou est faible (jusqu'à 4 ou 5m), techniquement, cela est possible par l'un des procédés suivants :
 - Excavation mécanique, évacuation et substitution par remblaiement classique.
 - Poinçonnement de la couche molle par le remblai construit à l'avancement ; dans certains cas, l'opération est facilitée par le tir de charges explosives placées à la base des sols mous, en avant du talus du remblai.

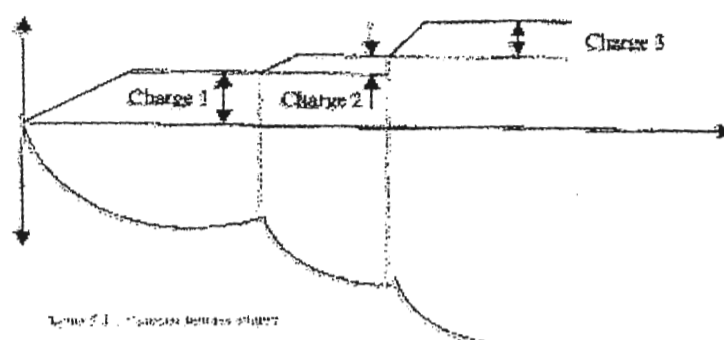
Les facteurs qui interviennent dans le choix de cette solution et celle de l'amélioration du massif de fondation sont assez divers : coût de l'opération, disponibilité du matériau de substitution, possibilités de mise en dépôt du matériau extrait, coût de l'entretien à long terme de l'ouvrage à construire et technicité des entreprises locales.

Lorsque les sols mous sont très épais, la substitution totale devient exceptionnelle, mais une substitution partielle présente encore des avantages techniques appréciables : Diminution des tassements et amélioration des conditions de stabilité. Les gains ne peuvent s'apprécier qu'à la suite d'une étude géotechnique spécifique et d'une comparaison économique des solutions.

II) METHODES D'AMELIORATION DES SOLS FINS :

II-1) construction par étapes :

C'est une technique de renforcement de remblais courante ; elle s'impose comme solution lorsque la résistance au cisaillement du sol de fondation est initialement trop faible pour assurer une stabilité suffisante contre la rupture de l'ouvrage. Cette solution comporte non seulement le choix de la géométrie du remblai, mais aussi l'évaluation du gain de résistance en cours de construction. Le cheminement des contraintes effectives au centre d'un remblai construit par étapes peut être déterminé.



II-2) Allègement des remblais :

Les tassements et la stabilité des remblais sur sols mous peuvent être atténués si on allège très sensiblement ces remblais.

Au prix des dépenses appréciables, cela se fait dans des cas de constructions critiques :

Remblais d'accès à des ouvrages d'art réalisables dans des délais courts ne permettant pas d'attendre le déroulement de la consolidation des sols sous-jacents. Ceci est faisable par l'utilisation de remblais soit de matériaux d'origine volcanique comme les pouzzolanes, soit des produits industriels, comme les granulats d'argile expansée ou les blocs de polystyrène expansé. Cette dernière solution semble la plus prometteuse, en dépit de son coût élevé compte tenu de l'allègement considérable qu'elle apporte (le poids volumique n'est que de 0,20 à 0,30 KN/m³).

II-3) Surcharge temporaire :

C'est une surcharge déterminée de telle façon à absorber la totalité du tassement enregistrée pour être enlevée après.

II -4) Préchargement du sol de fondation :

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive P_f augmentée éventuellement d'une surcharge P_s qui assure tout ou une partie des effets suivants :

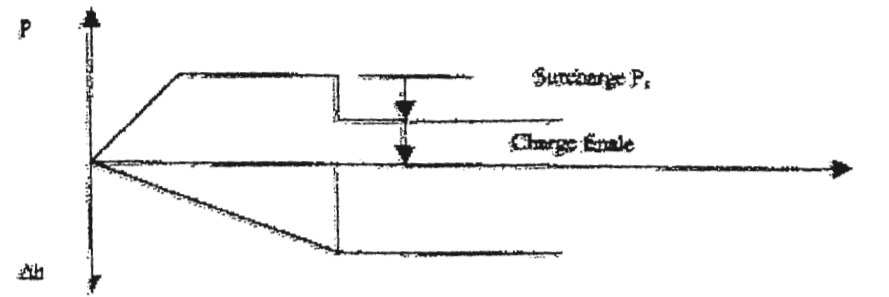


Fig. 5.1 : Préchargement d'un sol.

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire.
- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut-être utilisé pour une construction par étapes.

Deux techniques sont utilisées :

- La méthode la plus courante consiste à édifier sur le site un remblai, on augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible, en fin de consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur.
- Une autre méthode consiste à utiliser la pression atmosphérique en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol.
- Ou par rabattement de nappe.

II-5) Pré chargement associé à un réseau drainant, (accélération de la consolidation) :**II-5-1) Les drains verticaux [8] [9] et [12] :**

L'utilisation de drains verticaux est l'un des procédés permettant d'augmenter la vitesse de consolidation du sol de fondation ainsi :

- Réduire le temps entre deux phases de construction lors d'une construction par étapes.
- Réduire le temps nécessaire par l'obtention d'un degré de consolidation suffisant pour la mise en service de l'ouvrage.

Donc ce procédé permet d'obtenir une résistance au cisaillement suffisante et de stabiliser les tassements en grande partie à la mise en service de l'ouvrage.

Ainsi, ce procédé permet un écoulement horizontal de parcours réduit, souvent facilité par une perméabilité horizontale supérieure à la perméabilité verticale.

Ces drains peuvent être des drains de sable, de carton ou des tranchées drainantes.

Il s'en suit que les phénomènes de compression secondaire qui ne sont pas liés à l'écoulement d'eau ne devraient être peu ou pas affectés par la présence de drains verticaux.

Ceux-ci sont donc efficaces dans les sols argileux pour lesquels la compression secondaire n'est pas prépondérante (argile molle, vase argileuse, limon argileux...)

Ils le sont vraisemblablement moins dans les sols organiques et à compression secondaire importante tels que les tourbes.

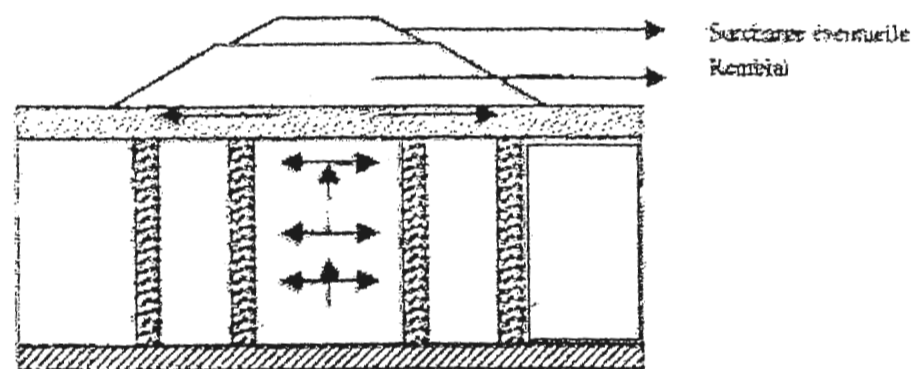


Fig5.3: Drains verticaux

Théorie de la méthode :

Le calcul de la consolidation du sol autour des drains verticaux a provoqué le développement d'une théorie de la consolidation tridimensionnelle radiale et verticale inspirée de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. On admet que le sol se déforme uniquement verticalement et que la loi de darcy est valable, que l'eau interstitielle et les grains solides sont incompressibles et que les déformations restent petites. La seule différence est que l'eau peut s'écouler horizontalement vers les drains, et verticalement vers les extrémités drainantes de la couche compressible.

Dans ces conditions, on montre que le degré de consolidation U est donné par la formule :

$$1-U = (1-U_v)(1-U_r) \quad (4.1)$$

Avec :

U_v : Degré de consolidation verticale.

U_r : Degré de consolidation radiale défini de façon analogue pour un écoulement uniquement radial et donné par des abaques (fig 5.4) comme une fonction.

$$U_r = f(T, n) \quad (4.2)$$

Dépendant :

✓ Du facteur temps :

$$T_v = \frac{C_v t}{D^2} \quad (4.3)$$

Avec :

$$C_r = C_v \frac{k_h}{k_v} \quad (4.4)$$

- C_v : Coefficient de consolidation verticale.
- k_h : Coefficient de perméabilité horizontale.
- k_v : Coefficient de perméabilité verticale.

✓ Et du rapport $n = \frac{D}{d}$:

Avec :

- D : Diamètre de la zone d'influence d'un drain, égal respectivement à 1.13 ou 1.05 fois la distance des axes des drains selon que les drains sont disposés en carré ou en Triangle équilatéral.
- d : Diamètre du drain

La solution de la théorie de consolidation radiale (Barron) peut s'écrire aussi sous la forme suivante :

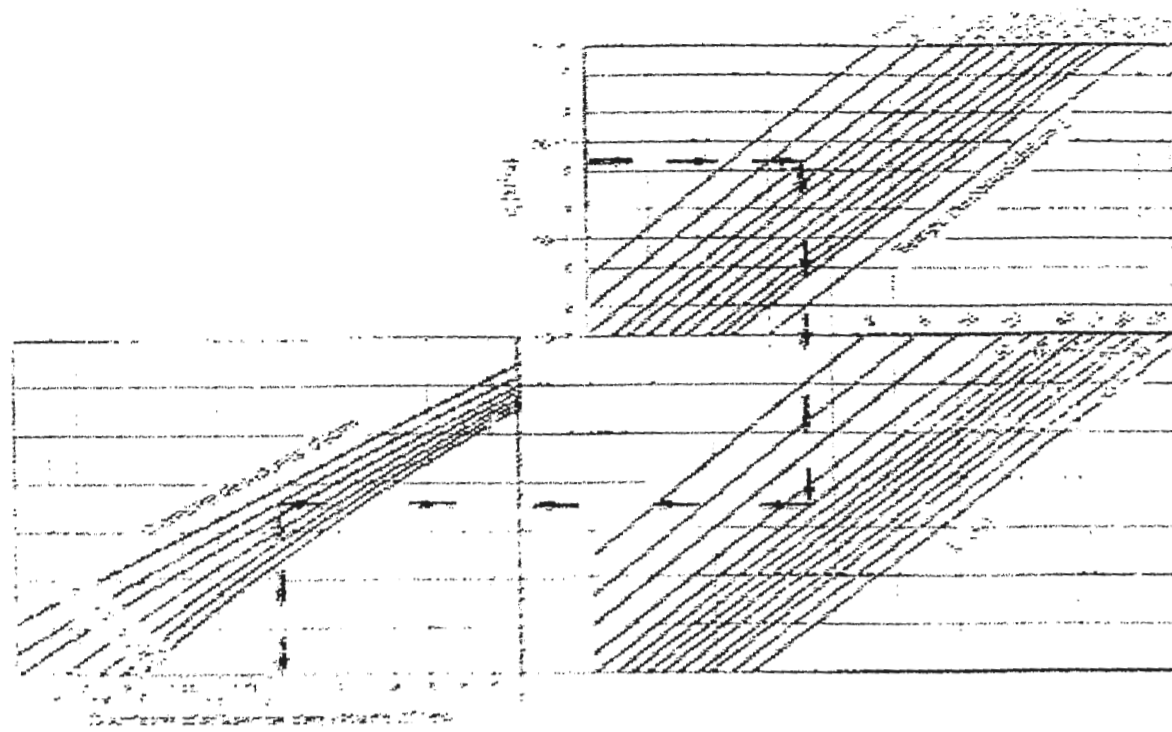


Fig 5.4 : Abaque à lecture directe de la solution

$$D^2 F(u) = \frac{8C_r t}{\ln(1-u_r)} \quad (4.5)$$

$$A = \frac{C_r t}{\ln\left(\frac{1}{1-u_r}\right)} = \frac{D^4}{8(D^2-d^2)} \ln\left(\frac{D}{d}\right) - \frac{3D^2-d^2}{32} u_r \quad (4.6)$$

CHAPITRE V :
ETUDE DE CAS PRATIQUES

I) INTRODUCTION :

Dans le but d'éviter les désordres pouvant résulter de la sous estimation des tassements, on a dû réaliser plusieurs calculs :

- Un calcul de tassement dans le cas de la consolidation unidimensionnelle.
- Un calcul de tassement dans le cas bidimensionnel (plus tassement latéral).
- La détermination de la vitesse et du temps de la consolidation.

Afin de pouvoir comparer les résultats de tassements obtenus à partir des essais : In situ (pénétromètre statique), de laboratoire (essais de compressibilité : oedomètre), méthode numérique (basée sur le calcul par éléments finis) utilisée par le logiciel plaxis ; deux sites de compressibilité variable ont été étudiés sous chargement de remblai de dimensions variables.

I-1) Présentation des sites :

Site n°01 : (Radiale oued ouchaih ouest)

A – SITUATION DU PROJET :

La radiale oued ouchaih prend naissance de l'échangeur du caroubier, rencontre la rocade sud non loin des quatre chemins de kouba et aboutit à la RN1 aménagée aux alentours de baba Ali.

B – APERCU SUR LA REGION :**1- TOPOGRAPHIE**

Le terrain est sensiblement plat

2 – GEOLOGIE REGIONALE

Au point étudié, l'oued El Harrach coule sur la bordure orientale de la Mitidja : De pression comblée par plus de 100m³ alluvions quaternaire.

Ces alluvions sont de nature très variée (galets, sable, argile) et peu étendus : ce qui explique les fréquentes variations latéral des alluvions.

Avec la carte géologique d'EL- ARBA (carte n°=22 au 1/50.000ç) nous distinguons cependant les terrains suivants :

a) les dépôts actuels

De nature limoneuse et correspondant aux crues récentes de l'oued el Harrach. Leur épaisseur est de quelques mètres. Elles sont dénommées << les terrasses alluviales >>

b) les terrasses alluviales

Elles correspondent aux anciens dépôts de l'oued El Harrach. Ces dépôts sont à dominance argileuse.

La topographie relativement plane a permis le dépôt des sédiments fins (argile limoneuse) dans le cours aval de l'oued El Harrach.

C'est dans ces formations que ce sont développées les lentilles et poches d'argile organique, de vase et de tourbe.

c) les marnes d'El- Harrach

Nous désignons sous ce terme les alluvions les plus anciennes de la Mitidja.

Ces marnes englobent réellement un ensemble alluvial composé de fréquentes passées sableuses et graveleuses ainsi que des argiles denses carbonatées.

Ces argiles sont bien connues à l'affleurement de part et d'autre de l'oued El- Harrach. Elles renferment de nombreuses concrétions blanchâtres, et sont de couleur âcre à jaunâtre. Ces marnes, sables et graviers ne semblent pas renfermer des vasées organiques.

Ces niveaux malgré leur hétérogénéité peuvent être considérés comme substratum relatif pour les études géotechniques.

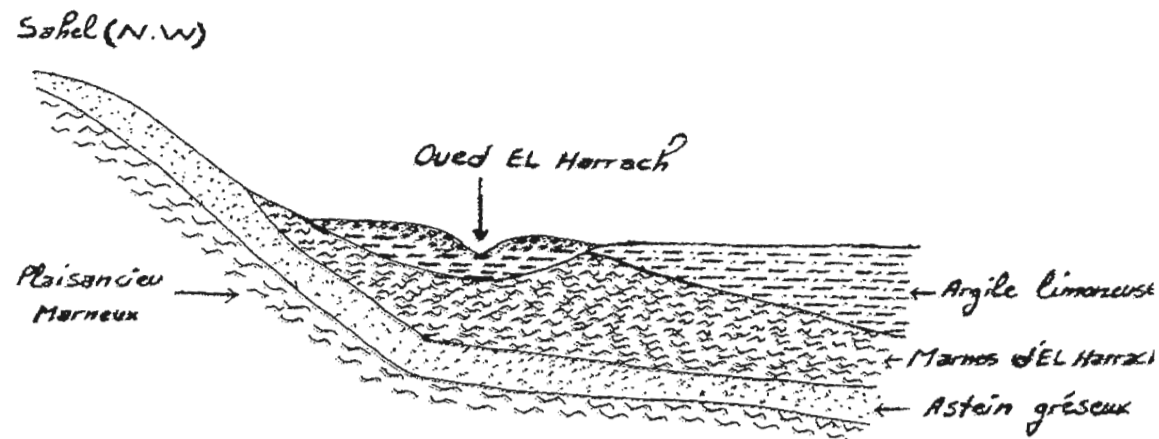
d) structure géologique d'ensemble

Fig1 : La coupe géologique de radiale oued ouchaih

3 – HYDROGEOLOGIE

La Radiale oued ouchaih se trouve dans la plaine de la Mitidja. Cette plaine est constituée d'alluvions récentes est bordée au sud par l'Atlas tellien.

La limite nord est constituée par les embauchures de l'oued Hamiz et de l'oued El -Harrach.

Cette situation géographique confère à la zone de la radiale oued ouchaih le mécanisme hydrologique suivant :

- Au pied de l'atlas, les terrains alluvionnaires sont partout perméables en temps normal, toutes les eaux de pluie et les petits filets d'eau de oued s'influent immédiatement. Plus on s'éloigne de la montagne, les dépôts alluvionnaires deviennent plus fins et par conséquent de moins en moins perméables.
- Les pentes des nappes devraient augmenter pour assurer l'écoulement des eaux, mais simultanément, la pente du sol diminue. Il en résulte que ces nappes affleurent rapidement et qu'une partie notable de leur débit s'écoule par les oueds qui recourent la basse plaine ou s'épavore par les marécage.
- Les couches perméables profondes d'allure toujours plus ou moins lenticulaire retiennent généralement des nappes artésiennes.

Site n° 02 : (Aéroport Houari Boumediene)

A- SITUATION DU PROJET :

L'aéroport houari boumediène se situe a l'est de oued- el-harrach à une trentaine de kilomètres de la ville d'Alger.

B- GEOLOGIE RIGEONALE :

La géologie du site ou se situe l'aéroport houari boumediene et ses alentours est connue par la présence des marecages venants de oued -el-harrach, on peut distinguer trois formations principales :

- Une argile de surface d'épaisseur de 2 à 5m, de couleur bien jaunâtre à concrétions calcaires quelque peu sablo-graveleux, dessechée en surface.
- Une argile molle (vaseuse ou tourbeuse) qui peut atteindre 20m ; elle est constituée de vase plus ou moins organique c'est un sol très fin sujet au phénomène de retrait excessif et de gonflement.
- Une argile profonde ou substratum : elle de couleur brun-jaunatre à beige riche en concrétions calcaires.

C- HYDROGEOLOGIE :

Le niveau d'eau est maximum au mois de décembre et de janvier, le niveau d'eau moyen est de 1,55m au dessus du niveau d'eau du mois de juillet (3m en moyenne), la présence d'une nappe dont le niveau n'est pas profond, risque d'occasionner des dommages dans certains ouvrages.

I-2) Présentation du plan de calcul :

- Campagne géotechnique (Sondages et essais réalisés).
- Profil type retenu
- Caractéristiques du remblai.
- Evaluation du tassement sous la charge du remblai.
- Calcul du tassement instantané S_i (Immédiat au cours de la construction).
- Calcul du tassement primaire S_c (Méthode oedométrique).
- Calcul du tassement de fluage S_{fl} .
- Calcul du tassement latéral S_{lat} .
- Calcul du tassement total S_t
- Calcul de la vitesse de tassement.
- Accélération du phénomène de consolidation par préchargement, surcharge temporaire et drain verticaux.
- Tassement pénétrométrique.
- Tassement par méthode numérique.
- Interprétation et conclusion.

SITE N°1 : RADIALE OUED OUCHAIIH

D) COMPAGNE GEOTECHNIQUE :

La campagne de reconnaissance in-situ a consisté en l'exécution de deux sondages carottés ; plusieurs pénétromètres a proximité des sondages.

Sur des échantillons paraffinés par sondages il a été effectué une série d'essais en laboratoire :

- Teneur en eau et densités.
- limites d'atterberg.
- Granulométrie.
- Cisaillement à la boîte.
- Triaxial.
- Oedomètre

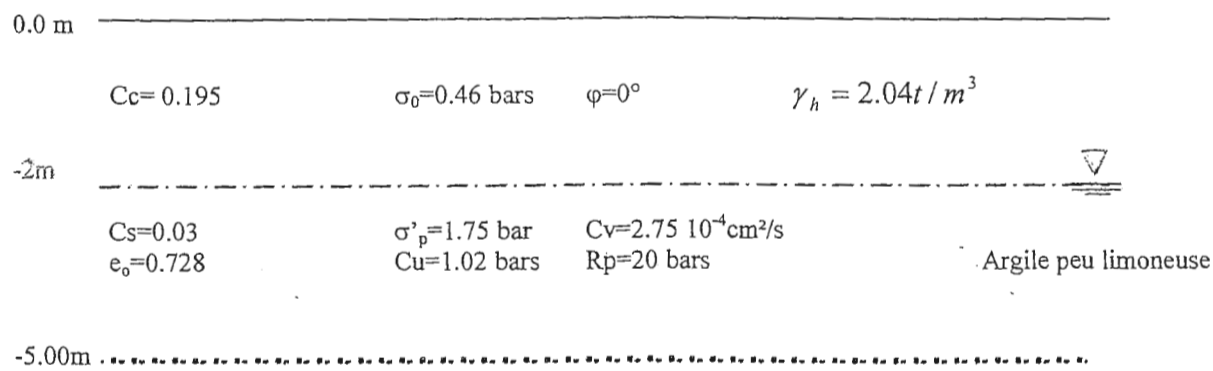
Les sondages ont été munis de tubes piézométriques relevant le niveau de la nappe à (-2,00m). Les deux sondages carottés réalisés ont recoupé les mêmes formations ce qui nous permet d'avoir une homogénéité latérale.

Les cohésions non drainées C_u ont été calculées à partir des essais de cisaillement de laboratoire et des essais réalisés in-situ.

Après la collecte et l'interprétation des différents résultats obtenus, le découpage suivant en fonction des valeurs moyennes des différentes caractéristiques a été retenu, ce qui nous donne un profil type du sol suivant :

II) PROFIL GEOTECHNIQUE TYPE :

Les sondages ont été effectués jusqu'à une profondeur de 45 m les différentes couches traversées avec leurs caractéristiques établies en laboratoire sont consignées ci-après :



	Cc= 0.198	$\sigma_0=0.483\text{bar}$	$\varphi=0^\circ$	$\gamma_h = 1.97t / m^3$	
	Cs=0.05	$\sigma'_p=1.00\text{ bars}$	$Cv=2.76 \cdot 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$		Argile noire plastique
	$e_0=0.764$	Cu=0.64 bars	Rp=5bars		
-7.00 m	-----				
	Cc= 0.164	$\sigma_0=0.83\text{ bars}$	$\varphi=0^\circ$	$\gamma_h = 1.97t / m^3$	
	Cs=0.036	$\sigma'_p=1.50\text{ bars}$	$Cv=3.80 \cdot 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$		Argile grise moyennement plastique
	$e_0=0.70$	Cu=0.93 bars	Rp=18 bars		
-10.00m	-----				
	Cc= 0.275	$\sigma'_0=1.49\text{ bars}$	$\varphi=0^\circ$	$\gamma_h = 1.97t / m^3$	Argile grise plastique
	Cs=0.072	$\sigma'_p=1.30\text{ bars}$	$Cv=1.02 \cdot 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$		
	$e_0=0.79$	Cu=0.59 bars	Rp=15 bars		
-15.00m	-----				
	Cc= 0.266	$\sigma_0=1.96\text{ bars}$	$\varphi=0^\circ$	$\gamma_h = 1.92t / m^3$	
	Cs=0.038	$\sigma'_p=2.10\text{ bar}$	$Cv=5.47 \cdot 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$		Argile plastique
	$e_0=0.862$	Cu=0.73 bars	Rp=15 bars		
-20.00m	-----				
	Cc= 0.059	$\sigma_0=2.82\text{ bars}$	$\varphi=0^\circ$		
	Cs=0.011	$\sigma'_p=1.90\text{ bars}$	$Cv=2.60 \cdot 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$		Argile très plastique
	$e_0=0.484$	Cu=0.40 bars	Rp=40 bars		
-33.00m	-----				
	Cc= 0.152	$\sigma_0=3.67\text{ bars}$	$\varphi=0^\circ$	$\gamma_h = 1.8t / m^3$	
	Cs=0.03	$\sigma'_p=1.90\text{ bar}$	$Cv=1.33 \cdot 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$		Argile limoneuse
	$e_0=0.587$	Cu=1.65 bars	Refus obtenu		
-37.00m	-----				
	Cc= 0.118	$\sigma_0=3.82\text{ bars}$	$\varphi=0^\circ$	$\gamma_h = 1.8t / m^3$	
	Cs=0.044	$\sigma'_p=1.73\text{ bar}$	$Cv=3.72 \cdot 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$		Argile limoneuse
	$e_0=0.57$	Cu=1.37 bars			
-40.00m	-----				
	Cc= 0.064	$\sigma_0=4.22\text{ bars}$	$\varphi=0^\circ$		
	Cs=0.023	$\sigma'_p=1.80\text{ bar}$	$Cv=5.77 \cdot 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$		Argile limoneuse
	$e_0=0.548$	Cu=1.1 bars			
-45.00 m	-----				

III) HYPOTHESES DE CALCULS :

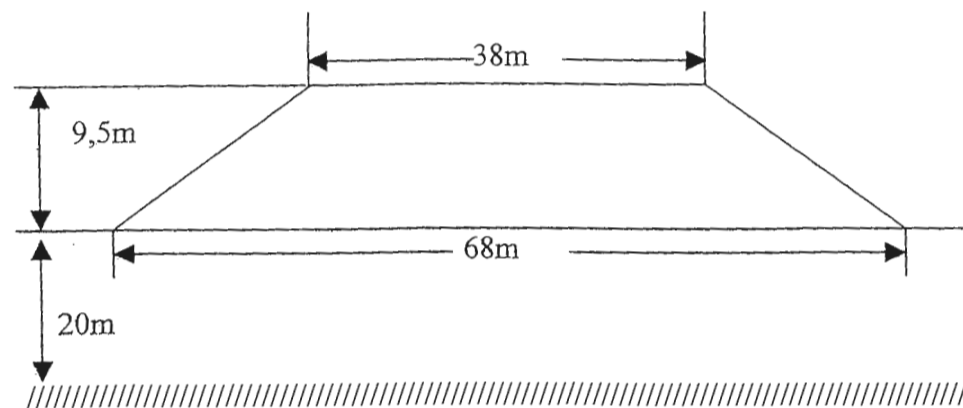
- Tassement primaire et instantané seront calculés pour les couches de 20m parce que l'influence de la surcharge diminue en profondeur et l'épaisseur de 20m correspond aux couches de caractéristique médiocre.

- Pour les trois premières couches 0-10m, vu les valeurs de C_c et la nature du sol (sol fin donnée par la granulométrie) on supposera que le tassement de fluage sera négligeable.
- De 20 à 33m nous sommes en présence d'une argile très plastique suivi d'une couche argile limoneuse.

On supposera que les tassements sont négligeables à partir de 20 m vu que les essais réalisés sur la couche sableuse ont été faits sur la partie argileuse non représentative de toute la couche. De plus les carottages faits à partir d'une certaine profondeur. Sont inefficaces à cause du remaniement des échantillons.

IV) CARACTERISTIQUE DU REMBLAI :

- Hauteur $h=9,5\text{m}$.
- Largeur petite base $=38\text{m}$.
- Pente $2/3$.
- Largeur grande base $=68\text{m}$.



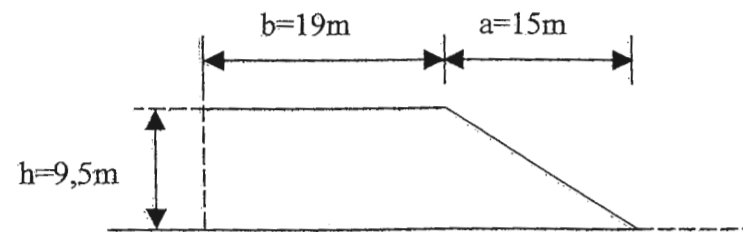
Ce remblai devant franchir une zone compressible devra être de bonne qualité constituée de matériaux grenus frottants et perméables.

- $C_u = 0 \text{ bars}$
- $Q = 35^\circ$
- $\gamma = 2,00 \text{ t/m}^3$

Contrainte apportée par le remblai $\Delta\sigma = \gamma h = 2 \cdot 9,5 = 19 \text{ t/m}^2 = 1,9 \text{ bars}$.

V) EVALUATION DU TASSEMENT SOUS LA CHARGE DU REMBLAI :

Les tassements seront calculés à une profondeur de 20m, car au-delà les caractéristiques mécaniques du sol s'améliorent et l'influence de la charge est insignifiante. Les calculs s'effectueront en contraintes totales avec les caractéristiques de cisaillement non drainée.

V-1) Tassement instantané (immédiat au cours de la construction) :**Tableau 1 : Répartition des contraintes d'après osterberg**

Couche	H _i	Z _i	a/Z _i	b/Z _i	I _z = 2I	Δσ _z (bars)
0-5	5	2,5	6	7,6	1	1,9
5-7	2	6	2,5	3,17	1	1,9
7-10	3	8,5	1,76	2,23	0,98	1,86
10-15	5	12,5	1,2	1,52	0,96	1,82
15-20	5	17,5	0,86	1,09	0,90	1,71

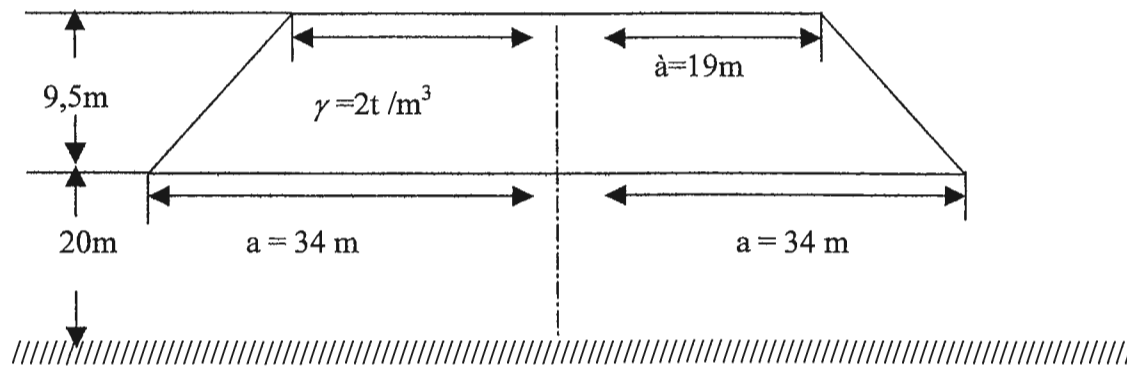
Tableau2 : Calcul du module d'Young moyen non drainé Eum à partir du module oedométrique

Hi (m)	e ₀	C _s %	C _c %	σ'v ₀ (bars)	Δσ _z (bars)	σ'p (bars)	σ'vf (bars)	Ei (bars)	$\frac{\Delta\sigma_i}{E_i} H_i$	Δσ _m Σ H _i	Eum
5	0,728	3	19,5	0,46	1,9	1,75	2,36	52,11	0,1823	36,72	30,39
2	0,764	5	19,8	0,83	1,9	1	2,73	24,82	0,1531		
3	0,700	3,6	16,4	1,08	1,86	1,5	2,94	39,77	0,1408		
5	0,790	7,2	27,5	1,49	1,82	1,3	3,31	19,46	0,4676		
5	0,862	3,8	26,6	1,96	1,7	2,10	3,66	32,41	0,2676		

$$E_{um} = \frac{\Delta\sigma_m \times \sum H_i}{\sum H_i \times \frac{\Delta\sigma_i}{E_i}}$$

$$\Delta\sigma_m = \frac{\sum \Delta\sigma_i}{n} = 1,84 \text{ bars}$$

V-2) Calcul de Si :



Les dimensions a et a' ont été choisies pour faciliter l'utilisation de Giroud.

Tableau3 : Détermination du tassement immédiat Si

H=D (m)	a (m)	H/a	x/a	r _H	a'	H/a'	x/a'	r' _H	a ² /a-a'	r _H - (a'/a) ² r' _H
20	34	0,58	0	0,2	19	1,05	0	0,32	77,06	0,100

$$S_i = \frac{\gamma h a z}{E_{um}(a-\dot{a})} \left[r_H - \left(\frac{\dot{a}}{a} \right)^2 r_H^2 \right] = 48,17^2 \quad \Rightarrow \quad S_i = \underline{48,17 \text{ cm}}$$

Les termes r_H et r'_H sont en fonction des dimensions du remblai à partir de l'abaque de *Girond* n° 2.4.

V-3) Tassement primaire (méthode oedométrique)

Tableau 4 : Répartition des contraintes $a=15\text{m}$, $b=19\text{m}$

Couche	Hi (m)	Zi (m)	a/Zi	b/Zi	$I_z = 2I$	$\Delta\sigma_z$ (bars)
0-5	5	2,5	6	7,6	1	1,9
5-7	2	6	2,5	3,17	1	1,9
7-10	3	8,5	1,76	2,23	0,98	1,86
10-15	5	12,5	1,2	1,52	0,96	1,82
15-20	5	17,5	0,86	1,09	0,90	1,71

Tableau 5 : Evaluation du tassement primaire

Couche	Hi (m)	Zi (m)	e_0	$C_s\%$	$C_c\%$	$\Delta\sigma_z$ (bars)	σ'_p (bars)	σ'_{v0} (bars)	σ'_{vf} (bars)	$\Delta H_i = S_{oed}$
0-5	5	2,5	0,728	3	19,5	1,9	1,75	0,46	2,36	12,36
5-7	2	6	0,764	5	19,8	1,9	1	0,83	2,73	10,25
7-10	3	8,5	0,700	3,6	16,4	1,86	1,5	1,08	2,94	9,36
10-15	5	12,5	0,790	7,2	27,5	1,82	1,49	1,49	3,31	26,62
15-20	5	17,5	0,862	3,8	26,6	1,7	1,96	1,96	3,66	19,37
										77,96cm

Tableau 6 : Correction de Skempton et Bjerrum

$$S_c = \mu S_{oed} \quad / \quad \mu = A + \alpha (1-A)$$

Hi (m)	H/b	α	A	μ_1	μ_2	S_{oed} (cm)	$S \mu_1$	$S \mu_2$	$S \mu_{moy}$
5	0,26	0,73	0,2-0,5	0,78	0,86	12,36	9,64	10,63	10,13
2	0,10	0,89	0,2-0,5	0,91	0,94	10,25	9,33	9,63	9,48
3	0,16	0,83	0,2-0,5	0,86	0,91	9,36	8,05	8,52	8,28
5	0,26	0,73	0,5-1	0,86	1	26,62	22,90	26,62	24,76
5	00,26	0,73	0,5-1	0,86	1	19,37	16,66	19,37	18,01
									$\Sigma = 70,96$ (cm)

Cette correction induit une diminution de l'ordre de 7cm .

$$S_c = S \mu_{moy} = \underline{70,66 \text{ cm}}$$

V-4) Tassement de fluage :

$$S_f = \frac{H_i}{1+e_0} C_f \log \frac{t_\infty}{t_i}$$

Avec :

- C_f : Coefficient de fluage déterminé à l'oedomètre de longue durée.
- $t_i = 1$ jour
- $t_\infty =$ En recommande de prendre 10ans pour un degré de consolidation $U = 80\%$ en 1 année : 3650 jours.

Tableau 7 : Calcul du tassement de fluage S_f

Couche	H_i (m)	e_0	C_f	Log 3650	S_f (cm)
1	5	0,728	0	—————	—————
2	2	0,764	0	—————	—————
3	3	0,700	0	—————	—————
4	5	0,790	$1,6 \cdot 10^{-3}$	3,56	1,59
5	5	0,862	$1,6 \cdot 10^{-3}$	3,56	1,53
					$\Sigma 3,12 \text{ cm}$

On remarque que le tassement est faible donc négligeable.

V-5) Tassement dû aux déplacements latéraux :

$$S_{\text{lat}} = 0,11 \frac{D}{B} S_{\text{oed}} \quad \Rightarrow \quad S_{\text{lat}} = 4,18 \text{ cm}$$

- D : Epaisseur de la couche compressible.
- B : La demi-largeur de la grande base.

V-6) Estimation du tassement total sous remblai :

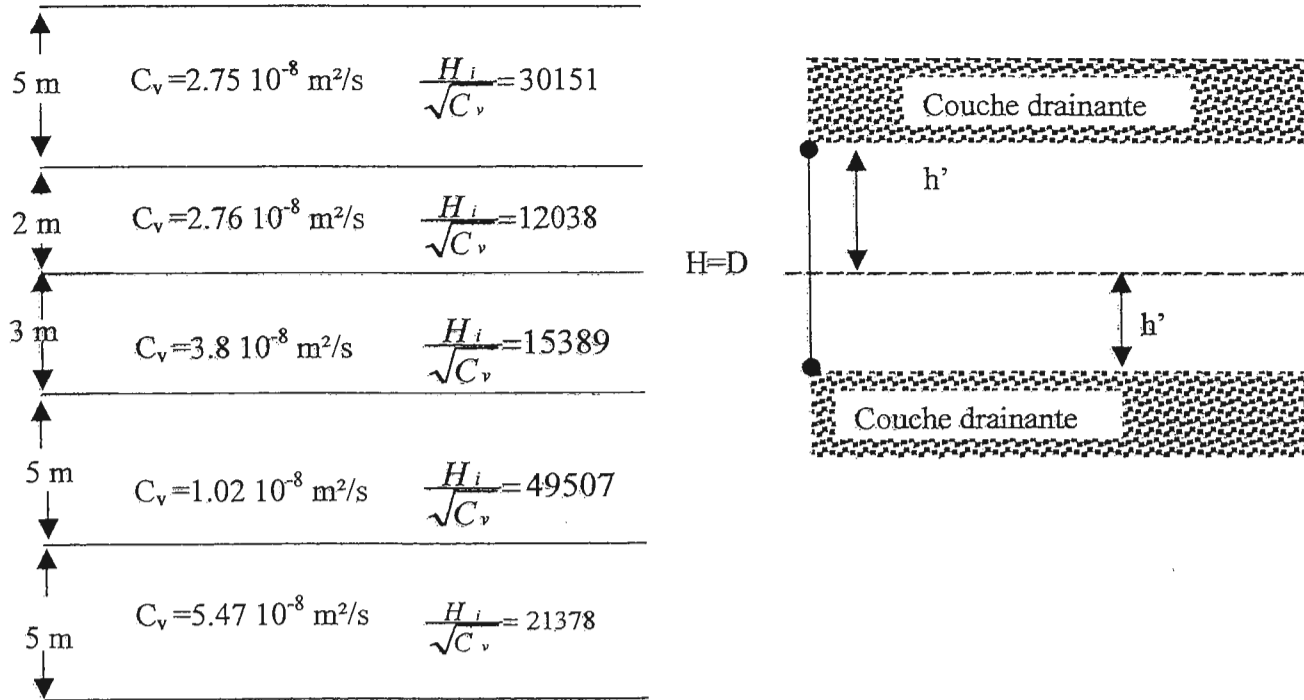
$$\left. \begin{array}{l} 1. S_i = 48,17 \text{ cm} \\ 2. S_c = 70,66 \text{ cm} \\ 3. S_f = 3,12 \text{ cm} \\ 4. S_{\text{lat}} = 4,18 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Soit un tassement total } S_{\text{total}} = 126,13 \text{ cm}$$

Vues les faibles valeurs de S_{lat} et S_f , on peut les négliger, soit un tassement total sous remblai.

$$S_{\text{total}} = 126$$

V-7) Vitesse de tassement :

a) **Coupe type de Cv :**



b) **Calcul de Cv équivalent :**

$$C_{\text{équivalent}} = \frac{(\sum H_i)^2}{(\sum \frac{H_i}{\sqrt{C_v}})^2} = 2,4 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}.$$

c) **Evaluation du temps nécessaire pour avoir 80% de la consolidation**

D'où $T_v = 0,55$ $t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{T_v (\frac{H}{2})^2}{C_v} = 73 \text{ ans}$

d) **Correction de Cv :**

Le suivi des remblais expérimentaux sur ce type de sol mou donne 80% de consolidation au bout de 10 ans :

$$C_v = \frac{T_v H^2}{t} = \text{pont } t = 10 \text{ ans} \quad \Rightarrow \quad C_v = 1,76 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

Tableau 8 : Evolution du tassement primaire au cours du temps

Temps mois /ans	Temps (secondaire)	Tv	Uv %	Tassement 55cm
1 mois	2592000	0,0045	7,5	5,29
2 mois	5184000	0,009	8,5	6
3 mois	7776000	0,017	10	7
6 mois	155520000	0,027	15,5	10,95
1 an	31104000	0,054	23,5	16,60
2 ans	62208000	0,108	35	24,73
5 ans	155520000	0,270	57	40,27
10 ans	311040000	0,550	80	56,52
20 ans	622080000	1,080	90,5	63,94
30 ans	933120000	1,630	92	65
40 ans	1244160000	2,170	95	67,12
50 ans	1555200000	2,710	99	69,95
100 ans	3110400000	5,430	100	70,66

Il ressort donc des calculs que le tassement de fluage n'est que de 2,73% du tassement total. Par ailleurs l'évolution des tassements au cours du temps montre que pour avoir 80% de consolidation primaire il faut dix (10) ans.

On augmente la hauteur du remblai par palier de 1m, jusqu'à l'instabilité, pour accélérer le phénomène de consolidation (on considère une surcharge de 3m).

Les coefficients d'influence restent pratiquement constants le long de l'épaisseur de la couche compressible que la répartition des contraintes.

Tableau 9 : Calcul de Eum sous remblai h=12,5m

H _i	e ₀	C _s %	C _c %	σ' _{v0} (bars)	Δσ _z (bars)	σ' _p (bars)	σ' _{vf} (bars)	E _i (bars)	$\frac{\Delta\sigma_i}{E_i} H_i$	Δσ _m ∑ H _i	E _{um}
5	0,728	3	19,5	0,46	2,5	1,75	2,96	46,51	0,268	48,4	32,35
2	0,764	5	19,8	0,83	2,5	1	3,33	27,35	0,182		
3	0,700	3,6	16,4	1,08	2,45	1,5	3,53	42,01	0,174		
5	0,790	7,2	27,5	1,49	2,4	1,3	3,89	21,86	0,548		
5	0,862	3,8	26,6	1,96	2,25	2,10	4,21	34,76	0,324		

Δσ_m = 2,42 bars

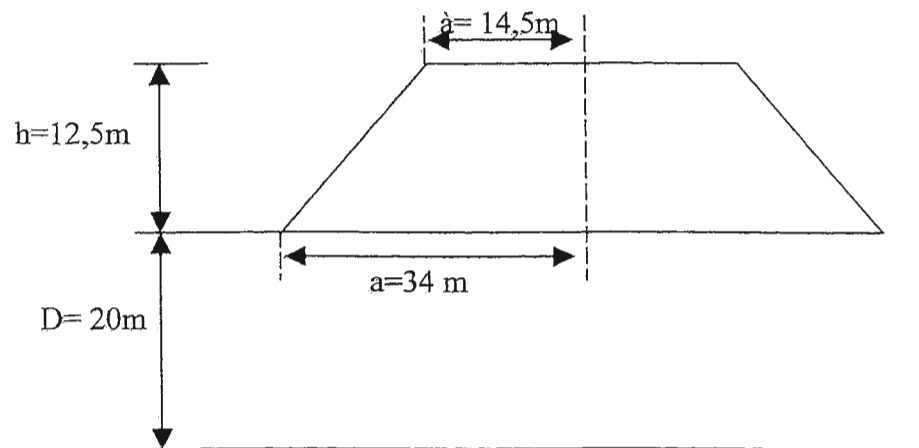


Tableau 10 : Calcul de S_i sous h= 12,5m

H=D (m)	a (m)	H/a	x/a	r _H	A	H/a-hat	x/a-hat	r' _H	a ² /a-hat	$r_H \left(\frac{\hat{a}}{a}\right)^2 r'_H$	S _i (cm)
20	34	0,58	0	0,27	14,5	1,38	0	0,38	59,28	0,20	91,62

Tableau 11 : Tassement primaire sous remblai + surcharge soit h=12,5 m

Couche	Hi (m)	Zi (m)	e ₀	C _s %	C _c %	Δσ _z (bars)	σ' _p (bars)	σ' _{v0} (bars)	σ' _{vf} (bars)	ΔHi= S _{oed}
0-5	5	2,5	0,728	3	19,5	2,5	1,75	0,46	2,96	17,90
5-7	2	6	0,764	5	19,8	2,5	1	0,83	3,33	12,19
7-10	3	8,5	0,700	3,6	16,4	2,45	1,5	1,08	3,53	11,66
10-15	5	12,5	0,790	7,2	27,5	2,4	1,3	1,49	3,89	32,01
15-20	5	17,5	0,862	3,8	26,6	2,25	2,10	1,96	4,21	23,78
										97,54c m

La correction de *Skempton* et *Bjerrum* donne $S_{\mu_{moy}} = S_c = \mathbf{88,15\text{ cm}}$

Cette correction induit une diminution de l'ordre de 9 cm.

VI) TASSEMENT SECONDAIRE :

Ce tassement reste inchangé vu qu'il n'est fonction que du temps.

VII) TASSEMENT DÛ AUX DEPLACEMENTS LATÉRAUX :

$$S_{lat} = 0,11.20 / 34. 97,54 = 6,31\text{cm} \quad \longrightarrow \quad S_{lat} = \mathbf{6,31\text{cm}}$$

Tableau 12 : Evolution du tassement de consolidation primaire sous 12,5 m

Temps mois /ans	Temps (secondaire)	Uv %	Tassement primaire en cm
1 mois	2592000	7,5	6,61
2 mois	5184000	8,5	7,49
3 mois	7776000	10	13,66
6 mois	155520000	15,5	20,71
1 an	31104000	23,5	30,85
2 ans	62208000	35	50,24
5 ans	155520000	57	70,52
10 ans	311040000	80	79,77
20 ans	622080000	90,5	81,10
30 ans	933120000	92	83,74
40 ans	1244160000	95	78,27
50 ans	1555200000	99	88,15
100 ans	3110400000	100	

Donc sous $h = 12,5\text{m}$ on a

$$S_i = 91,62\text{cm} , S_c = 88,15\text{cm} , S_{fl} = 3\text{cm} , S_{lat} = 6,31\text{cm}.$$

En négligeant le tassement dû aux déplacements latéraux et le tassement de fluage. On trouve que le tassement total $S_{total} = 189,08\text{cm} \cong 189\text{cm}$.

Donc on aura dans le cas :

1. Bidimensionnel $S_t = 189,08\text{cm}$
2. Unidimensionnel $S_t = 88,15\text{cm}$
3. Sous projet, on a un tassement instantané de **48,17cm** alors que sous $h=12,5\text{m}$, il est de **91,62cm** c'est-à-dire qu'on aura un tassement de **44cm** pouvant compenser le tassement de consolidation primaire.

Le tassement primaire donne un excès de 44cm .Avec cette surcharge le tassement de **70,66cm** est atteint à un temps supérieur à 5 ans . Ce qui ne peut être compatible avec les délais de construction. Ainsi, il faut augmenter la hauteur de la surcharge temporaire a fin d'accélérer les tassements.

IX) LES DRAINS VERTICAUX :

Les drains verticaux sont une autre possibilité de consolider le sol après un certain temps qu'on supposera égal à 6 mois. Les calculs seront effectués avec l'hypothèse d'avoir un degré de consolidation radial égal à 80% pour un temps $t = 6$ mois donc, on choisira des drains de longueur 20m car dépassant cette limite l'efficacité des drains se réduit et cela devient onéreux.

IX-1) Dimensionnement :

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

D : diamètre d'influence. d : diamètre du drain = 0,1m $C_r = 10 \times C_v = 2,4 \cdot 10^{-7}$ m/s

$$\underline{A = 2,32 \text{ m}^2}$$

Calcul itératif :

- $D = 2,50\text{m}$ $A = 2,32 \text{ m}^2$
- $D = 2,25\text{m}$ $A = 2,14 \text{ m}^2$
- $D = 2,30\text{m}$ $A = 2,17 \text{ m}^2$
- $D = 2,40\text{m}$ $A = 2,24 \text{ m}^2$

$$A = 2,32\text{m}^2 \quad D = 2,5\text{m}$$

$$\text{Barron donne} \quad D = 1,95\text{m}$$

$$\text{Maillage carré} \quad D = 1,13 \text{ L} \quad L = \frac{D}{1,13} = 2,22$$

On retient un maillage de 2×2 m

$$\text{De } U_r = 1 - \frac{1}{\frac{C_r t}{e^A}} \quad \text{on a : } 80\%$$

Tableau 13 : Degré de consolidation en fonction du temps

Temps	Ur%
1 mois	23,5
2 mois	41
3 mois	55
6 mois	79,8
8 mois	88,18
1an	96,11
14 mois	97,72
16mois	98,66
18 mois	99,21
1ans	99,85

Nous constatons qu'au temps $t = 6$ mois que l'ont s'est fixé, on obtient 80% de consolidation. Enfin, dans le but d'éviter des désordres, on pourrait pour combiner drains verticaux donnés par ce maillage et la solution compensation des tassements dont nous ferons le calcul ci-après ainsi on sera sûr que le tassement sera absorbé au maximum. On aura ainsi 100% de consolidation primaire et respecter le temps de consolidation.

Tableau 14 : Répartition des contraintes sous les différentes charges

Hi	I	9,5m	10,5m	11,5m	12,5m
		$\Delta\sigma_r$ =1,9bars	$\Delta\sigma_r$ =2,1bars	$\Delta\sigma_r$ =2,3bars	$\Delta\sigma_r$ =2,5bars
5	1	1,90	2,10	2,30	2,50
2	1	1,90	2,10	2,30	2,50
3	0,98	1,86	2,05	2,25	2,45
5	0,96	1,82	2,01	2,20	2,40
5	0,90	1,70	1,89	2,07	2,25

Tableau 15 : Donnant les tassements de consolidation primaire sous 10,5 ; 11,5 ; 12,5**1. Sous hr = 10,5m $\Delta\sigma_r = 2,1$ bars**

Hi (m)	Zi (m)	$\Delta\sigma_z$ (bar)	σ'_{v0} (bars)	σ'_{vf} (bars)	ΔHi (cm)	ΔHi corrigée (cm)
5	2,5	2,10	0,46	2,56	14,35	11,76
2	6	2,10	0,83	2,93	10,93	10,11
3	8,5	2,05	1,08	3,13	10,15	08,98
5	12,5	2,01	1,49	3,50	28,49	26,49
5	17,5	1,89	1,96	3,85	20,94	19,47
						$\Sigma = 76,81cm$

2. Sous hr = 11,5m $\Delta\sigma_r = 2,3$ bars

Hi (m)	Zi (m)	$\Delta\sigma_z$ (bars)	σ'_{v0} (bars)	σ'_{vf} (bars)	ΔHi (cm)	ΔHi corrigée (cm)
5	2,5	2,30	0,46	2,76	16,20	13,28
2	6	2,30	0,83	2,13	11,58	10,71
3	8,5	2,25	1,08	3,33	10,93	09,67
5	12,5	2,20	1,49	3,69	30,25	28,13
5	17,5	2,07	1,96	4,03	22,36	20,79
						$\Sigma = 82,58cm$

3. Sous hr = 12,5m $\Delta\sigma_r = 2,5$ bars

Hi (m)	Zi (m)	$\Delta\sigma_z$ (bars)	σ'_{v0} (bars)	σ'_{vf} (bars)	ΔHi (cm)	ΔHi corrigée (cm)
5	2,5	2,50	0,46	2,96	17,90	14,67
2	6	2,50	0,83	3,33	12,19	11,27
3	8,5	2,45	1,08	3,53	11,66	10,31
5	12,5	2,40	1,49	3,89	32,01	29,76
5	17,5	2,25	1,96	4,21	23,71	22,05
						$\Sigma = 88,06cm$

Tableau 16 : Récapitulatif des tassements sous différentes hauteurs de remblais

Tassement		Remblai				
		$\Delta\sigma_r$ (bars) 2,0	1,9	2,1	2,3	2,5
1	$\Delta H_i = H_i \frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} + H_i \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}$	ΔH_1 (cm)	10,13	10,11	13,28	14,67
2		ΔH_2	9,48	10,11	10,71	11,27
3		ΔH_3	8,28	8,98	09,67	10,31
4	$\Delta H_i = H_i \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0+\Delta\sigma_z}}{\sigma'_p}$	ΔH_4	24,76	26,49	28,13	29,76
5		ΔH_5	18,01	19,47	20,79	22,05
Globale		S_c (cm)	70,5	77	82,5	88

Tableau 17 : Calcul du tassement par la méthode pénétrométrique (sous remblai)

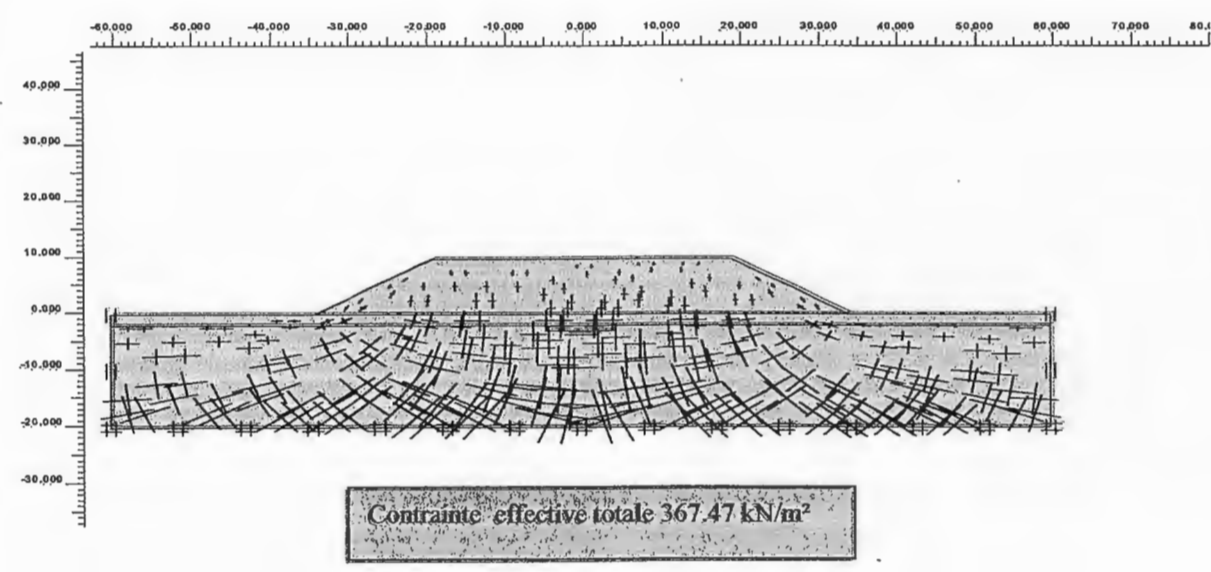
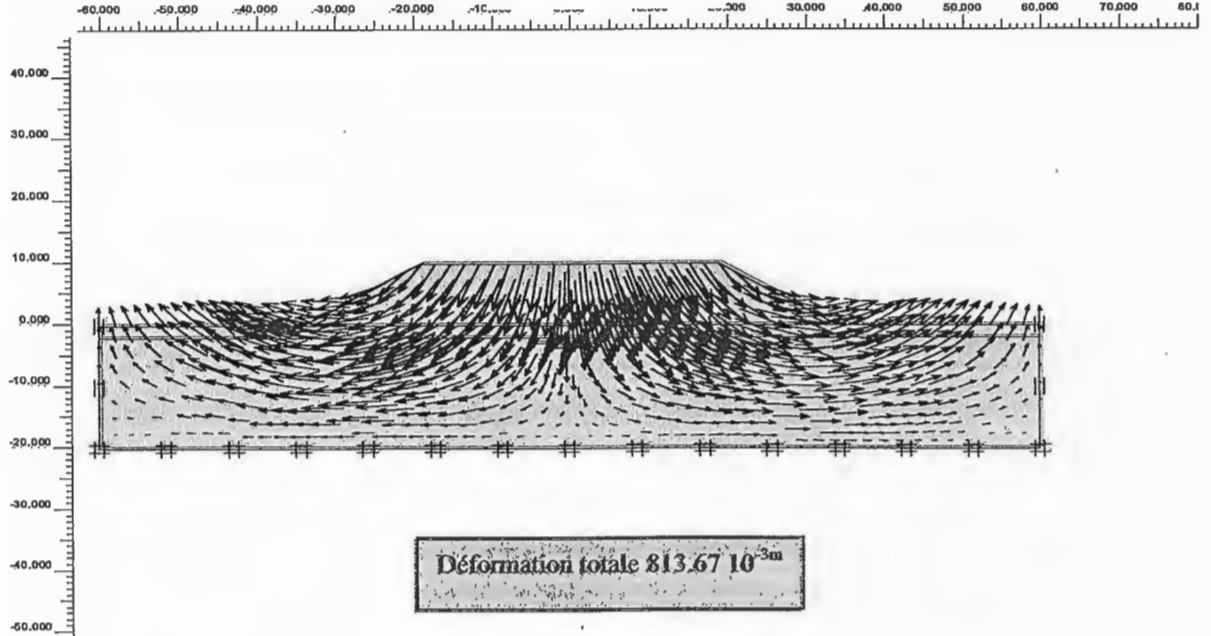
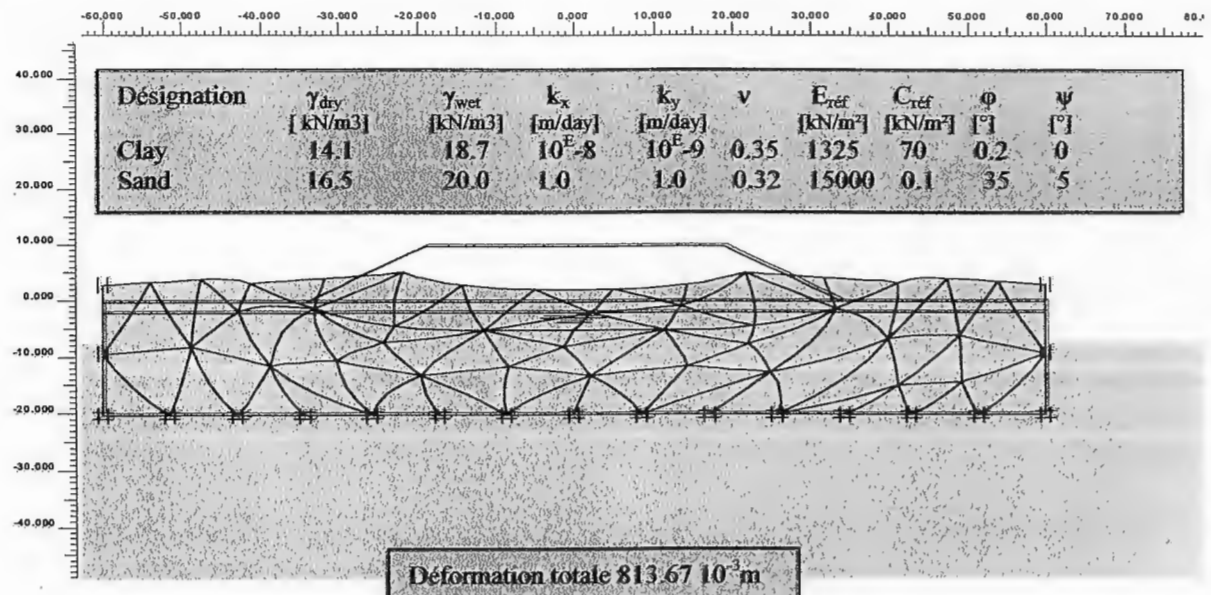
Couche	H _i (m)	R _p (bars)	$\Delta\sigma$ (bars)	α	Δh max (m)	Δh min (m)	Δh moy (m)
0-5	5	20	1,9	2<<<5	0,237	0,095	0,166
5-7	2	5	1,9	5<<<10	0,152	0,076	0,114
7-10	3	18	1,9	2<<<5	0,158	0,063	0,111
10-15	5	15	1,9	2<<<5	0,316	0,126	0,221
15-20	5	15	1,9	2<<<5	0,316	0,126	0,221
					$\Sigma = 1,18$	$\Sigma = 0,486$	$\Sigma = 0,833$

La variation de la contrainte en profondeur est négligeable, de ce fait $\Delta\sigma$ a été maintenu constante.

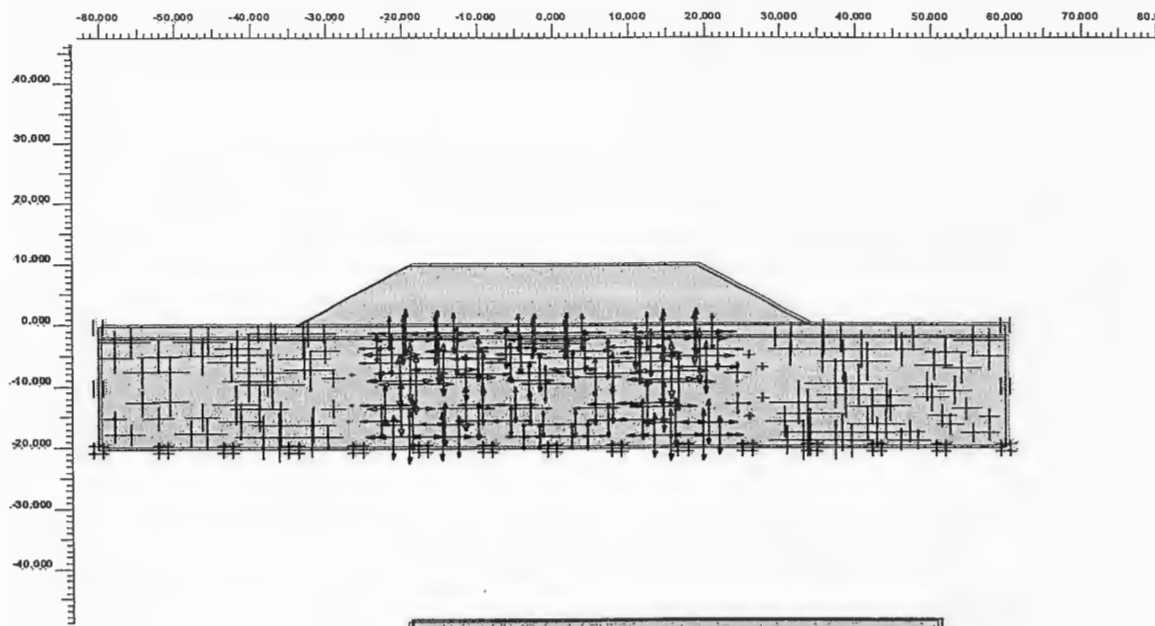
Tableau 18 : Calcul du tassement par la méthode pénétrométrique sous les hauteurs 10,5 ; 11,5 ; 12,5

Hauteur de remblai h_r	$\Delta\sigma_z$ (bars)	ΔH (cm)
9,5	1,9	0,883
10,5	2,1	0,921
11,5	2,3	1,008
12,5	2,5	1,09

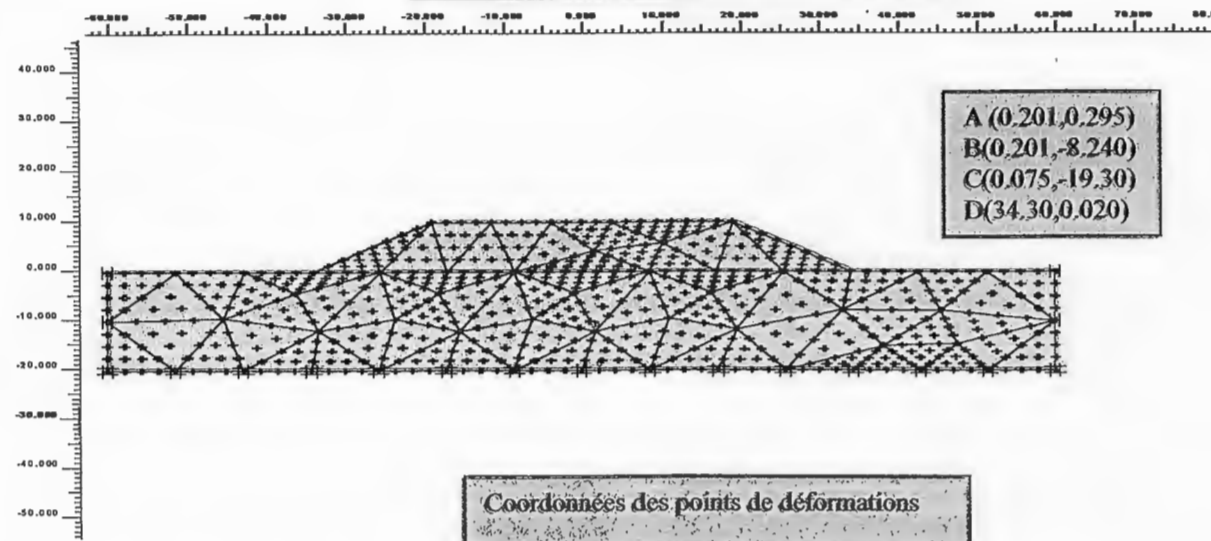
XII) CALCUL DU TASSEMENT PAR ELEMENTS FINIS : (PLAXIS)



SITE N° 01 : RADIALE OUCHAIIH 1 « REMBLAI SEUL »

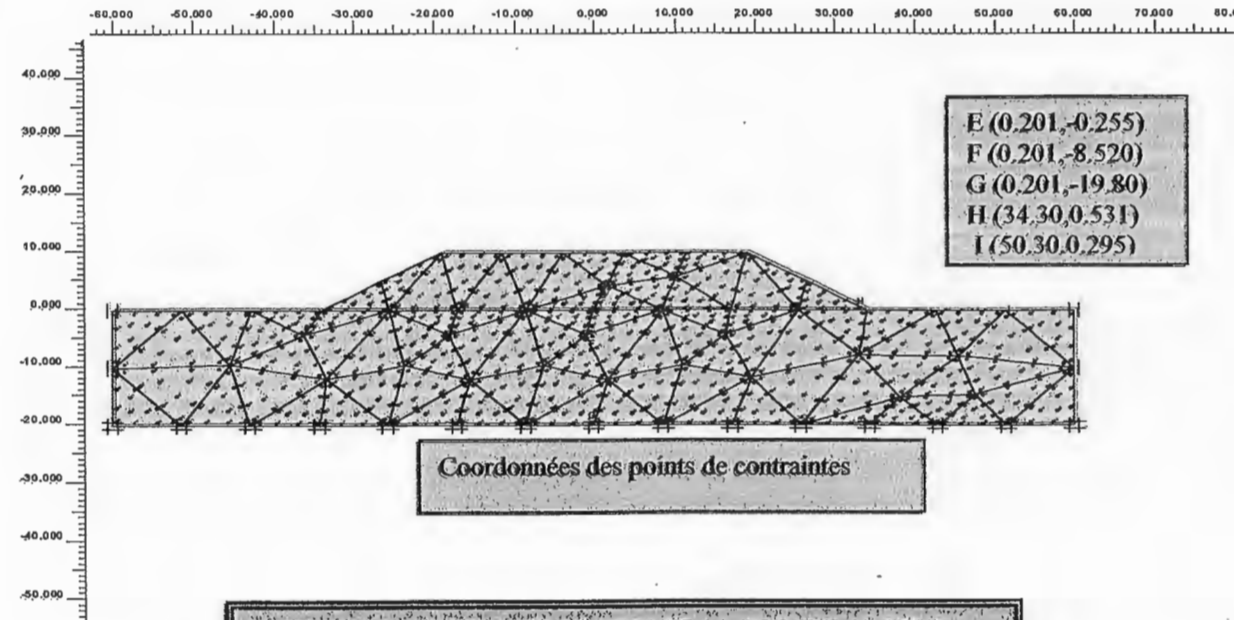


Pression interstitielle maximale 51.51 kN/m²



A (0.201,0.295)
 B(0.201,-8.240)
 C(0.075,-19.30)
 D(34.30,0.020)

Coordonnées des points de déformations



E (0.201,-0.255)
 F (0.201,-8.520)
 G (0.201,-19.80)
 H (34.30,0.531)
 I (50.30,0.295)

Coordonnées des points de contraintes

SITE N° 01 : RADIALE OUCHAÏH 1 « REMBLAI SEUL »

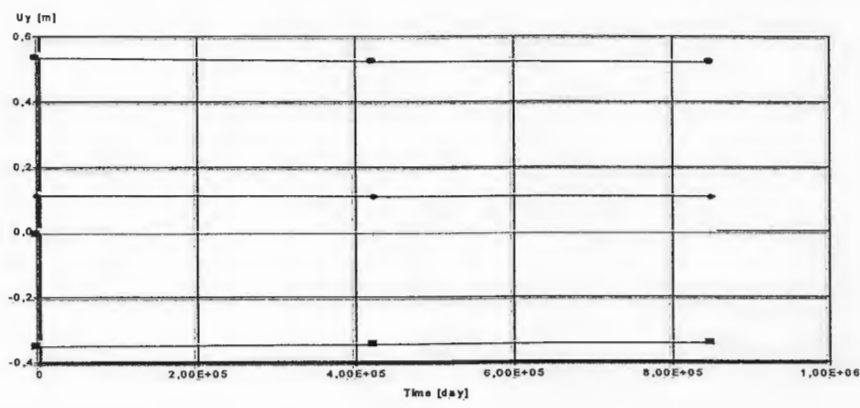


Chart 2

- Point A
- Point B
- Point C
- Point D

$$U_y = f(t)$$

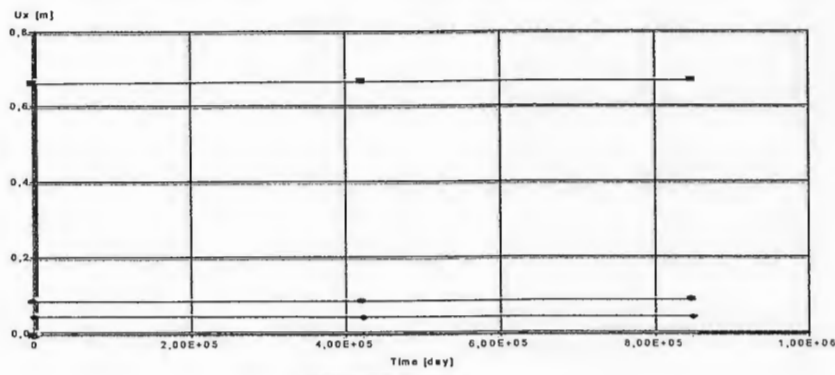


Chart 2

- Point A
- Point B
- Point C
- Point D

$$U_x = f(t)$$

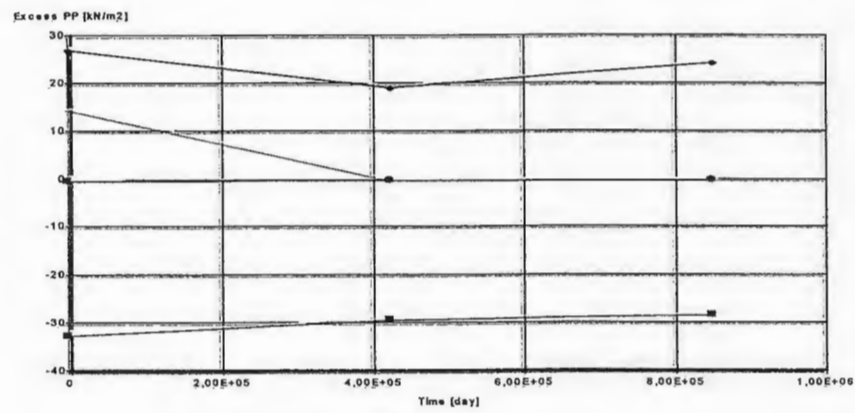
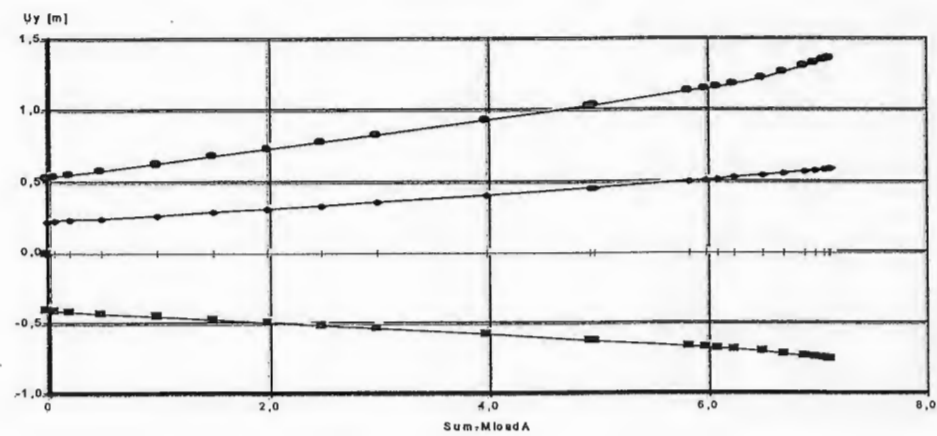
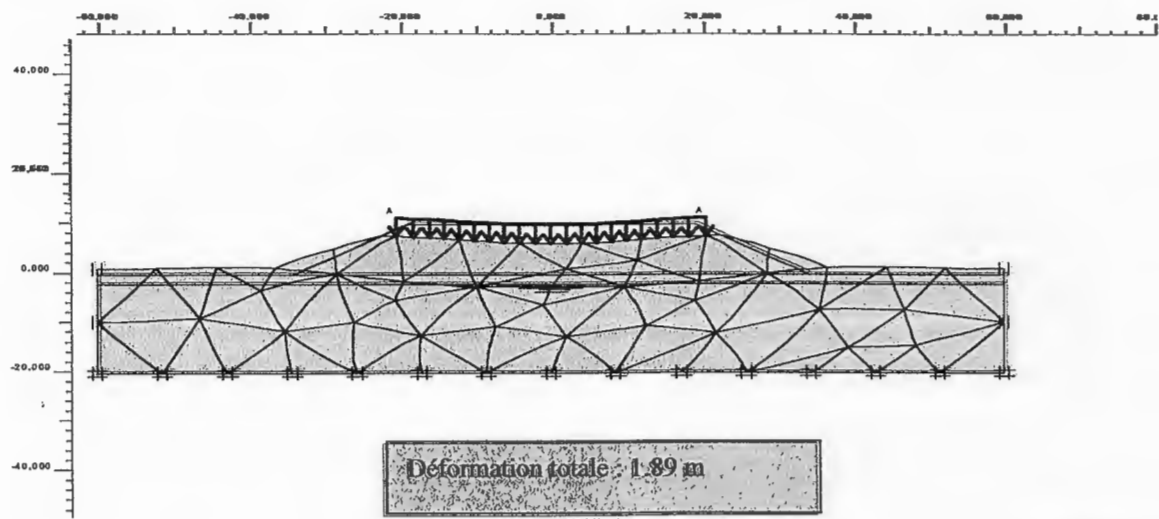


Chart 8

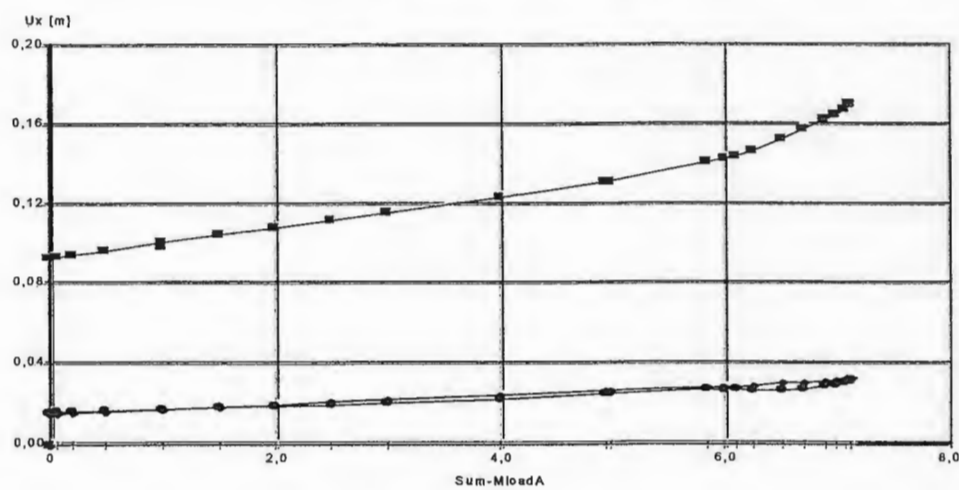
- Point A
- Point B
- Point C
- Point D

$$PP = f(t)$$

SITE N° 01 : RADIALE OUCHAII 1 « REMBLAI SEUL »



$$U_y = f(\text{Sum-load A})$$



$$U_x = f(\text{Sum-load A})$$

SITE N°01 : RADIALE OUCHAÏH 1 « REMBLAI + SURCHARGE »

XIII) INTERPRETATIONS DES RESULTATS NUMERIQUES :

- Vue que le logiciel suppose le sol comme une couche homogène les caractéristiques introduits pour les calculs sont des valeurs moyennent des différents couches. Telles que γ , C et φ , les autres paramètres tels que les coefficients de perméabilité, le coefficient de poisson ont été estimés selon la nature du sol et les limites acceptées par le logiciel
- Le module d'young à été pris en fonction de la valeur moyenne de R_p .
- La déformation totale obtenue sous remblai est de 81,367 cm.
- Le mouvement du déplacement de remblai est précisé par le schéma de la fig 2 de la page (), on remarque un déplacement vers les deux cotes latéraux et formation de bourrelets.
- Les courbes de variation de déplacement suivant l'axe des X des points choisis :
 - A (0.201,0.295) et B (0.201, -8.40) sous l'axe du remblai varie rapidement durant un lapse de temps très court pour devenir constant dans le temps (courbes parallèles à l'axe des X).
 - Le point C à la base du massif ne subit aucun déplacement.
 - D à un déplacement horizontal important car il se situe au pied du talus à l'interface du remblai est du sol
- Les remarques concernant la courbe U_y sont similaire a celle de U_x , mis à part que le point de déplacement max est A.
- La courbe $PP=f(T)$, montre que la variation de la pression interstitielle est analogue aux courbes précédentes.
- Sous remblai + surcharge les courbes :
 - Déplacements H_{uy} et A_{ux} fonctions de l'incrément de surcharge (Sum-LoadA) sont important sous le remblai est parfaitement linéaire jusqu'à 4 fois la surcharges, au-delà les déformations deviennent plastique est la courbe s'incurve. On note que le point D de la courbe U_x se déforme plus rapidement car il se situe au pieds du talus, partie qui subie généralement un soulèvement (formation de bourrelets).

**XIV) TABLEAU RECAPITULATIF DES VALEURS DES TASSEMENTS
OBTENUS PAR LES TROIS METHODES :**

	Méthode oedométrique	Méthode pénétrométrique	Méthode numérique
Tassement	70.66 cm	83.3 cm	81.3 cm

La comparaison des tassements oedométrique et pénétrométrique diffèrent de l'ordre de 12%.

Le tassement pénétrométrique se rapproche beaucoup du tassement numérique.

Les différences obtenus dans les tassements et surtout la faible valeur du tassement oedométrique peuvent être justifiées par les faits suivants :

- Les prélèvements des échantillons (pour l'essai oedométrique) les erreurs dues à l'appareillage et aux opérateurs.
- La surestimation des valeurs des méthodes in situ (pénétromètre).
- Le facteur $\nu=0.35$ (limite maximale acceptée par le logiciel plaxis), alors que dans la littérature ν peut varier jusqu'à 0.5.

SITE N°2 : A.E.P.H.B**I) COMPAGNE GEOTECHNIQUE :**

Pour ce site plusieurs compagnes géotechniques ont été menées, entre 1980 et 1982 près de 40 sondages carotés et pénétromètres statiques lourds ont été réalisés dans l'axe du futur ouvrage.

Les essais de laboratoire réalisés sur des carotés paraffinés sont :

- Des essais chimiques.
- D'identification physique.

Pour l'année 1984 d'autres essais du même type ont été réalisés, nos calcul se feront à la base de la campagne géotechnique.

II) PROFIL GEOTECHNIQUE TYPE :

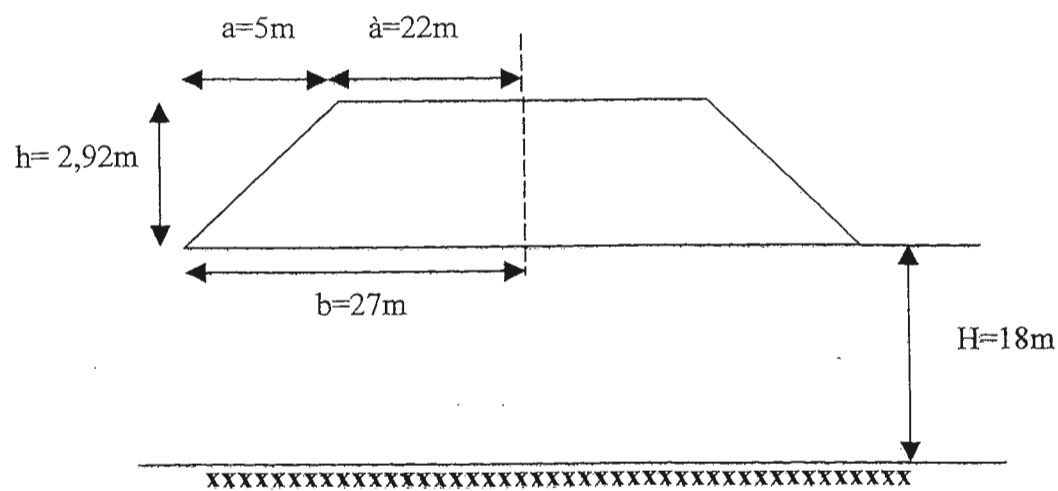
0.0 m	▽				
-1.00m	Cc= 0.45	$\sigma'_0=0.217$ bar	$\phi_u=0^\circ$	$\omega=48.93\%$	
	Cs= 0.07	$\sigma'_p=0.650$ bar	$C_v= 3.5 \cdot 10^{-10}$ cm ² /s	$S_r=94.5\%$	Argile plastique peu organique
	$e_o= 1.33$	Cu=0.55bar	Rp= 25 bars	$\gamma= 1.78$ t/m ³	
-3.00				
	Cc= 0.46	$\sigma'_0=0.496$ bar	$\phi_u=0^\circ$	$\omega= 50\%$	
	Cs= 0.08	$\sigma'_p=1.05$ bar	$C_v= 4 \cdot 10^{-10}$ cm ² /s	$S_r= 96\%$	Argile molle peu organique
	$e_o= 1.62$	Cu=0.35 bar	Rp= 5 bars	$\gamma=1.65$ t/m ³	
-8.00 m				
	Cc= 0.57	$\sigma'_0=0.790$ bar	$\phi_u=0^\circ$	$\omega= 65\%$	
	Cs= 0.15	$\sigma'_p=0.790$ bar	$C_v= 2 \cdot 10^{-4}$ cm ² /s	$S_r=96.5\%$	Argile plastique peu organique
	$e_o= 1.75$	Cu=0.30 bar	Rp= 18 bars	$\gamma=1.76$ t/m ³	
-12.00m				
	Cc= 0.6	$\sigma'_0=1.15$ bar	$\phi_u=0^\circ$	$\omega= 68\%$	
	Cs= 0.17	$\sigma'_p=1.15$ bar	$C_v= 3 \cdot 10^{-4}$ cm ² /s	$S_r=96.7\%$	Argile molle peu organique
	$e_o= 1.83$	Cu=0.20 bar	Rp= 4 bars	$\gamma=1.69$ t/m ³	
-18.00m				
	Argile moyennement raide (substratum)				

III) HYPOTHESES DE CALCUL :

- Les calculs de tassement se feront pour une couche de sol de 18m de profondeur ou le sol rencontré devient un sable argileux gris verdâtre de caractéristiques physique et mécanique plus ou moins bonne.
- Les couches d'argiles molles sont normalement consolidées très compressible (d'après les essais de compressibilité en laboratoire).
- La nappe se situe à -1,00m.
- Les calculs se feront en contrainte totale avec les caractéristiques de cisaillement non drainé.

IV) CARACTERISTIQUE DU REMBLAI :

- Hauteur maximale=2,92m.
- Pente=2/3.
- Petite base=44m.
- Grande base=54m.
- $\gamma = 2t/m^3$.
- $C_u = 0$.
- $Q_1 = 35^\circ$.
- B' (largeur moyenne du remblai)=49m.
- $\Delta\sigma = 0,584$ bars.

V) EVALUATION DES TASSEMENTS :**V-1) Répartition des contraintes :**

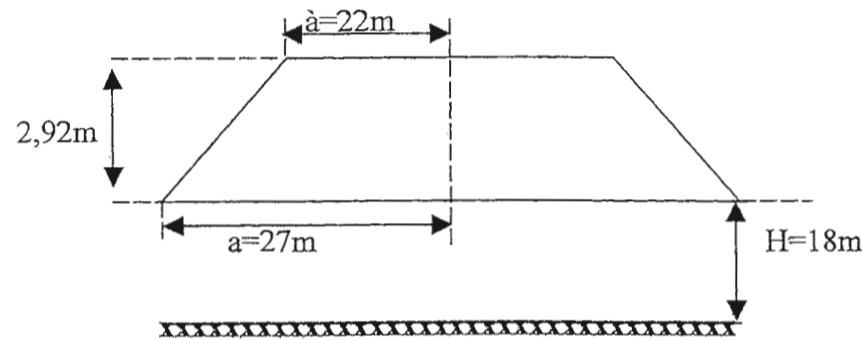
Hi (m)	Z (m)	a/Z	b/Z	I	$\Delta\sigma_z$ (bars)
3	1,5	3,33	14,66	1	0,584
5	5,5	0,91	4	1	0,584
4	10	0,5	2,2	0,96	0,560
6	15	0,33	1,47	0,92	0,540

V-2) Evaluation du module d'Young moyen non drainé :

Hi (m)	e_0	$C_s\%$	$C_c\%$	σ'_{v0} (bars)	$\Delta\sigma_z$ (bars)	σ'_p (bars)	σ'_{vf} (bars)	E (bars)	$\frac{\Delta\sigma_i}{E_i} H_i$	$\Delta\sigma_m \sum H_i$
3	1,33	7	45	0,217	0,584	0,650	0,801	12,23	0,143	10,206
5	1,62	8	46	0,496	0,584	1,05	1,08	5,86	0,498	
4	1,75	15	57	0,790	0,560	0,790	1,35	7,75	0,289	
6	1,83	17	60	1,15	0,540	1,15	1,69	10,20	0,317	

$\Delta\sigma_m = 0,567 \text{ bar}$

$E_{um} = 12,16 \text{ bars}$



V-3) Evaluation du tassement instantané :

H (m)	a (m)	H/a	x/a	r_H	\hat{a}	H/ \hat{a}	x/ \hat{a}	r_H^2	$a^2/a-\hat{a}$	$r_H \left(\frac{\hat{a}}{a}\right)^2 r_H^2$	S_i (cm)
18	27	0,66	0	0,2	22	0,82	0	0,30	145,8	0,0008	5,60

V-4) Tassement primaire :

Hi (m)	e ₀	C _s %	C _c %	σ' _{v0} (bars)	Δσ _z (bars)	σ' _p (bars)	σ' vf (bars)	ΔH _i (cm)
3	1,33	7	45	0,217	0,584	0,650	0,801	9
5	1,62	8	46	0,496	0,584	1,05	1,08	5,72
4	1,75	15	57	0,790	0,560	0,790	1,35	19,29
6	1,83	17	60	1,15	0,540	1,15	1,69	21,26

$$S_{oed} = \sum \Delta H_i = 55,27 \text{ cm}$$

V-5) Correction de Skempton et Bjerrum :

Hi (m)	Hi/b	α	A	μ ₁	μ ₂	S _{oed} (cm)	S μ ₁	S μ ₂	S μ _{moy}
3	0,068	0,90	0,2-0,5	0,92	0,95	9	8,28	8,55	8,41
5	0,113	0,78	0,2-0,5	0,82	0,89	5,72	4,69	5,09	4,89
4	0,090	0,92	0,5-1	0,96	1	19,29	18,51	19,29	18,9
6	0,136	0,76	0,5-1	0,88	1	21,26	18,70	21,26	19,98

$$\sum S_{moy} = 52,18 \text{ cm}$$

La correction induite par Skempton et BJERUM est de 3cm, elle peut être négligée.

V-6) Evaluation du tassement de fluage :

Couche	Hi (cm)	e ₀	C _F	Log 3650	S _{fl} (cm)
1	3	1,33		3,56	
2	5	1,62	8,5.10 ⁻³	3,56	5,77
3	4	1,75	8.10 ⁻³	3,56	4,14
4	6	1,83	3.10 ⁻³	3,56	2,26

$$\sum S_{FL} = 12,17$$

V-7) Evaluation du tassement dû aux déplacements latéraux :

$$S_{lat} = 0,11 \frac{D}{B} S_{ocd} \quad \Longrightarrow \quad S_{lat} = 4,05 \text{ cm}$$

V-8) Tassement total:

$$S_t = S_i + S_c + S_{fl} + S_{lat}$$

$$S_t = 5,60 + 52,18 + 12,17 + 4,05 = 74 \text{ cm.}$$

$$S_t = 74 \text{ cm}$$

- Dans le cas bidimensionnel, en négligeant le tassement latéral on retiendra:

$$S_t = 69,95 \text{ cm.}$$

- Dans le cas unidimensionnel le tassement total est :

$$S_t = 52,18 \text{ cm.}$$

$$S_{fl} = 12,17 \text{ cm.}$$

V-9) Vitesses de tassement :**V-10) Evaluation du tassement au cours du temps :**

$$C_{v\text{éq}} = \frac{(\sum H_i)^2}{\left(\sum \frac{H_i}{\sqrt{C_v}}\right)^2} = 1,89 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$U = f(T_v) \quad \Longrightarrow \quad T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

- Evaluation du temps nécessaire pour avoir 80% de la consolidation :

$$U = 80\% \quad \Longrightarrow \quad T_v = 0,55 \quad \text{d'où } t = 29867541,15 \text{ ans}$$

Tableau donnant l'évolution du tassement primaire dans le temps :

Temps mois /ans	Temps (secondaire)	Tv	Uv %	Tassement 55cm
1 mois	2592000	0,0089	2	1,10
2 mois	5184000	0,017	14,7	8,12
3 mois	7776000	0,046	24,2	13,37
1 an	31104000	0,09	33,8	18,68
2 ans	62208000	0,18	47,88	26,46
5 ans	155520000	0,46	76,5	42,28
10 ans	311040000	0,93	108,8	60,13
20 ans	622080000	1,86	153	84,56
30 ans	933120000	2,79	188	103,90
40 ans	1244160000	3,73	217	119,93
50 ans	1555200000	4,66	243	134,30
100 ans	3110400000	9,33	594	328,30

Nous remarquons que la totalité du tassement primaire soit 55cm sera absorbé en 05 ans et 03 mois.

Vus les délais élevés de consommation du tassement primaire (plus de 05 ans) nous étudierons la possibilité d'accélérer ce tassement par l'utilisation d'une surcharge temporaire.

VII) SURCHARGE TEMPORAIRE :

Le calcul avec une surcharge de 1,5m d'où une hauteur de remblai de 4,42m (en prendra 4,5m).

- $\Delta\sigma = \gamma.h = 2.4, 5 = 9 \text{ t/m}^2 = 0,9 \text{ bars}$.
- Grande base = 54m.
- Petite base = 39,5m

VII-1) Répartition des contraintes : a=7m , b=19,75m

Hi (m)	Z (m)	a/Z	b/Z	I	$\Delta\sigma_z$ (bar)
3	1,5	4,66	13,16	1	0,90
5	5,5	1,27	4	1	0,90
4	10	0,7	1,98	0,96	0,864
6	15	0,47	1,32	0,88	0,792

VII-2) Evaluation du module d'Young moyen non drainé :

Hi (m)	e_0	$C_s\%$	$C_c\%$	σ'_{v0} (bars)	$\Delta\sigma_z$ (bars)	σ'_p (bars)	σ'_{vf} (bars)	E (bars)	$\frac{\Delta\sigma_i H_i}{E_i}$	$\Delta\sigma_m \sum H_i$
3	1,33	7	45	0,217	0,90	0,650	1,117	10,05	0,143	15,55
5	1,62	8	46	0,496	0,90	1,05	1,396	19,17	0,498	
4	1,75	15	57	0,790	0,864	0,790	1,654	8,66	0,289	
6	1,83	17	60	1,15	0,792	1,15	1,942	10,94	0,317	

$\Delta\sigma_m = 0,864 \text{ bar.}$

Eum=11,64 bars

VII-3) Evaluation du tassement instantané :

H (m)	a (m)	H/a	x/a	r_H	\dot{a}	H/ \dot{a}	x/ \dot{a}	r'_H	$a^2/a-\dot{a}$	$r_H \left(\frac{\dot{a}}{a}\right)^2 r'_H$
18	27	0,67	0	0,25	20	0,9	0	0,30	104,14	0,085

S_i = 68,44cm

VII-4) Tassement primaire :

Hi (m)	e_0	C_s %	C_c %	σ'_{v0} (bars)	$\Delta\sigma_z$ (bars)	σ'_p (bars)	σ'_{vf} (bars)	ΔH_i (cm=)
3	1,33	7	45	0,217	0,90	0,650	1,117	14,88
5	1,62	8	46	0,496	0,90	1,05	1,396	10,67
4	1,75	15	57	0,790	0,864	0,790	1,654	26,60
6	1,83	17	60	1,15	0,792	1,150	1,942	28,95

$$S_{oed} = 81,10 \text{ cm}$$

VII-5) Correction de Skempton et Bjerrum $b=40$, $S_c = \mu S_{oed}$

Hi(m)	H/b	α	A	μ_1	μ_2	S_{oed} (cm)	$S\mu_1$	$S\mu_2$	$S\mu_{moy}$
3	0,075	1	0,2-0,5	1	1	14,88	14,88	14,88	14,88
5	0,125	0,82	0,2-0,5	0,85	0,91	10,67	9,06	9,70	9,38
4	0,1	0,89	0,5-1	0,94	1	26,60	25,00	26,60	25,80
6	0,15	0,78	0,5-1	0,89	1	28,95	25,76	28,95	27,35
									$\sum S_{moy} = 77,14 \text{ cm}$

La correction du tassement oedométrique sous la nouvelle charge est du même ordre(4cm) que celle obtenue sous la charge initial du remblai, donc on peut la négliger et maintenir la valeur sans correction.

VII-6) Evaluation du tassement de fluage :

$S_f = 12,17 \text{ cm}$ (sans changement).

VII-7) Evaluation du tassement latéral :

$$S_{lat} = 0,11 \cdot S_{oed} \quad \Rightarrow \quad S_{lat} = 0,11 \frac{18}{27} 81,10 = 5,95 \text{ cm}$$

$$S_{lat} = 5,95 \text{ cm}$$

VII-8) Tassement total :

$$S_t = S_i + S_{oed} + S_{fl} + S_{lat} = 5,95 + 68,44 + 81,10 + 12,17$$

$$S_t = 167,66 \text{ cm}$$

Tableau donnant l'évolution du tassement primaire dans le temps :

Temps mois /ans	Temps (secondaire)	Tv	Uv %	Tassement 55cm
1 mois	2592000	0,0089	2	1,62
2 mois	5184000	0,017	14,7	11,92
3 mois	7776000	0,046	24,2	19,62
1 an	31104000	0,09	33,8	27,41
2 ans	62208000	0,18	47,88	38,83
5 ans	155520000	0,46	76,5	62,04
10 ans	311040000	0,93	108,8	88,23
20 ans	622080000	1,86	153	124,08
30 ans	933120000	2,79	188	—
40 ans	1244160000	3,73	217	—
50 ans	1555200000	4,66	243	—
100 ans	3110400000	9,33	594	—

Nous remarquons que la totalité des tassements sous cette nouvelle charge sera absorbée en 10 ans. La recherche d'une solution pour accélérer le tassement s'impose.

Nous préconisons l'utilisation de drains pour accélérer le processus de dissipation de la pression interstitielle ce qui nous emmène à étudier l'évolution du tassement de fluage au cours du temps.

VIII) DRAINS VERTICAUX :

Nous prendrons un $C_r = 10 \times C_v = 1,110^{-7} \text{m}^2/\text{s}$

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

$$U_r = 1 - \frac{1}{\frac{C_r t}{eA}}$$

$$U_r = 80\%, \quad t = 6 \text{ mois}$$

$$d = 0,05\text{m}$$

$$A = 1,959 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$C_r = 2,17 \text{ m}^2/\text{s}$$

L'inconnue t sera déterminée après dimensionnement correct des drains.

L'abaque de *Barron* donne pour une section de 1.959 m^2 un $d=0.05\text{m}$, $D=2.2\text{m}$, $L=1,9$.

On obtient un maillage carré de $1.9 \times 1.9 \text{ (m)}$.

Temps	U_r %
1 mois	23.58
2 mois	41.60
3 mois	55.38
6 mois	80
1 an	96.20

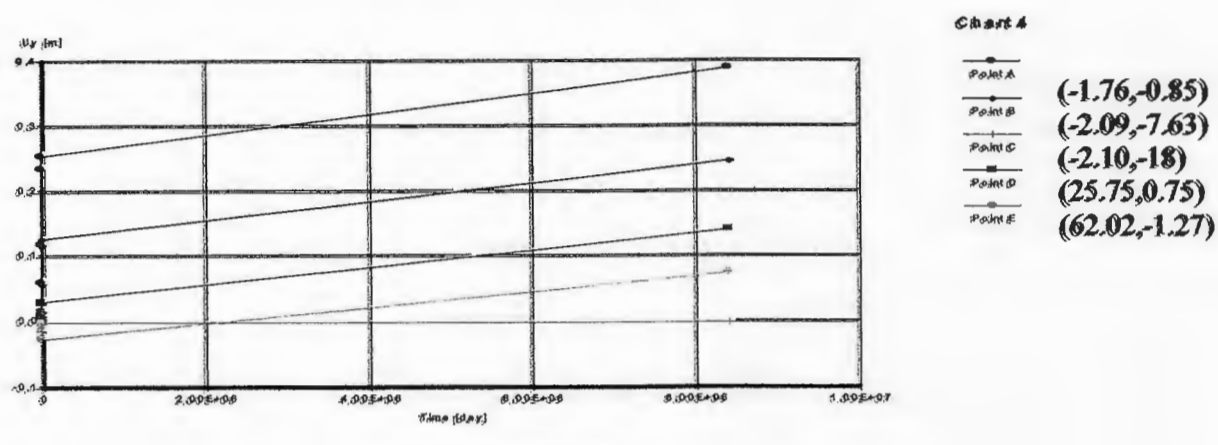
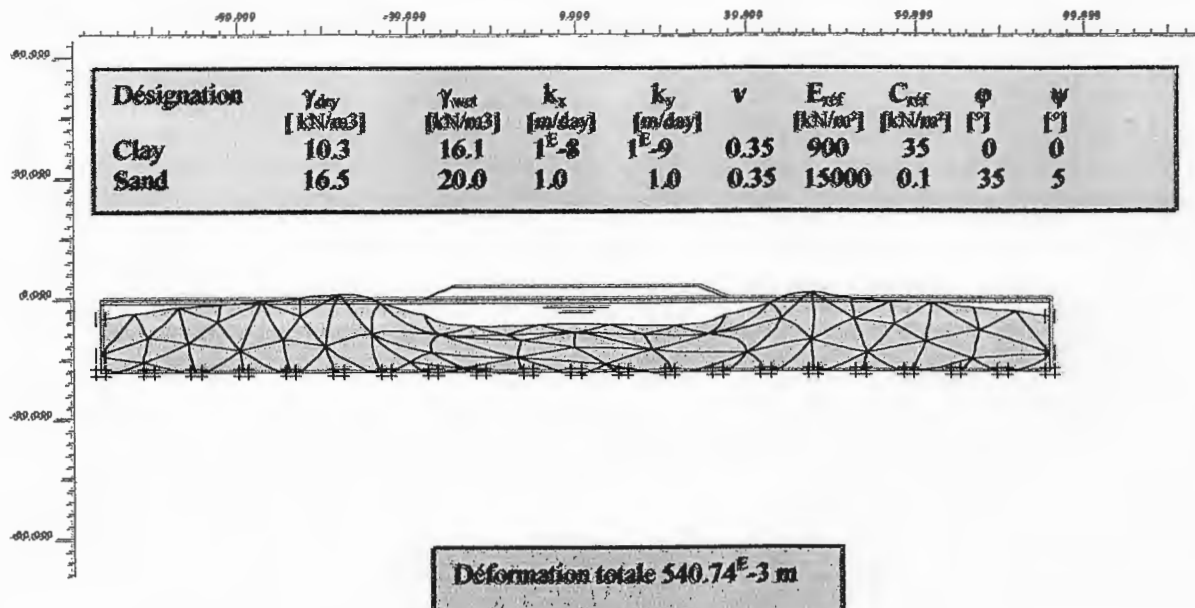
IX) CALCUL DU TASSEMENT PAR LA MÉTHODE PENETROMETRIQUE :**IX-1) Tassement pénétrométrique sous remblai initial :**

Couche	Hi (m)	Rp (bars)	$\Delta\sigma$ (bars)	α	Δh max (cm)	Δh min (cm)	Δh moy (cm)
1	3	25	0,584	$2 \ll 5$	3,5	1,40	2,45
2	5	5	0,584	$1,5 \ll 4$	38,9	14,6	26,75
3	4	18	0,560	$2 \ll 5$	6,22	2,49	4,35
4	6	4	0,540	$1,5 \ll 4$	54	20,2	37,1
					Σ 102,62 cm	Σ 38,69 cm	Σ 70,65 cm

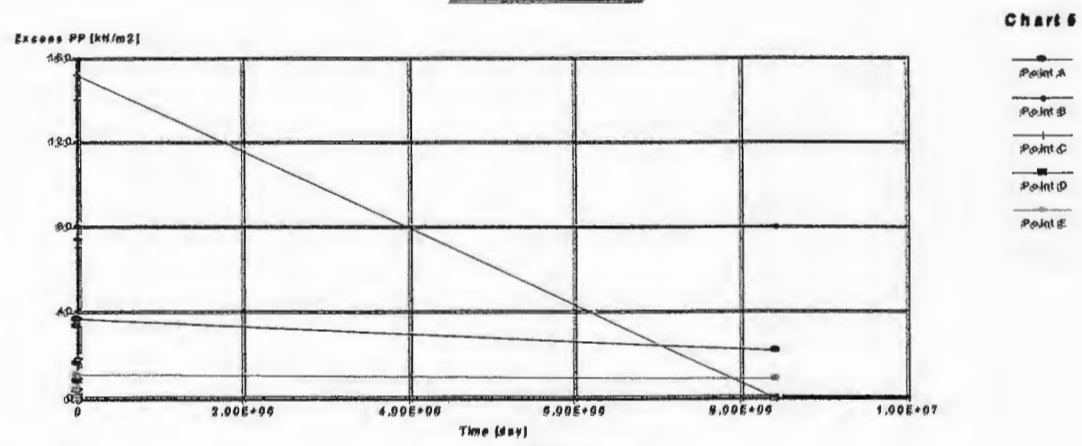
IX-2) Tassement pénétrométrique sous remblai+ surcharge :

Couche	Hi (m)	Rp (bars)	$\Delta\sigma$ (bars)	α	Δh max (cm)	Δh min (cm)	Δh moy (cm)
1	3	25	0,90	$2 \ll 5$	5,4	2,16	3,78
2	5	5	0,90	$1,5 \ll 4$	60	22,5	41,25
3	4	18	0,864	$2 \ll 5$	9,6	3,84	6,72
4	6	4	0,792	$1,5 \ll 4$	79,2	29,7	54,45
					Σ 154,2 cm	Σ 58,2 cm	Σ 106,2 cm

XII) CALCUL DU TASSEMENT PAR ELEMENTS FINIS (PLAXIS)



$U_y(t)$



PP(t)

SITE N° 02 : A.E.P.H.B « REMBLAI SEUL »

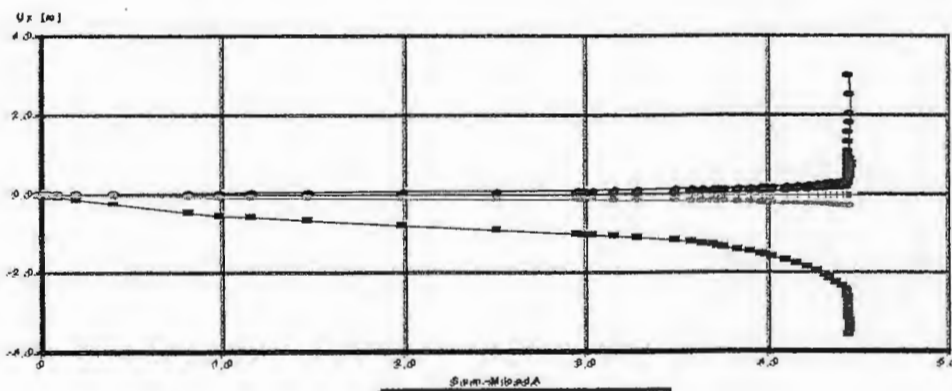
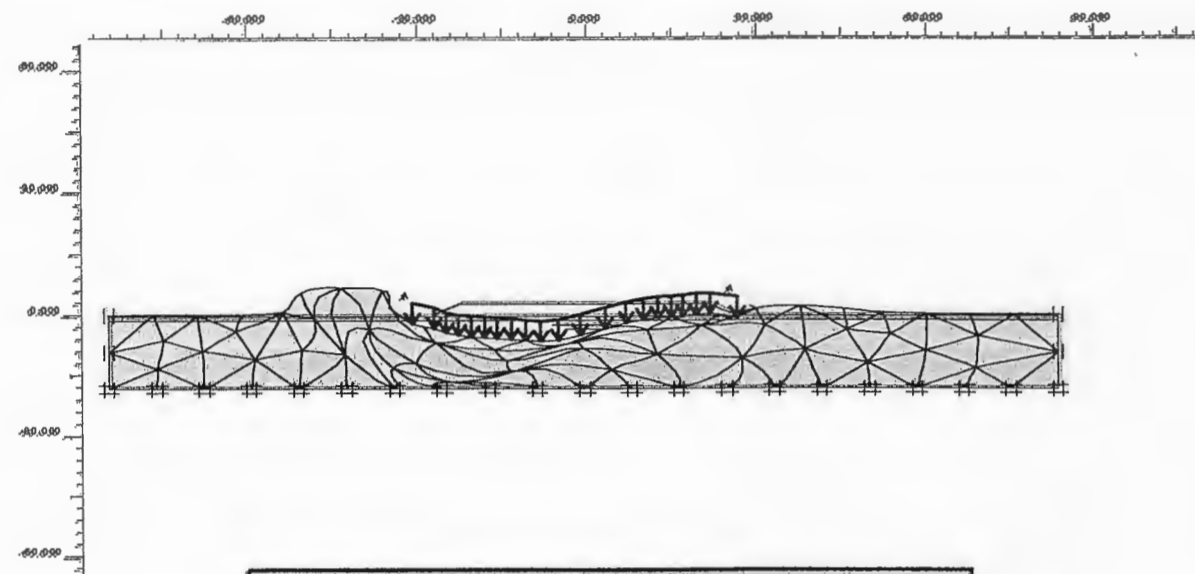
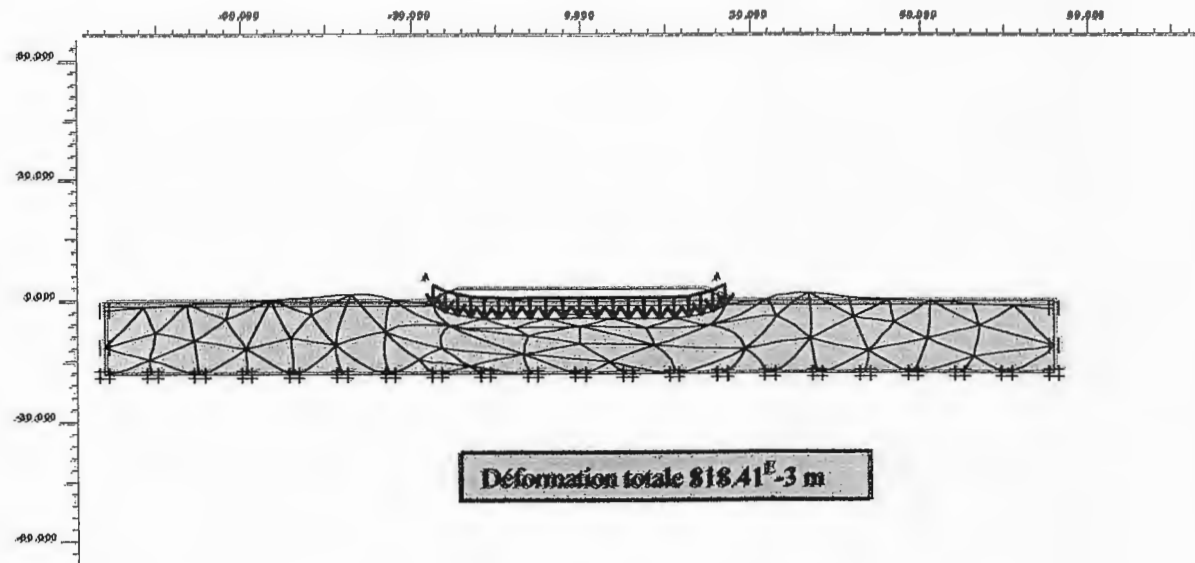
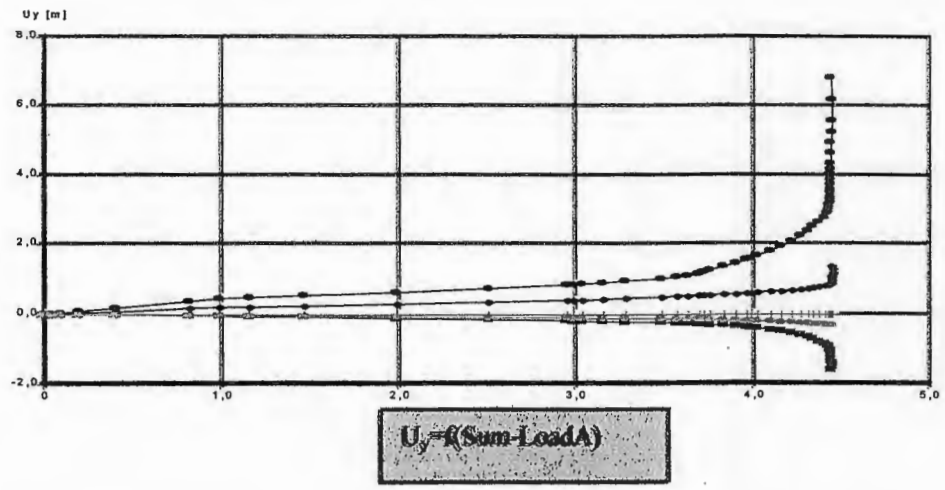


Chart 4

- Point A
- Point B
- Point C
- Point D
- Point E

$U_x = F(\text{Sum-Load A})$

SITE N° 02 : A.E.P.H.B « REMLAI + SURCHARGE »



SITE N° 02 : A.E.P.H.B « REMBLAI + SURCHARGE »

XIII) INTERPRETATION DES RESULTATS NUMERIQUES :

- La déformation totale obtenue sous remblai est de 54,07 cm.
- Les courbes de déplacement en fonction du temps U_x et U_y présentent une partie linéaire accentuée vers le haut qui exprime un déplacement assez rapide dans le temps confirmé par la variation de la courbe de pression interstitielle dans le temps (voir le point C).
- Sous surcharge le déplacement vertical est plus important (15% plus grand).
- Les courbes de déplacements U_x présentent les particularités suivantes :
 - Les points (A, B, C) situés sous le remblai présentent un déplacement presque horizontal jusqu'à la valeur de 5 fois la surcharge et change brusquement d'allure pour devenir quasi verticale.
 - Le point (D) situé au pied droit du remblai se soulève, sa courbe fait apparaître 03 zones distinctes, un palier linéaire entre 0 et 3 fois la surcharge et un changement brusque qui rejoint les autres points
 - Le point E est loin de la zone d'influence du remblai.
- Les autres courbes confirment bien les théories étudiées.

XIV) COMPARAISON DES RESULTATS DES TASSEMENTS PAR DIFFERENTES METHODES :

	Méthode oedométrique	Méthode pénétrométrique	Méthode numérique
Tassement	55,27cm	70,65 cm	54.07 cm

- La valeur du tassement oedométrique est grande si on suppose 55,27cm pour une couche de sol de 18m, sous un remblai de hauteur moyenne soit XXm.
- Ce tassement dépasse de loin le tassement admissible des sols supportant tous les types d'ouvrages, néanmoins le tassement obtenu par l'essai de compressibilité qui est considéré comme le tassement classique est pris en compte sans aucune réserve car il tient compte de beaucoup de paramètres caractéristiques le sol tel que l'indice des vides initial, le coefficient de compressibilité, la contrainte initiale effective, la contrainte de préconsolidation et surtout le type de consolidation.

- Le tassement pénétrométrique qui est déterminé en place sans remanier l'échantillon permet de surveiller de près les autres valeurs obtenues éventuellement à l'aide d'autres essais réalisés soit en place soit au laboratoire .
- des tassements oedométrique et pénétrométrique différent de l'ordre de 15%. Le tassement oedométrique se rapproche beaucoup du tassement numérique.
- La qualité des échantillons prélevés et les résultats de la campagne pénétrométrique (02) campagnes qui ont été réalisées (1981, 1984) à permis d'affiner les constantes intrinsèques du sol en place, ce qui se confirme par d'excellents résultats aux calculs numériques.
- Les résultats du calcul numérique qui assez précis permettent le calage des autres résultats ceci peut nous éviter de surestimer ou de sous estimer le tassement en question.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES:

Au terme de ce travail qui a comporté l'étude de la théorie de la consolidation en générale et la consolidation unidimensionnelle en particulier, l'étude des différents termes de tassements avec trois méthodes différentes appliquées à deux sites différents de caractéristiques assez médiocres, nous avons montrés l'importance de ce phénomène qui à causé et cause toujours la destruction des routes en remblai dans le monde entier et dans notre pays en particulier.

Donc prendre ce problème au sérieux, diversifier les méthodes de calculs, deviennent une obligation pour bien estimer le tassement et trouver la solution adéquate pour son absorption avant la mise en place soit de la route soit de l'ouvrage prévu.

Enfin, le meilleur moyen qui nous permettra de régler le problème est de faire plusieurs modèles avec le calcul numérique pour diminuer le coût excessif des essais.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Belkhiri K. et Zemmiri A. – Etude d'un remblai sur sol compressible – Archive LCTP 1993.
- [2] Benchenoune Assia et Belguedj Nawel-Exploitation des résultats d'observation d'un remblai de préchargement sur sols compressibles-(cas du taxi-way10/28), zone de l'oued sa id, Archive L.C.T.P .Thèse réalisée en 1997.
- [3] Costet J.et Sanglerat G-Cours pratiques de mécanique des sols tome 01- Edition Dunod (1983).
- [4] Costet J.et Sanglerat G-Cours pratiques de mécanique des sols 02- Edition Dunod (1983).
- [5] Dreyfus.G. Etude des remblais sur sol compressible (1988).
- [6] Ecole polytechnique. Eléments de géotechnique. 2003.
- [7] Eric Gervreau- Géotechnique calcul des ouvrages.
- [8] Gérard philipponnat-Fondations et ouvrages en terre -Edition Eroylles (1979)-
- [9] Gérard Philipponnat-Bertrand Hubert- Fondations et ouvrages en terre -Edition Eroylles (2002).
- [10] Le roueil S.Magnan J.P, Tavenas F- Remblais sur argile molle Technique et documentation Lavoisier, Paris (1985).342 page
- [11] Magnan J.P -Remblais et fondations sur sols compressibles - Document L.P.C (1988).
- [12] Magnan J.P et Bertrand Soyez-Technique de l'ingénieur, Traité de construction, Mécanique des sols : Compressibilité.Consolidation .Tassement (1988).
- [13] Pilot.G-Remblais routiers sur sols compressibles-Etude et construction-Bulletin de liaison des L.P.C n° 61(1972).
- [14] Philippe Mestat et Michel Prat-Ouvrages en interaction-Edition Mermes sciences (1999).
- [15] Que les travailleurs du laboratoire travaux publics du centre et messieurs.
- [16] Robert D.Holtz, Williams D.Kavacs , Traduit par Jean Lafleur-Introduction à la geotechnique-Edition de l'école polytechnique de montreal,(1991).
- [17] Roger Frank-Technique de l'ingénieur-Fondations Superficielles-Document L.P.C. (1988).
- [18] Terzaghi K.et Peck R, Ralph B-Soil mechanics in engineering practice-Third édition, Edition Dunod (1995).

SYMBOLES ET NOTATIONS :

Symbole	Désignation	Unités Usuelles
A	Coefficient de pression intersticielle	
B	Largeur (ou diamètre) de la semelle	m
C_c	Indice de compression	m
C'_c	Indice de compression sur un échantillon remanié	
C_{ce}	Indice de compression modifié	
C_s	Coefficient de recompression du sol	
C	Constante de <i>Terzaghi</i>	
C_{veq}	Coefficient de consolidation moyen	
C_v	Coefficient de consolidation	
C_r	Coefficient de consolidation radiale	
D	Diamètre d'influence du drain	cm
E	Module d'young	bars
E_i	Module d'young de la couche i	bars
E'_{oed}	Module oedométrique	bars
E_{UM}	Module d'élasticité moyen non drainé	bars
E_m	Coefficient ou module pressiométrique de <i>Menard</i>	bars
H	Epaisseur de la couche compressible	m
H	Epaisseur de l'éprouvette	cm
H_{dr}	Longueur du chemin de drainage	m
H_i	Epaisseur de la couche i	m
I	Coefficient d'influence	
I_p	Indice de plasticité	
K_s	Coefficient de raideur (ou module de réaction)	
K	Coefficient de perméabilité	cm/s
OCR	Rapport de surconsolidation	
P	Charge apportée par le remblai	KN
Q	Débit	m^3/s
Q	Charge concentrée	KN
R_p	Résistance de pointe pénétrométrique	bars
S_t	Tassement total	cm
S_c	Tassement primaire	cm
S_{lat}	Déplacement latéral	cm
S_{fl}	Tassement de fluage	cm
T_v	Facteur temps	
T	Moment résistant total du scissomètre	KN.m
T_1	Couple résistant sur la face verticale du scissomètre	KN.m
T_2	Couple résistant sur la base horizontal du scissomètre	KN.m
U	Pression hydrostatique	bars
U_r	Degré de consolidation radial	%
U_v	Degré de consolidation	%
U_t	Tassement	cm

Symbole	Désignation	Unités
a, a'	Dimensions spécifiques du remblai	m
a	Section	m ²
a _v	coefficient de compressibilité	
a ₁ , a ₂	Dimensions du remblai abaque d' <i>Osterberg</i>	m
b ₁ , b ₂	Dimensions spécifiques du remblai	m
c	Cohesion	bars
c'	Cohesion effective	bars
c _u	hydraulique	
c _α	Coefficient de perméabilité horizontal et vertical.	cm
d	Charge Cohesion non drainée	
e	Coefficient de fluage	
e ₀	Diamètre du drain	m ² /s
f ₁ , f ₂	Indice des vides	m
h ou h _r	Indice des vides initial	
i	Fonctions de fluages	
i _z	Hauteur du remblai	
k _H , k _V	Maillage spécial	cm/s
q	Gradient appliquée	KN
r _h , r' _h	Paramètres donnés par l'abaque de <i>Giroud</i>	
{r}	Vecteur de gradient de pression global	
t ₁₀₀	Temps correspondant à la fin de la consolidation	s
t ₅₀	Temps correspondant à 50% de consolidation	s
t ₉₀	Temps correspondant à un degré de consolidation de 99%	s
u	Pression interstitielle	bars
u _{cp}	Contre pression	bars
α	Facteur dépendant de la nature du sol	
β	Inclinaison du massif de sol sur l'horizontale	°
γ	Poids volumique du remblai	t/m ³
γ ₁	Poids volumique du sol de fondation	t/m ³
ε	Vitesse de déformation imposée	cm/s
ε _v	Déformation verticale	cm/s
θ	Pente	
μ	Coefficient de correction de <i>Skempton</i>	
λ ₂ , λ ₃	Coefficient de forme	
v	Coefficient de poison	
ρ _w	Masse volumique de l'eau	t/m ³
σ _v	Contrainte verticale effective	bars
σ _{vf}	Contrainte verticale effective finale	bars
φ	Angle de frottement interne du sol	°
χ	Périmètre	m
Ω	Surface de la fondation	m ²