

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Mémoire

Pour l'Obtention du Diplôme de MASTER

Filière : travaux publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude comparative des méthodes d'estimation des tassements de remblai de voie ferrée de grande hauteur

Encadré par :

Dr BENAMGHAR Ahcène

Présenté par :

BOUDJELLAL Mohamed

Promotion 2015

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

ملخص

في هذا البحث قمنا بدراسة تراص التربة الانضغاطية بالطريقة الجديدة المقترحة في 2014 Li Chunlin حيث قمنا بمقارنتها مع عدد من الطرق التقليدية. ومن خلال المقارنة مع النتائج الميدانية لمتابعة تراص تربة تجريبيا خلال 360 يوم و نتائج تربة الردم تحت السكة الحديدية وجدنا ان طريقة Li و كانت الاقرب الى النتائج الميدانية خلال فترة 360 يوم. أما بالنسبة للتراص النهائي لتربة السكة الحديدية فكانت نتائج التقنيات الاخرى متقاربة

Résumé :

Dans ce travail d'initiation à la recherche nous avons étudié le phénomène de tassement de consolidation dans les sols mous en utilisant une nouvelle méthode proposée récemment par Chunlin Li en 2014. Nous avons comparé cette technique aux méthodes connues à travers l'application à des données de remblai de voie ferrée et d'un remblai routier expérimental suivi pendant 360j. Les résultats ont montré une très bonne précision de la méthode de Li à 360j. Mais pour le remblai ferroviaire final, à 9 ans, les autres méthodes utilisées ont montré des résultats très proches.

Abstract: In this introduction to research, we considered the settlement phenomenon in soft soils. We were particularly interested in a new consolidation settlement estimation method, recently proposed by Chunlin Li in 2014. We have compared this procedure to the known ones using in situ data of a road embankment studied during 360 days and railway embankment. The results showed a very close precision only for Li method at 360 days. Meanwhile, for the final railway embracement, after 9 years, all other methods were almost similar.

Remerciements

Je remercie Allah, le tout puissant de nous avoir accordé volonté, patience et santé afin de mener à bien ce travail de recherche. Je remercie également mes parents et ma famille pour leurs soutiens, encouragements et sacrifices.

*Je tiens aussi à remercier mon promoteur **Mr Benamghar** pour le suivi et les conseils durant l'élaboration de ce travail.*

Je remercie les membres du Jury qui ont bien voulu accepté d'examiner ce travail.

Aussi je remercie tous mes enseignants du primaire jusqu'au supérieur, je remercie aussi tous mes amis.

J'adresse mes vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la mise en forme de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail :

À mon très cher père ;

À ma très chère mère ;

À mes frères et sœurs ;

Ainsi qu'à toute ma famille et mes ami(e)s

Introduction.....	9
1 Théorie et méthodes de calcul de tassement.....	11
1.1 Théorie du tassement.....	11
1.2 Amplitude des tassements.....	11
1.3 Tassement primaire.....	12
1.4 La vitesse et le temps de tassement.....	25
1.5 Détermination expérimentale du coefficient de consolidation C_v	29
2 Les nouvelles méthodes théoriques proposées.....	31
3.1 Méthode Hyperbolique.....	31
2.2 Méthode Asaoka.....	32
2.3 La méthode de Li :.....	34
3 Etude de cas d'un remblai ferroviaire.....	35
3.1 Présentation du projet de voie ferrée entre Boughezoul et Msila.....	35
3.2 Application au calcul du tassement du remblai au PK245+000.....	41
4 Etude comparative des quatre méthodes théoriques sur un cas de remblai d'essai. 51	
4.1 Méthode de Terzaghi.....	51
4.2 Méthode Hyperbolique.....	51
4.3 Méthode Asaoka.....	53
4.4 Méthode Chunlin Li.....	54
4.5 Interprétation des résultats du remblai routier pk12+970.....	55
5 CONCLUSION.....	56
6 Annexe.....	60

Liste de figure

Figure 1.1: Courbe typique de consolidation. (Marion, 2013)......	11
Figure 1.2: Abaque de Giroud pour le calcul du tassement élastique immédiat (Costet & Sanglerat, 1981)......	12
Figure 1.3: Consolidation primaire.....	14
Figure 1.4 Modèle analogique expliquant la consolidation primaire.....	14
Figure 1.5: Couche compressible en consolidation (Costet & Sanglerat, 1981)....	15
Figure 1.6: Description de l'appareillage (AFNOR, 1997).....	15
Figure 1.7: Courbe œdométrique. (AFNOR, 1997)......	16
Figure 1.8: Correction du tassement de consolidation de SKEMPTON et BJERRUM (Costet & Sanglerat, 1981).....	17

Figure 1.9: Notations utilisées dans l'abaque et la formule d'Osterberg (1957)..	18
Figure 1.10: Evolution des tassements au cours du temps (AKOU, 1995).....	19
Figure 1.11: Le coefficient de compression secondaire $C\alpha$. (Marion, 2013)	20
Figure 1.12: Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux. (AKOU, 1995)	22
Figure 1.13: Méthode de calcul des déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles (AKOU, 1995).....	23
Figure 1.14 : Abaque de détermination de déplacement horizontal X en fonction de coefficient de sécurité F et de position de pieu m.....	24
Figure 1.15: Déformées horizontales du sol en bord de remblai ; fuseau des calculs, courbe moyenne C et courbe Cl, C2 et C3 de Bourges et Mieussens (AKOU, 1995)	25
Figure 1.16: Fonction $U=f(T_v)$	27
Figure 1.17: Méthode de Taylor pour le calcul de C_v . (AFNOR, 1997).....	30
Figure 1.18: Méthode de Casagrande pour le calcul de C_v (AFNOR, 1997)	30
Figure 2.1: Courbes Hyperboliques de la théorie de Terzaghi et des mesures in- situ (Tan and Chew 1996)	31
Figure 2.2: Droite représente tassement en fonction du tassement précédant (Li, 2014)	33
Figure 3.1: sondage S5-1 par apport profile en long PK 245. (SETIRAIL, 2011) ..	37
Figure 3.2: Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance (XP P 94-011)	38
Figure 3.3: État d'un sol en fonction de sa teneur en eau (XP P 94-011).....	38
Figure 3.4: Courbe intrinsèque d'un sol cohérent.....	40
Figure 3.5: coupe transversal cas de remblai de 15 m PK 245.	41
Figure 3.6: profil du remblai PK 245.....	43
Figure 3.7: Courbe de tassement en fonction de temps PK 246+079.....	45
Figure 3.8: Courbe Hyperbolique de la théorie de Terzaghi.....	45
Figure 3.9 : Courbe Hyperbolique de PK 246+079.....	47
Figure 3.10: courbe Chunlin Li remblai ferroviaire PK 245.....	49
Figure 4.1 : Courbes Hyperboliques de remblai d'essai PK 12+970.....	52
Figure 4.2: courbe Asaoka remblai d'essai PK 12+970.....	53
Figure 4.3: Courbe Chunlin Li de remblai d'essai PK 12+970.....	54
Figure 6.1 : Abaque d'Osterberg (1957)	60
Figure 6.2 : évaluation de tassement d'essai pk 970.....	61

Liste des tableaux

Tableau 1.1: Classification de sol selon la compressibilité secondaire. (Jain, 2010).	21
Tableau 1.2: Tableau de la fonction $U(T_v)$. (Costet & Sanglerat, 1981)	26
Tableau 1.3: Tableau de la fonction $T_v(U)$. (Costet & Sanglerat, 1981).....	27
Tableau 2.1 Calcul du paramètre b selon différents types de drainages. Source : Li (2014).....	34

Tableau 3.1 : Récapitulation des résultats d'essai sur les puits (SETIRAIL, 2011).	35
Tableau 3.2: Récapitulation des essais sur les sondages carottés. (SETIRAIL, 2011).	36
Tableau 3.3: Récapitulation des résultats d'essai pénétromètre dynamique (SETIRAIL, 2011)	36
Tableau 3.4: Récapitulation des essais de pénétration au carottier (SETIRAIL, 2011)	37
Tableau 3.5: Qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche (XP P 94-011)	38
Tableau 3.6 : Qualification de la fraction du sol constituée d'éléments inférieurs à 400 en fonction de l'indice de plasticité (XP P 94-011)	38
Tableau 3.7: Valeurs moyennes des caractéristiques physiques de la couche d'argile humide. (SETIRAIL, 2011)	39
Tableau 3.8: Valeurs moyennes des caractéristiques physiques de la couche d'argile saturée (SETIRAIL, 2011)	39
Tableau 3.9: Valeurs retenues des caractéristiques de compressibilité de la couche d'argile saturée. (SETIRAIL, 2011)	39
Tableau 3.10: Valeurs retenues des caractéristiques de compressibilité de la couche d'argile saturée. (SETIRAIL, 2011)	40
Tableau 3.11 : Consistance du sol en fonction de la cohésion non drainée (XP P 94-011)	40
Tableau 3.12: Valeurs retenues des caractéristiques de cisaillement de la couche d'argile saturée. (SETIRAIL, 2011)	40
Tableau 3.13: Détermination du coefficient d'influence I	42
Tableau 3.14: Calcul de tassement instantané	42
Tableau 3.15: calcul des contraintes dues au remblai	43
Tableau 3.16: calcul de tassement de consolidation sous le remblai	43
Tableau 3.17: évolution des tassements au cours du temps	44
Tableau 3.18: évolution des tassements au court du temps	44
Tableau 3.19: Tassement en fonction de rapport temps/ tassement obtenus à partir du Tableau 3.18	46
Tableau 3.20: Tassement en fonction de tassement suivant	48
Tableau 3.21: courbe d'asaoka remblai ferroviaire PK 245	48
Tableau 3.22: résultat de méthode Chunlin li	49
Tableau 3.23: Résultat de calcul des tassements selon les quatre méthodes	49
Tableau 4.1: Tassement en fonction du rapport temps/tassement obtenus à partir du Tableau 3.18	51
Tableau 4.2: Tassement en fonction de tassement suivant	53
Tableau 4.3: résultat de la méthode Li	54
Tableau 4.4 : Résultats comparatifs par période et par méthode du calcul des différents tassements	55

LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS :

S_{∞}	Tassement final
S_i, S_0	Tassement immédiat.
S_c	Tassement de consolidation primaire.
S_s, S_{α}	Tassement de consolidation secondaire.
S_{lat}	Tassement induit par les déplacements latéraux.
S_{50}	Tassement obtenu à 50% de la consolidation.
S_{90}	Tassement obtenu à 90% de la consolidation.
S_{100}	Tassement final
δ_{60}	Tassement obtenu à 60%.
δ_{90}	Tassement obtenu à 90%.
δ_f	Tassement final.
δ_{ult}	tassement ultime primaire.
t_{100}	Temps correspondant à la fin de la consolidation primaire,
C_{α}	Coefficient de fluage
B	Largeur de la zone chargée,
I	Coefficient d'influence
E_{oed}	Module œnométrique.
K	Perméabilité.
U_v	Degré de consolidation.
T_V	Facteur de temps.
σ	Contrainte normal.
σ'	Contrant effective.
C_c	Indice de compression.
C_s	Indice de recompression.
C_u	Cohésion non drainée.
C_v	Coefficient de consolidation vertical.
γ_d	Poids volumique sèche.
γ_w	Poids volumique d'eau.
C	Cohésion.
φ	Angle de frottement.
σ'_{pi}	Contrainte de préconsolidation.
σ'_{v0}	Contrainte effective verticale initiale.
$\Delta\sigma_{vi}$	Accroissement de contrainte.
S_r	Degré de saturation
w_L	Limite de liquidité.
ω_N	Teneur en eau naturelle.
w_P	Limite de plasticité.
α	Pente du segment de droite Méthode hypertonique.
β	Valeur à l'origine de la courbe hyperbolique.
ω_0	Teneur en eau initiale.

Introduction

Le remblai constitue l'un des ouvrages de travaux publics les plus anciens et les plus courants car simple à réaliser et peu coûteux par rapport un viaduc. C'est pourquoi il est souvent exigé pour des raisons économiques qui l'imposent habituellement même si le sol est de mauvaise qualité. Cela n'est pas sans risques, puisqu'on assiste parfois, dans ces ouvrages, à des dégâts non négligeables tels que les tassements intolérables, les glissements et l'érosion.

C'est pourquoi une étape de réflexion importante est toujours nécessaire avant de décider de recourir au remblai. En général, si l'on décide de franchir une vallée ou une dépression géographique on cherchera toujours à ajuster le profil en long de l'ouvrage de telle sorte que l'on trouve, dans les déblais environnants, le volume de matériaux nécessaires pour constituer le remblai. Cela évitera au maximum le recours à l'emprunt ou à des distances de transport prohibitives.

Mais le problème de matériaux constituant le remblai, qui n'apparaît qu'en début des travaux, n'est pas le seul dans ce cas. Il existe des problèmes techniques plus importants et qui menacent l'ouvrage durant toute sa vie. Parmi ces problèmes techniques existe le « tassement » particulièrement dans le cas d'ouvrages très sensibles au tassement différentiel comme les voies ferrées. Afin de parer aux risques engendrés par les tassements et prévoir leur apparition avec précision, l'étude géotechnique doit particulièrement considérer ce phénomène.

Sur le plan théorique, les travaux de Terzaghi sont les plus anciens et les plus utilisés pour cela. Cependant plusieurs spécialistes dans le domaine ont récemment proposé, de nouvelles approches théoriques plus simples afin d'estimer avec précision les tassements de sols ou de remblais.

Malgré le délai très court accordé à ce mémoire, nous proposons dans ce travail une étude bibliographique sur les quelques méthodes théoriques proposées pour l'estimation des tassements de sols. Nous ferons le point sur ces méthodes et leur domaine et limites d'application. Il s'agit de la méthode Hyperbolique, la méthode Asaoka et la nouvelle méthode de Li.

Nous appliquerons ensuite chacune de ces méthodes, avec la méthode de Terzaghi, à l'estimation du tassement final du remblai de 15m de haut au PK245 de la voie ferrée en construction Boughezoul-Msila. Afin de comparer la précision de ces quatre techniques nous referons le même exercice sur des données réelles de tassement d'un remblai routier de la pénétrante de Bejaia.

Dans le premier chapitre de ce mémoire nous présenterons la théorie du tassement telle qu'elle est relayée par différents recueils et livres de référence.

Dans le deuxième chapitre nous ferons un exposé théorique des différentes méthodes d'estimation du tassement que nous comparons à celle de Terzaghi dans ce mémoire.

Dans le troisième chapitre nous présenterons l'étude de cas. Il s'agira du projet de voie ferrée en construction reliant Boughezoul à Msila. Nous y exposerons les données

géotechniques du projet et quelques résultats du travail de fin d'étude que nous avons réalisé sur ce projet. Nous montrerons particulièrement les problèmes de remblais de grande hauteur au PK245 qui risquent de causer des complications plus tard dans la vie et l'exploitation du projet. Nous terminerons ce chapitre par l'application numérique des méthodes indiquées au cas du remblai de étudié.

Le quatrième chapitre sera consacré à une étude numérique comparative entre les 4 méthodes dans le cas du remblai routier expérimental de la pénétrante de Bejaia.

Enfin nous terminerons ce mémoire par une conclusion générale et des perspectives pour mener ce travail d'initiation à la recherche plus loin

1 Théorie et méthodes de calcul de tassement

1.1 Théorie du tassement

Le phénomène de compressibilité des sols est loin d'être instantané, il peut parfois durer des dizaines d'années si la couche compressible est épaisse et sa perméabilité faible.

On appelle ces déformations de sols, verticales vers le bas, « tassement ».

1.2 Amplitude des tassements

Le tassement total d'un sol se compose du tassement primaire S_p , du tassement secondaire (fluage) S_s et du tassement induit par les déplacements latéraux S_{lat} . Le tassement primaire a deux composantes, un tassement élastique immédiat S_i et un tassement différé S_c associé à la consolidation. D'où la formule globale:

$$S_{\infty} = S_p + S_s + S_{lat} = S_i + S_c + S_s + S_{lat} \quad \text{I- 1}$$

Avec :

- S_i : tassement immédiat,
- S_c : tassement de consolidation,
- S_s : tassement secondaire ou de fluage,
- S_{lat} : tassement induit par les déplacements latéraux du sol sous le remblai.

L'étude du tassement en fonction du temps nous donne le couple de variation de la hauteur de l'échantillon en fonction du temps. La première branche représente la consolidation primaire, et la deuxième représente la consolidation secondaire.

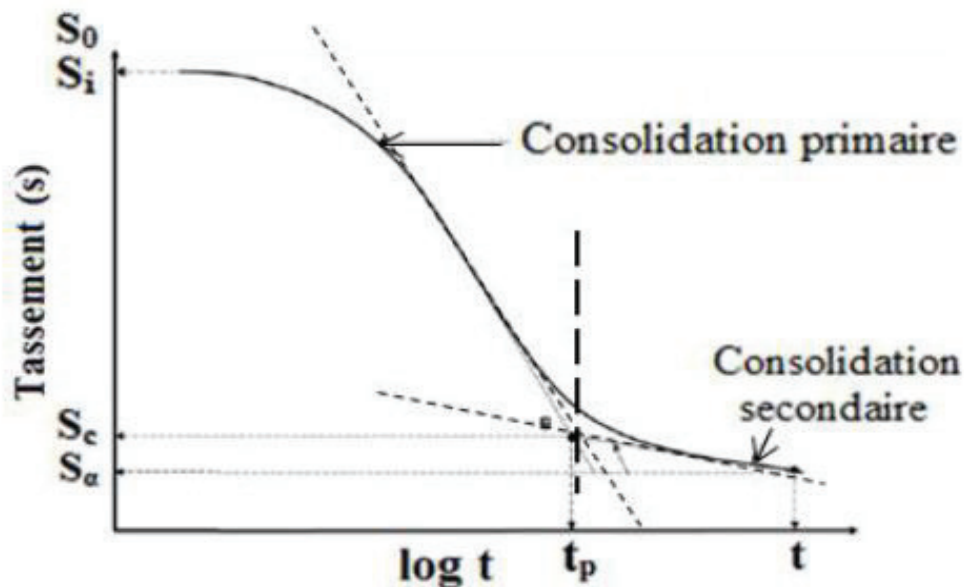


Figure 1.1: Courbe typique de consolidation. (Marion, 2013).

1.3 Tassement primaire

1.3.1 Tassement immédiat

Le chargement du terrain provoque une déformation d'ensemble du massif avant toute consolidation. Le phénomène étant rapide, on peut admettre que la déformation s'opère à volume constant car l'eau n'a pas eu le temps d'être expulsée. Le tassement qui en résulte s'appelle tassement immédiat S_i . Il reste souvent assez faible vis à vis du tassement de consolidation. On peut le calculer en utilisant la formule de Boussinesq. Pour les sols on peut prendre ($\nu = 0,5$) et on peut considérer qu'on a une seule couche compressible saturée.

On calcule le tassement immédiat par l'expression :

$$s_i = \frac{q}{E} BI \quad (\text{Costet \& Sanglerat, 1981}) \quad \text{I- 2}$$

Avec :

- S_i : tassement immédiat,
- q : contrainte verticale appliquée au sol de fondation, méthode de SKEMPTON et BJERRUM (1957),
- B : largeur de la zone chargée,
- I : coefficient d'influence dépendant de la géométrie du remblai et de l'épaisseur du sol compressible,
- E module d'Young, estimée dans notre cas en utilisant E_{oed} par :

$$E = \frac{2}{3} E_{oed}$$

Divers recueils de tables et d'abaques ont été publiés pour la détermination des déformations élastiques des sols de fondation. On présente ici la solution de Giroud (Costet & Sanglerat, 1981) (AKOU, 1995) pour les sols de fondation monocouches. Le tassement de la surface du sol au point M à la distance X de l'axe du remblai se calcule comme suit (avec les notations de la Figure 1.2) jointe à l'abaque. Les valeurs des paramètres sans dimension r_H et $r_{H'}$ sont lues sur l'abaque de la Figure 1.2 en fonction de X/a et H/a pour r_H et de X/a' et H/a' pour $r_{H'}$. Le module de déformation E est le module sécant déterminé dans un essai œdométrique (E_{oed}).

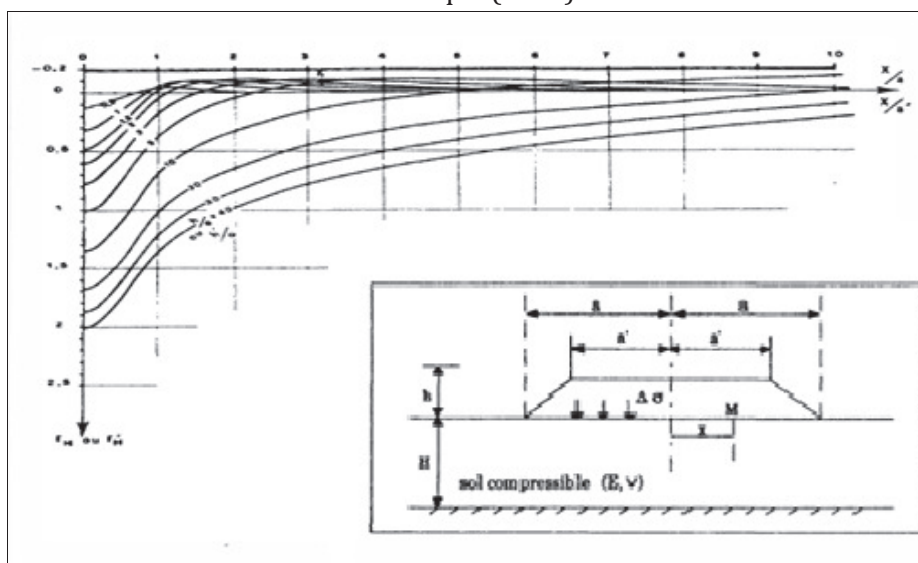


Figure 1.2: Abaque de Giroud pour le calcul du tassement élastique immédiat (Costet & Sanglerat, 1981).

— Détermination du coefficient d'influence I

$$I = \frac{a}{2(a-a')} [r_H - \left(\frac{a'}{a}\right)^2 r'_H] \quad (\text{Costet \& Sanglerat, 1981}) \quad \text{I- 3}$$

L'évolution du tassement de construction (tassement immédiat) en fonction de contraintes, a conduit Leroueil et al. (1985) (AKOU, 1995) à diviser ce tassement s_c en un tassement de reconsolidation s_r et un tassement de distorsion non drainée s_u .

- Le tassement de reconsolidation s_r est calculé au moyen des équations :

$$s_{ri} = \frac{H_i}{1+e_{0i}} C_{si} \log \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{v0i}} \quad \text{I- 4}$$

$$\text{Où} \quad s_{ri} = \frac{H_i * \Delta\sigma_{vi}}{m_{si} * \sigma'_{pi}} \quad \text{I- 5}$$

Et le tassement total sera :

$$s_r = \sum_1^n s_{ri} \quad \text{I- 6}$$

Avec :

- H_i : Epaisseur d'une couche élémentaire de sol,
- e_0 : Indice des vides,
- C_s : Indice de gonflement,
- σ'_{pi} : Contrainte de préconsolidation,
- σ'_{v0} : Contrainte effective verticale initiale,
- $\Delta\sigma_{vi}$: Accroissement de contrainte.

- Le tassement de distorsion, peut être estimé au moyen de la relation empirique :

$$s_u = (0.07 \pm 0.03)(H_r - H_{nr}) \quad (\text{AKOU, 1995}) \quad \text{I- 7}$$

Où

H_{nr} : est la hauteur du remblai au moment où l'argile de fondation passe à l'état normalement consolidé,

H_r : est la hauteur totale du remblai.

1.3.2 Tassement de consolidation

L'application du système de charges crée une pression supplémentaire σ . Au moment de la mise en charge cette pression est reprise intégralement par l'eau interstitielle qui est donc soumise à une surpression ($u = \sigma$). Sous l'action de cette surpression une partie de l'eau s'échappe de la couche compressible permettant ainsi un tassement, la surpression diminue dans l'eau et la différence $(\sigma - u)$ est supportée alors par la pression effective supplémentaire σ' dans les grains à laquelle correspond le tassement constaté.

Le phénomène est poursuivi jusqu'à ce que la surpression soit complètement dissipée, et que la contrainte appliquée soit supportée par le squelette granulaire ($\sigma' = \sigma$), le tassement définitif de consolidation primaire est donc atteint.

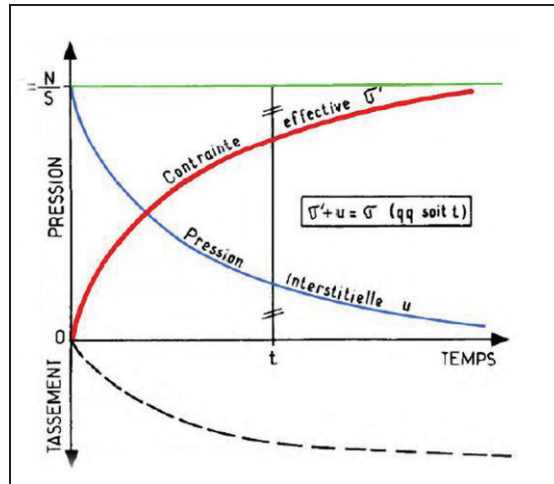


Figure 1.3: Consolidation primaire.

On peut illustrer le phénomène de consolidation primaire à l'aide du modèle analogue de la (Figure 1.4) suivant dans lequel les éléments qui se correspondent sont :

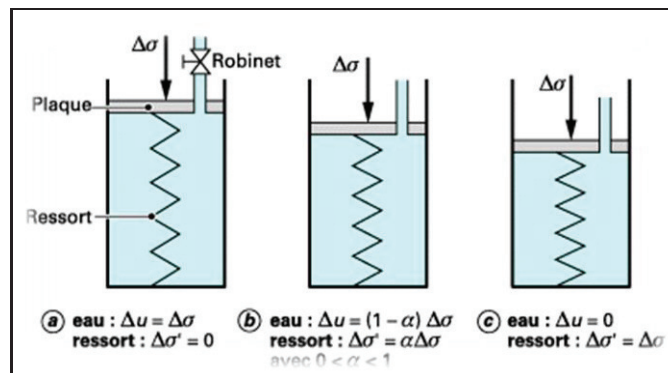


Figure 1.4 Modèle analogue expliquant la consolidation primaire.

(<http://www.techniques-ingenieur.fr/>)

— **Théorie de la consolidation de Terzaghi (1923)**

Cette théorie admet pour le squelette une loi rhéologique simple, l'élasticité linéaire, qui permet d'obtenir une solution mathématique complète. Le modèle analogue correspondant a été décrit ci-dessus (Figure 1.4)

— **Hypothèse**

On considère une couche compressible, d'épaisseur constante notée $H=2h$, comprise entre deux couches de matériaux poreux très perméables : tel que le sable ou le gravier. Les trois couches sont soumises à une surcharge uniformément répartie $\Delta\sigma$, normale à la surface du massif, et appliquée de façon instantanée, constante au cours du temps. (Costet & Sanglerat, 1981)

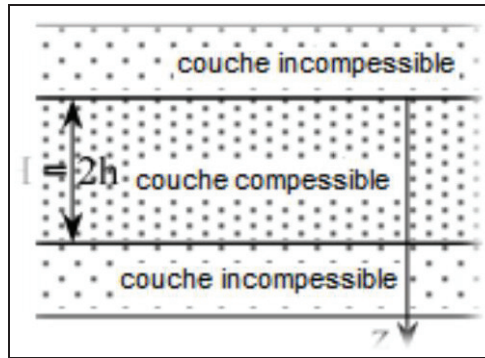


Figure 1.5: Couche compressible en consolidation (Costet & Sanglerat, 1981)

Le problème étant ainsi défini, on voit qu'il s'agit d'un problème de consolidation unidimensionnelle. Les conditions œdométriques sont réalisées (pas de déformation latérale, écoulement uniquement vertical); on prend pour module d'élasticité du squelette le module œdométrique du sol compressible.

On fait les hypothèses suivantes : (Costet & Sanglerat, 1981)

- seule la consolidation primaire est étudiée (absence de compression secondaire).
- la couche de sol compressible est homogène.
- les grains et le fluide sont incompressibles
- la couche compressible est saturée.
- la loi de Darcy est applicable
- le coefficient de perméabilité k est constant (bien que e soit variable)
- la loi rhéologique du squelette (grains solides) est l'élasticité linéaire, module œdométrique $E_{\text{œd}}$ constant (bien que e soit variable)

— **Essai œdométrique**

L'essai œdométrique a pour but de déterminer certains paramètres qui permettent la détermination du comportement de sols. L'essai de compression unidimensionnel au laboratoire est effectué dans une cellule œdométrique.

Le principe de cet essai est de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide, à déformation radiale nulle, et de mesurer la variation Δh de sa hauteur h_0 au cours du temps.

L'éprouvette est drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai Figure 1.6.

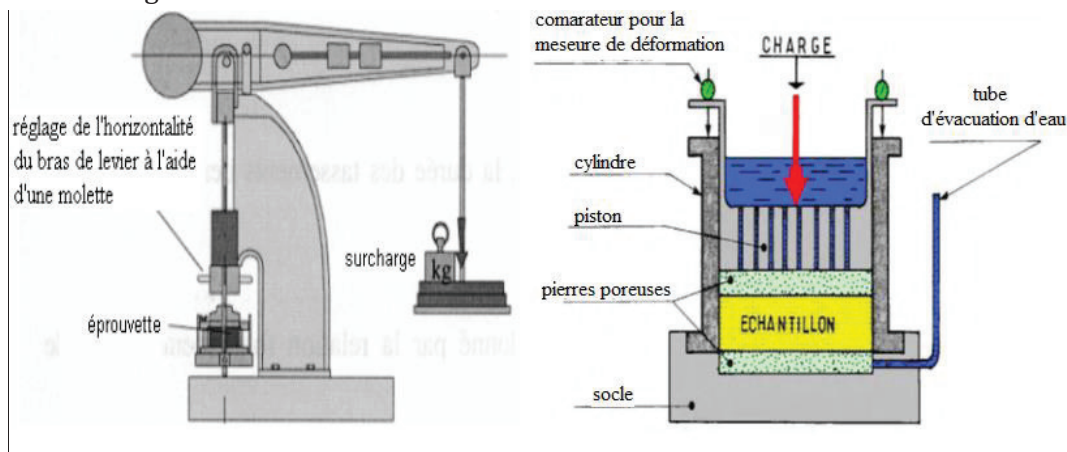


Figure 1.6: Description de l'appareillage (AFNOR, 1997).

— **Courbe œdométrique**

Par convention, l'essai est réalisé en augmentant toutes les 24 heures la pression appliquée à l'éprouvette et l'on admet que la déformation finale sous chaque charge est celle que l'on mesure au bout des 24 heures. On peut alors tracer le diagramme donnant la variation de l'indice des vides e en fonction de la contrainte effective σ_v .

La courbe œdométrique Figure 1.7. peut être caractérisée par quatre paramètres :

- les coordonnées du point P (pression de pré consolidation et indice des vides correspondant e_p).
- la pente de la partie initiale de la courbe Cs appelée indice de gonflement (Cs est aussi appelé indice de recompression, pour le distinguer des paramètres caractérisant le comportement des sols gonflants).
- la pente de la partie finale de la courbe Cc appelée indice de compression.

Pour définir complètement la déformabilité du sol, il faut indiquer aussi son état initial (σ'_{v0} , e_0). La donnée de l'indice des vides initial rend inutile celle de l'indice des vides e_p correspondant à la pression de pré consolidation. Les cinq paramètres de compressibilité utilisés en pratique sont donc :

$$e_0, \sigma'_v, C_s, \text{ et } C_c, \sigma'_p.$$

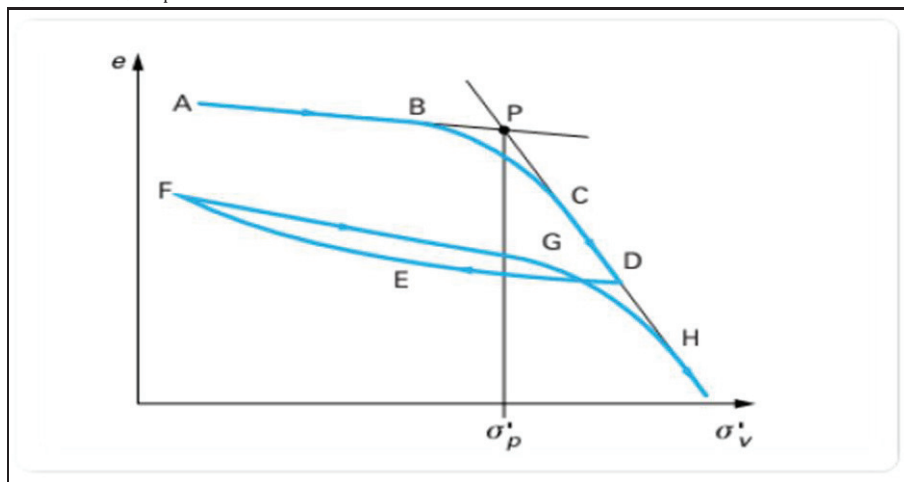


Figure 1.7: Courbe œdométrique. (AFNOR, 1997).

— **Calcul du tassement de consolidation**

Par manque de méthodes de calcul des tassements des remblais sur sols compressibles dans le cas bidimensionnel, le tassement primaire est déduit du tassement œdométrique S_{oed} moyennant l'application d'un coefficient correcteur μ introduit par SKEMPTON et BJERRAM (AKOU, 1995) (Costet & Sanglerat, 1981).

$$S_c = \mu S_{oed} \quad \text{(Costet \& Sanglerat, 1981)} \quad \text{I- 8}$$

Ce coefficient permet de prendre en compte l'influence des déformations latérales sur le tassement final, omise par la méthode œdométrique unidimensionnelle. Il est déterminé à l'aide d'un abaque qui dépend de rapport H/B et l'état de consolidation du sol support Figure 1.8 :

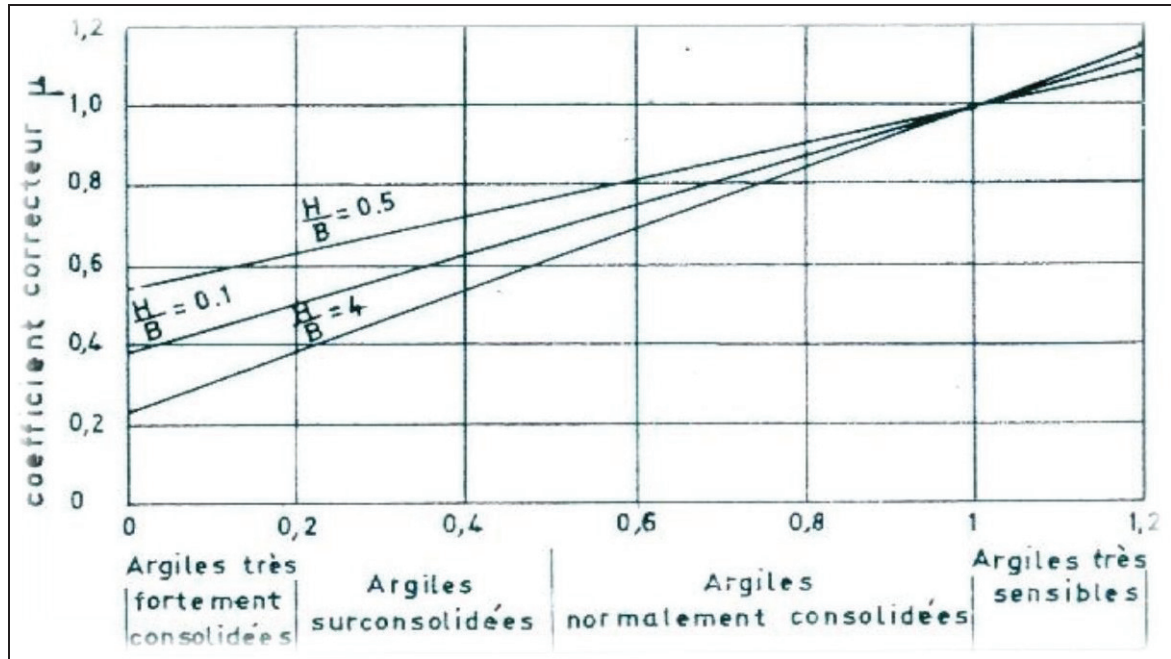


Figure 1.8: Correction du tassement de consolidation de SKEMPTON et BJERRUM (Costet & Sanglerat, 1981)

La méthode œdométrique se résume comme suit : le massif compressible est assimilé à un assemblage de couches horizontales élémentaires relativement homogènes pour lesquelles on calcule les tassements résultant des pressions appliquées au niveau de chaque couche. La sommation des tassements partiels permet d'obtenir le tassement total du massif. Le tassement de chaque couche i d'épaisseur H_i est calculé au moyen des équations suivantes (Costet & Sanglerat, 1981) (Léreau, 2005) :

- Sol normalement consolidé

Le tassement de consolidation S_c se calcule pour la zone de compression vierge. Selon la courbe effort-déformation utilisée, on exprime le tassement de consolidation par la formule suivante (Léreau, 2005) (Costet & Sanglerat, 1981):

$$s_c = c_{ci} \frac{H_i}{1+e_{0i}} \log\left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_i}{\sigma'_{pi}}\right) \quad \text{I- 9}$$

- Sol surconsolidée

On peut avoir deux cas :

1^{er} cas : $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_i \leq \sigma'_p$

$$s_c = c_{si} \frac{H_i}{1+e_{0i}} \log\left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_i}\right) \quad \text{I- 10}$$

2^{ème} cas : $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_i \geq \sigma'_p$

$$s_c = c_s \frac{H_i}{1+e_{0i}} \log\left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i}}\right) + c_{ci} \frac{H_i}{1+e_{0i}} \log\left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_i}{\sigma'_{pi}}\right) \quad \text{I- 11}$$

Avec :

- $\Delta\sigma_i$: La contrainte due au remblai et à la surcharge ferroviaire dans la couche i sur l'axe de remblai,
- σ'_{v0} : Contrainte effective due au poids des terres dans la couche i sur l'axe de remblai,
- σ'_p : Contrainte de préconsolidation dans la couche i.

Les paramètres de compressibilité sont déterminés par un essai œdométrique conventionnel.

Le calcul de l'accroissement de la contrainte effective (σ'_{v0i}), dans l'axe du remblai est effectué dans la pratique courante au moyen de l'abaque d'Osterberg (1957). Ce dernier, établi dans le cadre de la théorie de l'élasticité, à partir des formules de Boussinesq, donne le coefficient d'influence I en fonction des paramètres a/z et b/z. (AKOU, 1995)

$$\Delta\sigma_{zi} = 2 * I * \Delta\sigma \quad \text{I- 12}$$

I est un nombre sans dimension, inférieur à 1, appelé coefficient d'influence. Il est en fonction de :

- la profondeur z,
- la forme et de la dimension de l'aire chargée,
- l'écartement du point A considéré par rapport au centre de gravité de l'aire chargée

Le coefficient I d'influence peut être aussi déterminé par la formule suivante, établie par Osterberg (1957) avec les notations de la Figure 1.9.

$$I = \frac{1}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b}{a} \alpha_2 \right] \quad \text{I- 13}$$

Avec :

$$\alpha_1 = \arctan \left(\frac{a+b}{z} \right) - \arctan \left(\frac{b}{z} \right)$$

$$\alpha_2 = \arctan \left(\frac{b}{z} \right)$$

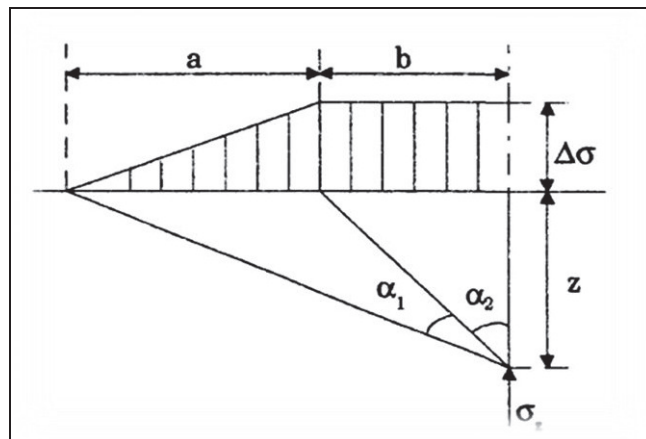


Figure 1.9: Notations utilisées dans l'abaque et la formule d'Osterberg (1957).

1.3.3 Tassement de fluage

La viscosité du squelette du sol se traduit par des déformations différées dites de fluage. Elles sont définies comme étant des déformations du sol sous contrainte effective constante. À l'échelle intergranulaire, ces déformations peuvent aussi être attribuées à la modification graduelle des forces de frottement au sein du matériau, à la déformation plastique de l'eau adsorbée et à la réorientation de la structure granulaire provoquée par les contraintes de cisaillement résultant de la consolidation primaire.

Buisman (1936) fut l'un des premiers à établir une relation expérimentale qui exprime la variation de l'indice des vides proportionnellement au logarithme du temps avec un coefficient de fluage. Sous l'influence des travaux de Taylor (1942), Bjerrum (1967) a proposé une représentation du fluage sous forme d'un réseau de courbes parallèles appelées "lignes de temps". Par la suite, cette représentation a été généralisée par Lepidas et Magnan (1987) au cas des déformations planes en s'appuyant sur les résultats des études expérimentales de Tavenas et Leroueil (1977) à l'université Laval de Québec. L'explication du fluage, en liaison avec le modèle rhéologique MELANIE (Magnan, 1987).

Selon la méthode de BUISMAN et KOPPEJAN (1948), la plus grande partie de ce tassement se produit après la fin de la consolidation, pour un temps t supérieur à t_{100} Figure 1.10. Cette méthode permet de calculer ce tassement par l'équation :

$$s_s = c_\alpha H \log\left(\frac{t}{t_{100}}\right) \quad (\text{AKOU, 1995}) \quad \text{I- 14}$$

Avec :

t_{100} : Temps correspondant à la fin de la consolidation primaire,

C_α : Coefficient de fluage,

H : Épaisseur de la couche compressible.

$$t = 2 * t_{100}$$

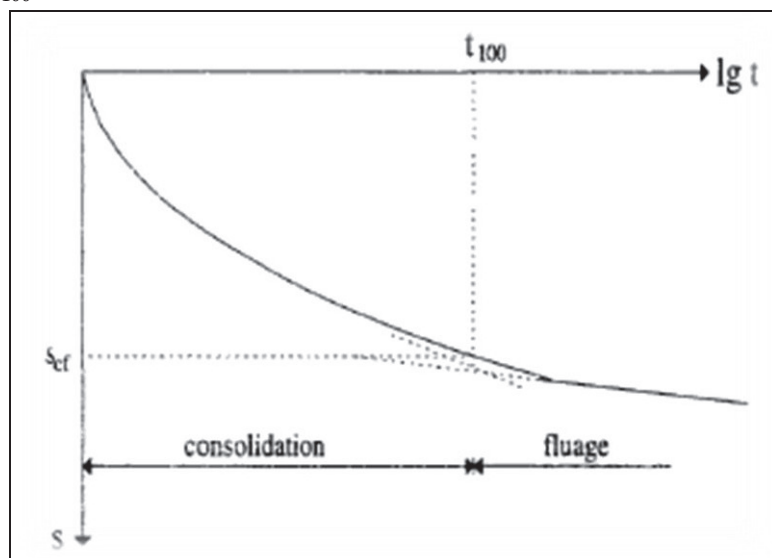


Figure 1.10: Evolution des tassements au cours du temps (AKOU, 1995)

Le fluage d'un matériau est défini comme sa déformation au cours du temps lorsqu'il est soumis à un état de contrainte constant. Dans le cas des sols saturés, il est

généralement admis qu'il s'agit de l'état des contraintes effectives. A la fin de la dissipation des surpressions interstitielles, le sol continue à se déformer à cause d'un processus visqueux, lié à la nature des contacts entre les particules adjacentes et provoquant un réarrangement entre ces particules, tout en diminuant l'indice des vides : c'est le phénomène de consolidation secondaire lié au fluage du sol.

Selon (Olson, 2003) « *Leroueil et al. ont expliqué que, contrairement à ce qui est écrit dans de nombreux manuels, il y a déformation volumique du sol durant la consolidation secondaire, et donc écoulement d'eau. Par conséquent, conformément à la loi de Darcy, il doit exister des surpressions interstitielles, même si elles sont trop faibles pour être mesurées dans les essais de laboratoire (sur le terrain, des surpressions de plusieurs dizaines de kilo pascals ont été mesurées sur différents sites).*

Le coefficient de compression, Secondaire C_α a été très souvent employé. Le coefficient C_α peut être défini la variation de l'indice des vides, e , avec le temps t à échelle logarithmique pour un incrément donné décharge » :

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log \frac{t_2}{t_1}} \quad (\text{Olson, 2003}) \quad \text{I- 15}$$

C_α : représente la pente de la courbe e ($\log(t)$) Figure 1.11

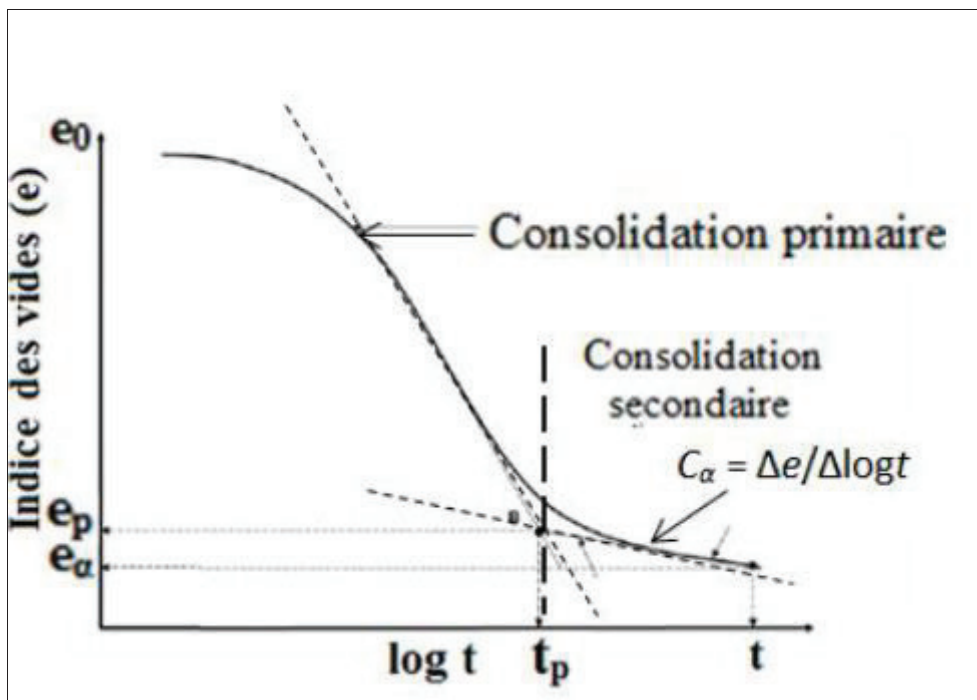


Figure 1.11: Le coefficient de compression secondaire C_α . (Marion, 2013)

— **Corrélation sur le coefficient de compression secondaire**

D'après (Jain, 2010) nous pouvons écrire les différentes corrélations concernant le coefficient de compression secondaire comme suit :

- Tsukada et Yasuhara ont proposé une corrélation reliant l'indice des vides avec le coefficient de compression secondaire.

$$C_\alpha = 0.0145 * e_0^{1.555} \quad \text{I- 16}$$

e_0 :l'indice de vide initial.

- Mesri et Godlewski, ont cependant montré que $C\alpha$ était corrélé à l'indice de compression C_c par la relation simple :

$$\frac{c_\alpha}{c_c} = 0.04 \quad \text{I- 17}$$

Cette relation s'applique à une grande variété de matériaux allant des argiles molles aux argiles raides et aux sables bitumineux. Il est bon de noter que le rapport $C\alpha/C_c$ est légèrement plus élevé et de l'ordre de 0,06 pour les argiles molles fortement organiques.

$$C\alpha = 0.05 C_c \quad \text{I- 18}$$

Coefficient de compression secondaire $C\alpha(\%)$	compression secondaire
<2	Très lent
0.4	Lent
0.8	Moyen
1.6	Haute
3.2	Très haute
6.4	Extrêmement haute

Tableau 1.1: Classification de sol selon la compressibilité secondaire. (Jain, 2010).

1.3.4 Tassement dû aux déplacements latéraux

D'après (AKOU, 1995), en l'état actuel des connaissances, il n'existe pas de méthode de calcul analytique pour la détermination de ce terme. Toutefois, on peut utiliser les résultats de BOURGES et MIEUSSENS sur les déplacements latéraux sous les remblais, qui permettent de convertir le volume correspondant à ces déplacements en un tassement supplémentaire du sol Figure 1.12

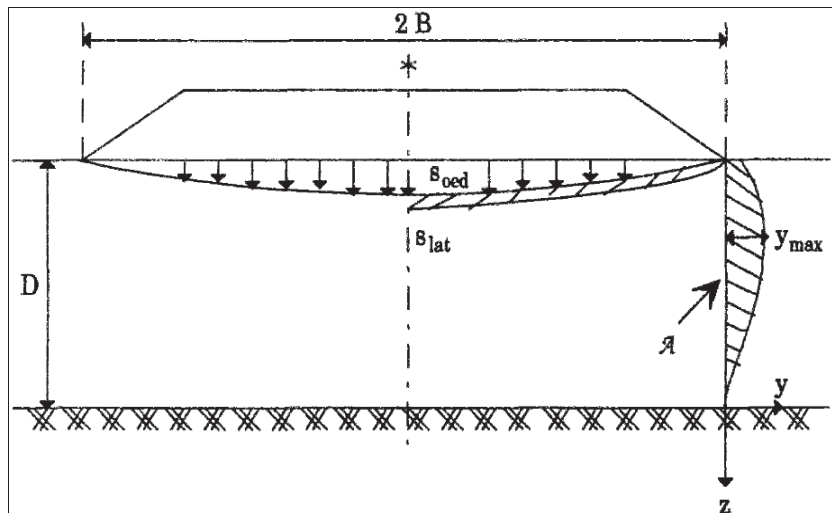


Figure 1.12: Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux. (AKOU, 1995)

$$\text{Aire } A = \int y \, dx = 0.68 D y_{\max} = 0.11 D S_{\text{oed}} \quad \text{I- 19}$$

$$Y_{\max} = 0.16 S_{\text{oed}}$$

$$s_{\text{lat}} = 0.11 \frac{D}{B} S_{\text{oed}} \quad \text{I- 20}$$

Avec :

D : hauteur totale de la couche compressible

B : demi-largeur du remblai

S_{oed} : tassement œdométrique (tassement primaire sans correction avec μ)

Le calcul de la déformée libre du sol $G(Z)$ est effectué par une méthode empirique proposée par Bourges, Mieussens et Tavenas et al. Suite à une analyse détaillée des observations des déplacements latéraux mesurés en pied de remblai sur de nombreux sites de sols compressibles. Cette méthode de prévision, dont le principe est décrit ci-après, permet de déterminer d'une part la géométrie de la déformée horizontale et d'autre part l'évolution temporelle de l'amplitude maximale du déplacement horizontal ($g_{\max,t}$). Indépendamment de la position de l'inclinomètre par rapport au pied du remblai (Figure 1.13.a) et en fonction de la nature des sols rencontrés, trois types de courbes ont été proposés pour la déformée libre du sol (Figure 1.13.b), en fonction des considérations suivantes (AKOU, 1995) :

Courbe I : lorsque l'on dispose de peu de données sur le sol ;

Courbe II : lorsque la couche molle est normalement consolidée sans couche surconsolidée en surface ;

Courbe III : lorsque la couche de surface est moins déformable que les couches profondes.

L'épaisseur de cette couche doit représenter 25 à 30 % de l'épaisseur totale de sol compressible.

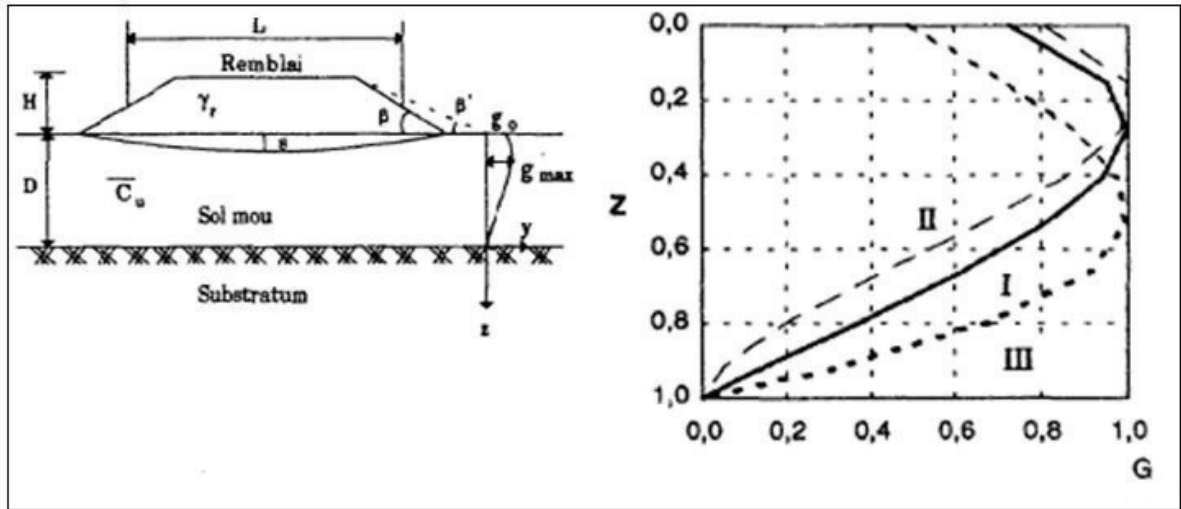


Figure 1.13.a : Définition des paramètres. Figure 1.13.b : Déformées adimensionnelles
Figure 1.13: Méthode de calcul des déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles (AKOU, 1995).

Avec :

$$G_t(Z) = \frac{g_t(z)}{g_{\max,t}} \quad \text{I- 21}$$

$$\text{et } Z = \frac{z}{D}$$

Les équations de chacune de ces déformées types sont les suivantes :

$$\text{Courbe I : } G = 1.83z^3 - 4.69z^2 + 2.13z + 0.73 \quad \text{I- 22.}$$

$$\text{Courbe II : } G = 3.42z^3 - 6.37z^2 + 2.14z + 0.81 \quad \text{I- 23}$$

$$\text{Courbe III : } G = -2z^3 + 1.5z + 0.5 \quad \text{I- 24.}$$

La valeur du déplacement horizontal maximal en fin de construction est estimée au moyen de l'abaque de la figure 1.14. Connaissant le coefficient de sécurité et le paramètre m qui caractérise la position du pieu, on peut déterminer le déplacement maximal. $g_{\max,t} = \lambda \cdot D$

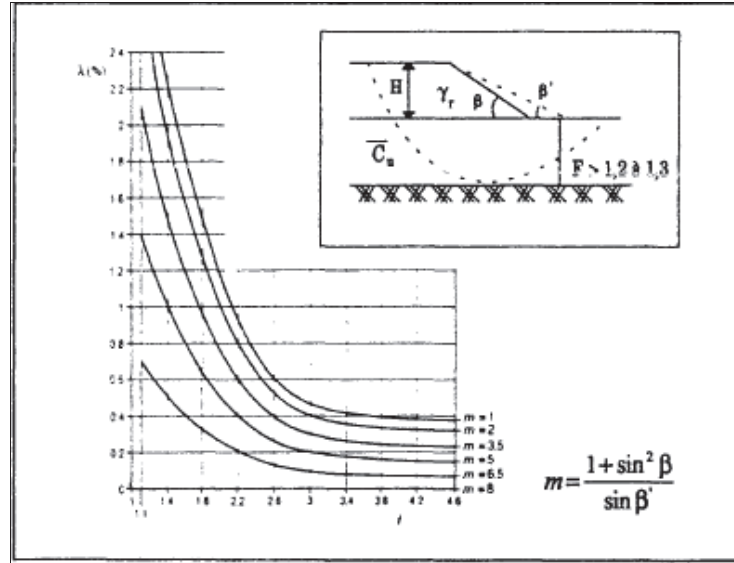


Figure 1.14 : *Abaque de détermination de déplacement horizontal X en fonction de coefficient de sécurité F et de position de pieu m (AKOU, 1995)*

Par contre, la valeur du déplacement maximal différé est reliée au tassement dans l'axe du remblai par la relation :

$$g_{\max,t} = \Gamma \Delta s_t \quad \text{I- 25}$$

Avec :

$$\Delta s_t = s_t - s_0$$

s_t : tassement à l'instant t dans l'axe du remblai ;

s_0 : tassement total, à la fin de la construction ;

Γ : coefficient dépendant de la pente du talus et de la position de l'inclinomètre par rapport au pied du talus.

Le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t, qui est la somme de ces deux termes, vaut donc :

$$g_{\max,t} = g_{\max,0} + \Delta g_{\max,t} \quad \text{I- 26}$$

La relation I-24 permet de calculer le déplacement horizontal maximal du sol final, en faisant tendre vers l'infini le deuxième terme. C'est cette quantité qui sera utilisée pour la détermination de la fonction $g(Z)$, qui sert par exemple pour le calcul des pieux soumis aux poussées latérales du sol :

$$g_{\max,\infty} = g_{\max,0} + \Delta g_{\max,\infty} \quad \text{I- 27}$$

Avec :

$$- \Delta g_{\max,\infty} = \Gamma \Delta s_\infty$$

$$- \Delta s_\infty = s_\infty - s_0$$

s_∞ : Tassement final pour t tendant vers l'infini.

Toujours selon Akou (1995) une seconde méthode de prévision approchée des déplacements horizontaux a été proposée par (Magnan, 1987). Cette méthode découle d'une étude paramétrique des déplacements horizontaux des sols mous sous les remblais pendant la construction au moyen du code de calcul par éléments finis

ROSALIE - Groupe 9. Après comparaison du fuseau moyen des déplacements horizontaux en pied et en crête de talus avec les courbes types proposées par Bourges et Mieussens, ces auteurs ont constaté que l'allure générale de la déformée obtenue par l'étude paramétrique est en assez bon accord avec les courbes types C₁ et C₃. Une courbe moyenne C (figure 1.15) caractérisant le fuseau a été proposée, d'équation (AKOU, 1995)

$$y(z/D)/y_{\max} = 1.43(z/D)^3 - 4.62(z/D)^2 + 2.59(z/D) + 0.6 \quad \text{I- 28}$$

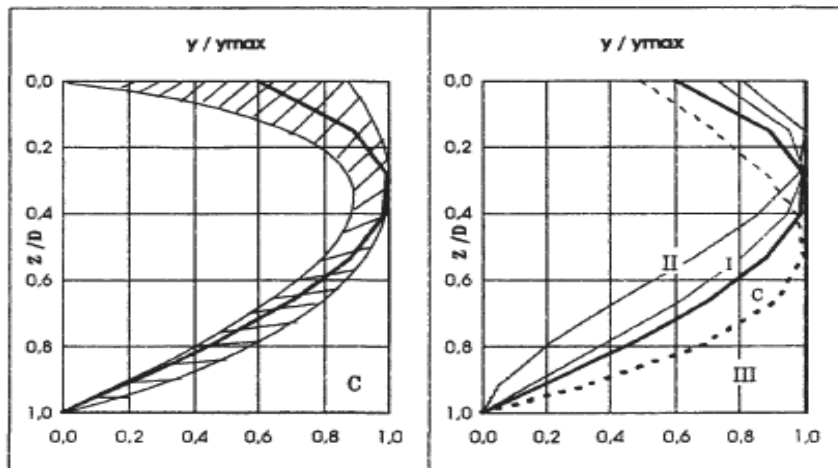


Figure 1.15: Déformées horizontales du sol en bord de remblai ; fuseau des calculs, courbe moyenne C et courbe C₁, C₂ et C₃ de Bourges et Mieussens (AKOU, 1995)

1.4 La vitesse et le temps de tassement

La perméabilité des sols fins est faible et l'écoulement de l'eau à travers les interstices du sol ne s'effectue pas instantanément. Par conséquent, les contraintes produites par la charge du remblai sont reprises à court terme par l'eau qui est mise en pression. Cette eau s'écoule alors progressivement vers les surfaces drainantes où la pression de l'eau est plus faible.

Simultanément, la pression de l'eau interstitielle diminue et les contraintes effectives supportées par le squelette augmentent : c'est le phénomène de consolidation tel qu'il est décrit par la théorie de TERZAGHI (1925). L'analyse du phénomène de consolidation permet de calculer les vitesses de tassement.

La prévision de la vitesse de tassement peut être effectuée à l'aide d'abaques, de programmes de calcul ou par extrapolation des mesures faites sur un remblai d'essai ou un autre ouvrage voisin

Le temps de consolidation, selon TERZAGHI (1925), correspond au temps t nécessaire pour atteindre le tassement final (S_∞), qui est relié au tassement S_t à l'instant t par l'intermédiaire d'un coefficient dit "degré de consolidation" et noté U_v (U_v est parfois appelé degré de tassement et noté U_s)

$$S_t = U_v S_{\infty} \quad (\text{Costet \& Sanglerat, 1981}) \quad \text{I- 29}$$

1.4.1 Degré de consolidation moyen

Le tassement élémentaire à l'instant t d'un élément de sol d'épaisseur dz soumis à un chargement oedométrique est donné par l'expression:

$$ds_t = \frac{\Delta\sigma'_{(t,z)}}{E_{oed}} dz \quad \text{I- 30}$$

Le tassement d'une couche d'épaisseur 2h à l'instant t est donc égal à :

$$s_t = \int_0^{2h} \frac{\Delta\sigma'_{(t,z)}}{E_{oed}} dz \quad \text{I-31}$$

Avec:

- E_{oed} : module oedométrique constant

On a $(\sigma' = \sigma_c - u) \quad \text{I- 32}$

Et le tassement final est donné par: $s_c = \frac{1}{E_{oed}} \int_0^{2h} \Delta\sigma_c dz \quad \text{I-33}$

On peut alors écrire $s_t = s_c = \frac{1}{E_{oed}} \int_0^{2h} \Delta u_{(t,z)} dz \quad \text{I- 34}$

On appelle le degré de consolidation moyen d'une couche compressible le rapport de tassement S_t au temps t au tassement final de consolidation S_c donc :

$$U(t) = 1 - \frac{\int_0^{2h} \Delta u_{(t,z)} dz}{2h \sigma_c} \quad (\text{Costet \& Sanglerat, 1981}) \quad \text{I- 35}$$

Facteur temps T_v et degré de consolidation U

Divers valeurs de cette fonction $U(T_v)$ sont données dans le tableau suivant :

T_v	U	T_v	U	T_v	U
0.02	0.160	0.3	0.613	0.8	0.887
0.06	0.276	0.4	0.697	0.9	0.912
0.10	0.356	0.5	0.764	1	0.931
0.15	0.437	0.6	0.816	2	0.994
0.20	0.504	0.7	0.856	∞	1.000

Tableau 1.2: Tableau de la fonction $U(T_v)$. (Costet & Sanglerat, 1981)

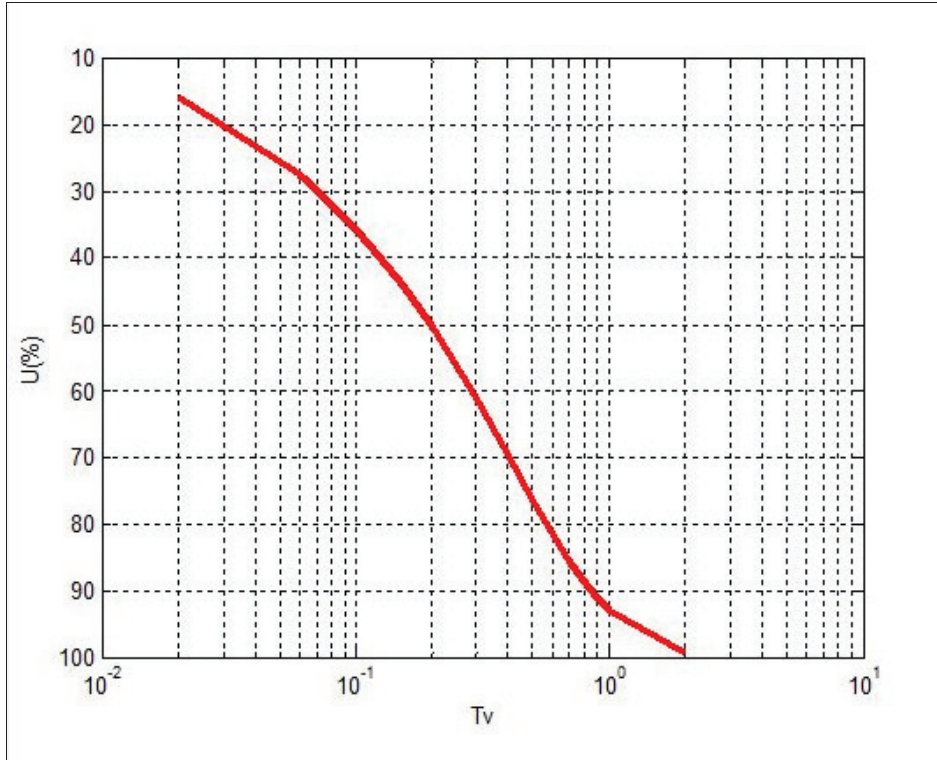


Figure 1.16: Fonction $U=f(T_v)$.

Dans la pratique il est également intéressant de connaître la fonction inverse $T_v(U)$. Le tableau suivant indique quelques valeurs de cette fonction :

U	10%	20%	30%	40%	60%
T_v	0.008	0.031	0.071	0.127	0.289

Tableau 1.3: Tableau de la fonction $T_v(U)$. (Costet & Sanglerat, 1981)

Une autre expression algébrique approchée valable pour toutes les valeurs de T_v :

$$U = \sqrt[6]{\frac{T_v^3}{T_v^3 + 0.5}} \tag{I- 36}$$

Cette expression ne conduit pas à des erreurs supérieures à 1%. (Costet & Sanglerat, 1981).

Terzaghi de son côté a donné une expression approchée plus simple lorsque T_v est comprise entre 0 et 0.2 U et inférieure à 0.5:

$$T_v = \frac{\pi}{4} U^2 \tag{I- 37}$$

C'est-à-dire :
$$U = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sqrt{T_v} \tag{I- 38}$$

Soit :
$$U = 1.128 \sqrt{T_v} . \tag{I- 39}$$

1.4.2 Équation de consolidation

D'après Costet et al. (1981) on considère dans la couche d'argile, une surface horizontale de cote Z et de superficie égale à l'unité. La pression de l'eau sur cette surface est égale à une constante près ($u - Z \gamma_w$) son altitude est Z sa charge hydraulique

est (u/γ_w) à une constante près. Si l'écoulement est dirigé dans le sens des Z croissants le gradient hydraulique est $-\frac{1}{\gamma_w} * \partial u / \partial z$ et le débit qui traverse cette surface :

$$\mathbf{q} = -\frac{\mathbf{k}}{\gamma_w} * \partial \mathbf{u} / \partial \mathbf{z} \quad \text{I- 40}$$

Avec :

- γ_w : Poids volumique de l'eau ;
- K : perméabilité.

Pour un volume parallélépipédique de hauteur dz limité par deux surfaces horizontales de cote z et (z+ dz), les débits qui traversent ces deux surfaces sont q et (q+ dq), et la quantité d'eau expulsée hors du parallélépipède pendant le temps dt est:

$$\mathbf{dq} \cdot \mathbf{dt} = \frac{\partial \mathbf{q}}{\partial \mathbf{z}} \cdot \mathbf{dz} \cdot \mathbf{dt} = -\mathbf{k} \left(\frac{\partial^2(\mathbf{u})}{\gamma_w * \partial \mathbf{z}^2} \right) \mathbf{dz} \cdot \mathbf{dt} \quad \text{I- 41}$$

Lorsque l'écoulement est dirigé dans le sens z décroissant on a :

$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{k}}{\gamma_w} \cdot \left(\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{z}} \right) \quad \text{I- 42}$$

Mais la quantité d'eau expulsée pendant le temps dt est alors égal à -dq dt et l'on retrouve la même expression. Il suffit de considérer le débit comme une quantité algébrique pour démontrer la formule en toute généralité sans se préoccuper du sens d'écoulement qui peut dans certain cas ne pas être la même à travers des deux surfaces.

Cette quantité d'eau expulsée correspond à la diminution par le tassement du volume parallélépipédique :

$$\frac{\mathbf{d}\sigma'}{\mathbf{E}_{oed}} \mathbf{dz} = \frac{1}{\mathbf{E}_{oed}} \frac{\partial \sigma'}{\partial \mathbf{t}} \mathbf{dt} \mathbf{dz} = -\frac{1}{\mathbf{E}_{oed}} \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{t}} \mathbf{dt} \mathbf{dz} \quad \text{I- 43}$$

On a finalement:
$$\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{t}} = \frac{\mathbf{k} * \mathbf{E}_{oed}}{\gamma_w} \frac{\partial^2(\mathbf{u})}{\partial \mathbf{z}^2} = \mathbf{c}_v * \frac{\partial^2(\mathbf{u})}{\partial \mathbf{z}^2} \quad \text{I- 44}$$

En posant :
$$\mathbf{c}_v = \frac{\mathbf{k} * \mathbf{E}_{oed}}{\gamma_w} \quad (\text{Costet \& Sanglerat, 1981}) \quad \text{I- 45}$$

Pour déterminer complètement le problème, il est à associer à cette équation aux dérivées partielles deux conditions aux limites et une condition initiale : $u(t, 0) = u(t, 2h)$ conditions aux limites sur les deux surfaces limitant la couche compressible, la surpression est nulle puisque le matériau adjacent est parfaitement perméable.

- $u(0, z) = \sigma_c$ condition initiale (à l'instant 0 on a vu que $(u = \sigma_c)$).

- $$\begin{cases} \mathbf{U}(t, 0) = \mathbf{U}(t, 2h) = 0 \\ \mathbf{U}(0, z) = \sigma_c. \end{cases}$$

La solution du problème donne :
$$u(t, z) = \sum_1^{\infty} \mathbf{A}_m \mathbf{e}^{-\frac{m^2 \pi^2 c_v t}{4h^2}} \cdot \sin \frac{m\pi z}{2h} \quad \text{I- 46}$$

Et
$$u(0, z) = \sum_1^{\infty} \mathbf{A}_m \cdot \sin \frac{m\pi z}{2h} = \sigma_c \quad \text{I- 47}$$

C'est un problème bien connu de développement en série de fourrier, on trouve :

$$A_m = \frac{2\sigma_c}{m\pi} (1 - \cos(m\pi)). \quad \text{I- 48}$$

On en déduit : $u = \sigma_c \frac{4}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{2m-1} e^{-\frac{(2m-1)^2 \pi^2 c_v t}{4h^2}} \cdot \sin \frac{(2m-1)\pi z}{2h}$. I- 49

Et par suit : $u = 1 - \frac{8}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{2m-1} A_m e^{-\frac{(2m-1)^2 \pi^2 c_v t}{4h^2}}$. I- 50

On peut remplacer le temps t, par une nouvelle variable sans dimension Tv, cette variable est appelée le facteur temps:

$$T_v = \frac{c_v}{h^2} \cdot t \quad \text{I-51}$$

Alors

$$T_v = \frac{kE_{oed}}{\gamma_{\omega} h^2} \cdot t \quad (\text{Costet \& Sanglerat, 1981}) \quad \text{I- 52}$$

1.5 Détermination expérimentale du coefficient de consolidation Cv

Ce coefficient figure dans l'équation différentielle de consolidation et dans la définition du facteur temps. En réalité, le coefficient de consolidation dépend du rapport d'augmentation de la charge, du niveau de la contrainte appliquée, qu'elle excède ou non la contrainte de pré-consolidation. Expérimentalement, le calcul de Cv est basé sur l'expression.I-45

En posant : $C_v = \frac{k \cdot E_{oed}}{\gamma_{\omega}}$ I- 45

Il existe deux méthodes graphiques associées à un essai oedométrique classique

1.5.1 Méthode de Taylor :

On considère l'espace $(S(t), \sqrt{t})$. La méthode consiste à déterminer S_{90} et t_{90} correspondant à 90% de consolidation. Pour cela, on suit les étapes ci-dessous Figure 1.17:

- On trace la droite D_1 tangente à la partie initiale 1 de la courbe $S(t)$ avec l'axe S.
- l'intersection de la droite D_1 avec l'axe S donne S_c .
- à partir de S_c , on trace une deuxième droite D_2 dont les abscisses sont égales à 1,15 fois les abscisses de D_1 .
- l'intersection de la droite D_2 avec la courbe $S(\sqrt{t})$ correspond à (S_{90}, t_{90}) .

On applique la formule $T_v = \frac{c_v}{h^2} t$ en utilisant $T = 0,848$ associés à $U_{moy} = 90\%$, $H_{dr} = (H_{dr})_{moy}$.

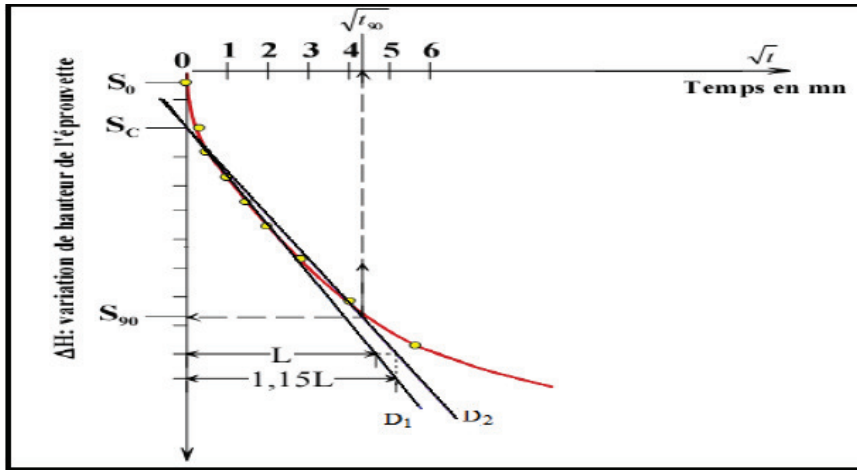


Figure 1.17: Méthode de Taylor pour le calcul de Cv. (AFNOR, 1997)

1.5.2 Méthode de Casagrande

On considère l'espace $(S(t), \log(t))$, où $S(t)$ représente la lecture micrométrique de la variation de la hauteur de l'échantillon en fonction du temps t . La méthode consiste à déterminer S_{50} et t_{50} correspondant à 50 % de consolidation. Pour cela, on suit les étapes ci-dessous Figure 1.18:

- On trace les tangentes aux deux branches linéaires de la courbe ;
- on détermine le point t_p (t_{100}, S_{100}) défini par l'intersection des deux tangentes. Il définit le temps de la fin de consolidation primaire t_{100} correspondant à $U=100\%$.
- on choisit deux temps t_1 et t_2 quelconques mais dans un rapport de 1 à 4 ($t_2 = 4t_1$) et on prend leurs lectures micrométriques S_1 et S_2 ;
- on reporte au-dessus de S_1 la distance égale à $S_1 - S_2$, On définit ainsi la lecture initiale : $S_0 = S_1 - (S_2 - S_1)$;
- on recommence le procédé pour plusieurs valeurs de t pour obtenir une valeur moyenne de S_0 aussi exacte que possible : $S_0 = S_2 - (S_3 - S_2)$;
- on calcule alors : $S_{50} = (S_{100} - S_0)/2$, d'où l'on détermine t_{50} .
- on calcule Cv d'après la formule: $C_v = \frac{0.197 \cdot h^2}{t_{50}}$

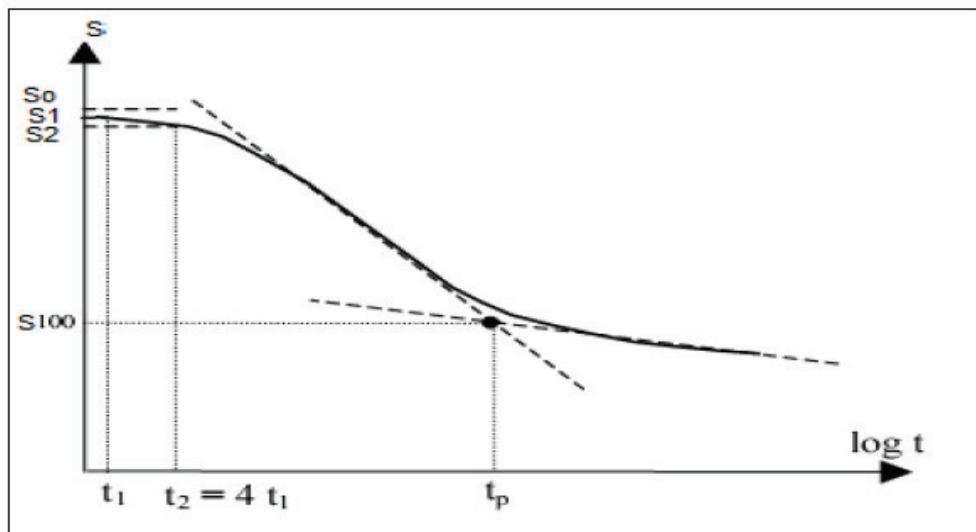


Figure 1.18: Méthode de Casagrande pour le calcul de Cv (AFNOR, 1997)

2 Les nouvelles méthodes théoriques proposées

3.1 Méthode Hyperbolique

D'après Tan et Chew (1996) la méthode hyperbolique est une technique qui trouve ses origines dans la méthode rectangulaire d'ajustement hyperbolique proposée par Sridharan et al. (1981, 1987). Elle permet d'obtenir le coefficient de consolidation C_v à partir d'essais œdométriques en ajustant les résultats de consolidation de laboratoire au segment linéaire entre les points U_{60} et U_{90} de la courbe hyperbolique théorique T_v/U_v vs T_v . Selon Tan et Chew (1996), dans la théorie de consolidation de Terzaghi (1925), il y a un graphe unique exprimant le degré moyen de consolidation en fonction du temps $U_v=f(T_s)$. Le graphe reliant T_v/U_v et T_v (figure 2.1 a) montre une première partie concave jusqu'à U_{60} , suivie d'un segment linéaire entre U_{60} et U_{90} . Cette partie linéaire peut s'écrire sous forme d'équation d'une hyperbole rectangulaire :

$$\frac{T_v}{U} = \alpha T_v + \beta \quad \text{II- 1}$$

Où

α : la pente du segment de droite

β : la valeur à l'origine de la courbe hyperbolique.

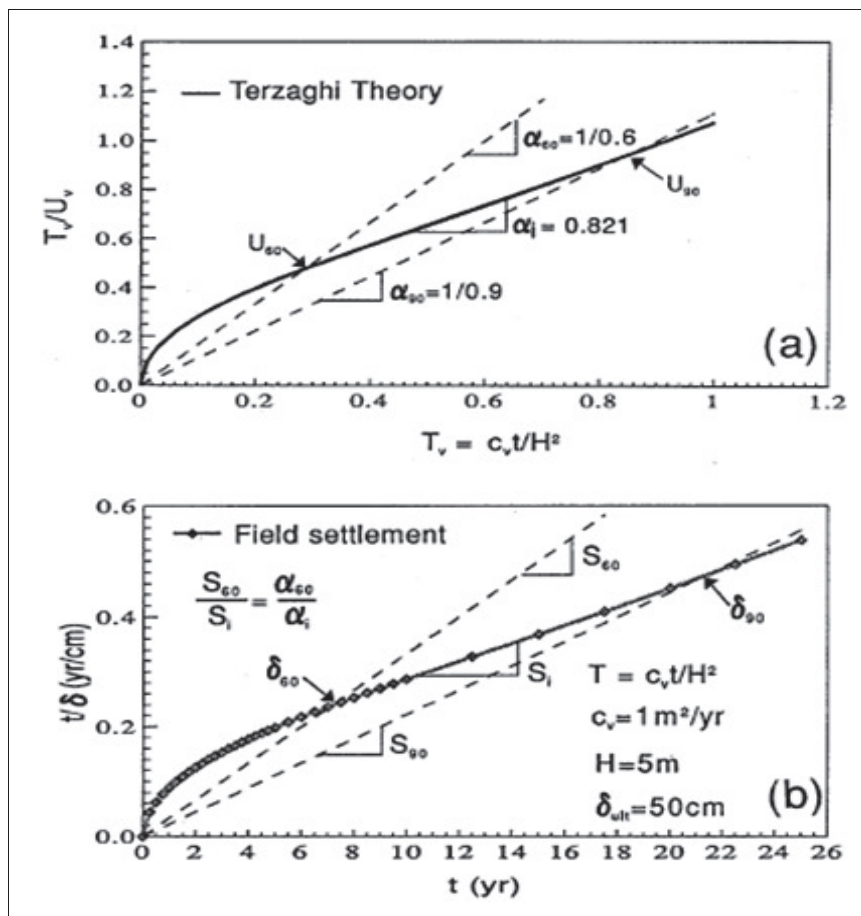


Figure 2.1: Courbes Hyperboliques de la théorie de Terzaghi et des mesures in-situ (Tan and Chew 1996)

Tan et Chew (1996) ont aussi rapporté que des mesures in-situ de tassement de sols en fonction du temps, représentés sous forme de t/δ en fonction de t (Figure II-1 b) ont montré la même forme que la courbe théorique. Cette propriété peut être alors extrapolée, selon les mêmes auteurs, pour identifier les niveaux 60% et 90% de consolidation pour tout jeu de données de tassement en notant les relations des pentes des droites entre l'origine et ces points avec le segment linéaire du graphe. Les pentes S_{60} et S_{90} peuvent être déterminées par :

$$S_{60} = S_i \frac{\alpha_{60}}{\alpha_i} \quad \text{II- 2}$$

$$S_{90} = S_i \frac{\alpha_{90}}{\alpha_i} \quad \text{II- 3}$$

Ou S_i est la pente du segment linéaire initial du graphe t/δ vs t α_i la pente du graphe théorique T_v/U_v vs T_v indiqués sur la 2.1: Courbes Hyperboliques de la théorie de Terzaghi et des mesures in-situ (Tan and Chew 1996) Ainsi, en définitive Tan et Chew (1996) ont conclu que le tassement définitif primaire peut être obtenu à l'aide de l'une des trois rapports suivants :

$$\delta_f = \frac{\alpha_i}{s_i} = \frac{\delta_{60}}{0.6} = \frac{\delta_{90}}{0.9} \quad \text{II- 4}$$

Et le tassement $\delta(t)$ à l'instant t peut être calculé comme suit:

$$t/\delta(t) = (1/6) \frac{s_i}{\alpha_i} \quad \text{II- 5}$$

2.1.1 Limite de la méthode hyperbolique

Concernant la limitation de la méthode hyperbolique Li (2014) rapporte que « celle-ci réside dans la détermination du temps initial, puisque cette méthode est basée sur la pente initiale de tassement. L'écart du temps initial peut avoir pour effet la différence de tassement. La condition de charge constante a été supposée dans la méthode hyperbolique, donc le tassement avant la fin du chargement ne peut pas être prédit. Au cours de la période de chargement, le taux de tassement est très variable, et la pente initiale est difficile à juger. Sun et al. (2002) ont proposé une méthode de détermination du point initial par l'analyse de la régression des données d'observation, mais elle est quelque peu compliquée à être appliquée dans la pratique. »

2.2 Méthode Asaoka

La méthode Asaoka a été expliquée et comparée à d'autres méthodes, notamment par Tan et Chew (1996) et Li (2014). Tan et Chew (1996) expliquent que cette méthode de prédiction des tassements a été proposée par Asaoka en 1978. Elle est considérée comme une « Procédure d'Observation » qui utilise les données des premiers tassements qui peuvent servir à prévoir le tassement primaire ultime ainsi que le coefficient de consolidation unidimensionnel in situ. Tan et Chew montrent que cette méthode est basée sur les tassements unidimensionnels $\delta_0, \delta_1, \delta_2, \dots$ aux temps $0, \Delta t, 2\Delta t, \dots$ qui peuvent s'exprimer comme une approximation de premier ordre ;

$$S_{n+1} = \beta_0 + \beta_1 * S_n \quad \text{II- 6}$$

CHAPITRE 2 : LES NOUVELLES METHODES THEORIQUES PROPOSEES

Qui représente une droite en δ_{n-1} vs δ_n connu sous le nom du graphe de Asaoka

Où :

β_0 représente l'ordonnée à l'origine et
 β_1 la pente de la droite.

Quand le tassement ultime primaire est atteint, $\delta_n = \delta_{n-1} = \delta_{ult}$

Alors la fin du tassement ultime primaire δ_{ult} sera donné par

$$S_{ult} = \beta_0 / (1 - \beta_1) \quad \text{II- 7}$$

Et le tassement $S(t)$ à l'instant t peut être calculé comme suit:

$$S(t) = \left(\frac{\beta_0}{1-\beta_1} \right) - \left(\frac{\beta_0}{1-\beta_1} - S_0 \right) \beta_1^t \quad \text{II- 8}$$

Où S_0 est le tassement à l'instant initial.

Dans l'équation II-8, S_0 doit être déterminée en premier. Les différentes valeurs de S_0 peuvent conduire à différentes valeurs de $S(t)$, d'où la précision qui dépend fortement du choix du temps initial. Cependant, le choix du temps initial est différent selon les différents auteurs, ce qui peut provoquer une erreur dans le calcul du tassement final.

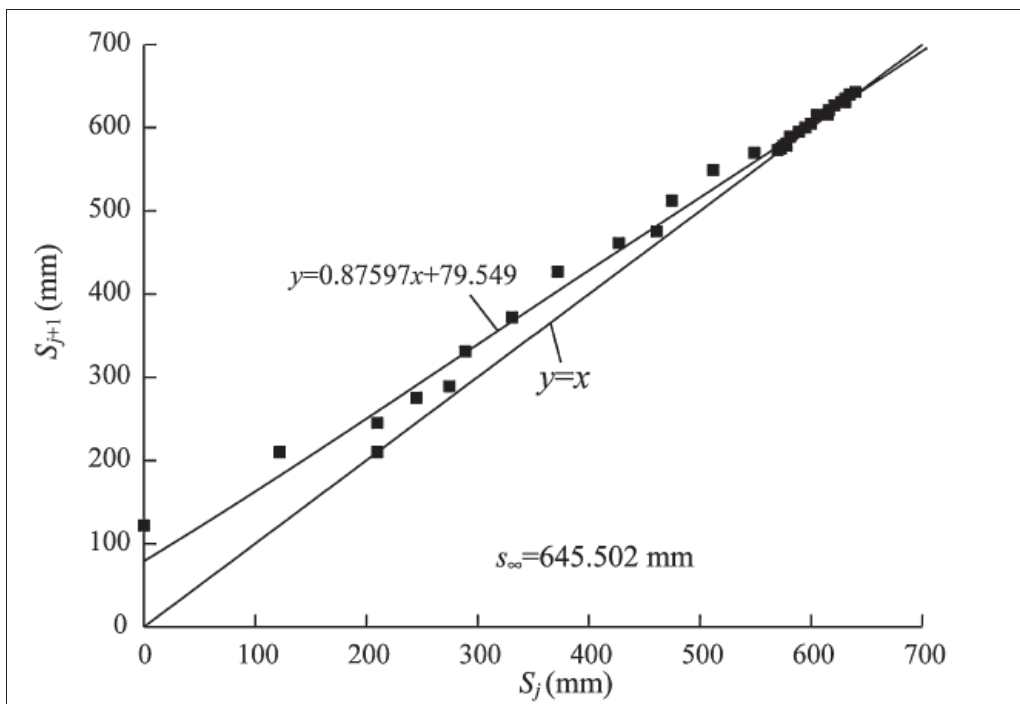


Figure 2.2: Droite représente tassement en fonction du tassement précédant (Li, 2014)

2.3 La méthode de Li :

Chunlin Li (2014) a critiqué les méthodes Asaoka et Hyperboliques pour lesquelles il reproche d'inclure des paramètres difficile à déterminer avec précision et le choix du temps initial comme subjectif.

Li (2014) commence sa méthode en calculant le tassement dans le temps à partir de l'équation de consolidation 1D de Terzaghi en écrivant :

$$S_t = S_\infty \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-bt}\right) \quad \text{II- 9}$$

Où S_∞ est le tassement final, S_t le tassement au temps t et b un paramètre inconnu.

Pour simplifier les calculs Li (2014) propose une nouvelle variable appelée « tassement potentiel » en écrivant :

$$S_p = S_\infty \frac{8}{\pi^2} e^{-bt} = S_\infty - S_t \quad \text{II- 10}$$

Où S_p est le tassement potentiel qui aura lieu dans le futur.

Dans l'équation (II-10) les paramètres b et S_∞ proviennent de l'équation de Terzaghi. Ils doivent être déterminés en premier. Le paramètre b peut être obtenu à l'aide des données in situ et de la méthode Asaoka (Li 2014).

A partir de l'équation (II-10) il est évident que la relation entre $\ln[S_p \pi^2 / (8 * S_\infty)]$ et t est linéaire. Donc le paramètre b peut être obtenu les données expérimentales. Sur le graphe b représente la pente de la droite.

Le paramètre b est connu pour représenter les conditions de drainage dans l'équation de consolidation de Terzaghi. Il peut être obtenu en utilisant le coefficient de consolidation C_v et la longueur du drainage selon deux types de conditions de drainage (Tableau 2.1)

Nom	Expression
Paramètre	b
Drainage radial	$8C_h / F(n)d_e^2$
Drainage vertical	$\pi^2 C_v / 4H^2$
Drainage vertical-radial	$\frac{8C_h}{F(n)d_e^2} + \pi^2 C_v / 4H^2$

Tableau 2.1 Calcul du paramètre b selon différents types de drainages. Source : Li (2014)

3 Etude de cas d'un remblai ferroviaire

Ce travail de master fait suite au projet de fin d'étude que nous avons soutenu en juin 2015 (Boudjellal et Youcef 2015). Rappelons que le sujet de ce master est l'étude du tassement du remblai du PK245+000 de la voie ferrée en construction entre Boughezoul et Msila.

Dans ce chapitre nous présenterons rapidement ce projet de voie ferrée. Nous rappellerons aussi les principales données géotechniques que nous avons exploitées pour ce travail.

3.1 Présentation du projet de voie ferrée entre Boughezoul et Msila

3.1.1 Reconnaissance géotechnique du sol support

La reconnaissance géotechnique du sol est une opération qui consiste, grâce à des mesures issues d'essais normalisés, à déterminer leur nature et à dégager ses caractéristiques physiques.

3.1.2 Essai in situ

« Le détail des résultats des essais in situ est présenté dans rapport géotechnique projet ferroviaire Boughezoul – Msila, lot 1, dossier 302. »

3.1.2.1 Puits de reconnaissance

C'est un essai de reconnaissance primaire, il consiste à creuser à une profondeur qui peut aller jusqu'à 3m, dans le but :

- D'avoir une description qui consiste à traduire les caractéristiques qualitatives apparentes d'un sol à partir de son aspect visuel,
- de son odeur,
- De l'impression ressentie au toucher.

L'emplacement des puits est choisi à partir de l'expérience de l'ingénieur et les contraintes du site.

Les échantillons représentatifs de chaque couche ont été prélevés en quantité suffisante et mis dans des sacs plastiques bien fermés. Ensuite ils ont été étiquetés et transportés au laboratoire.

Puits (n°)	Localisation (PK)	Profond. max (m)	Prof. (m)	Nature lithologique
P11-1	246+082	3	0.0-0.3	Terre végétale
			0.3-1.5	Argile peu graveleuse
			1.5-2.3	Argile sableuse
			2.3-3.0	Marne a concrétions carbonatées

Tableau 3.1 : Récapitulation des résultats d'essai sur les puits (SETIRAIL, 2011).

— Synthèse de l'essai

Pour une profondeur de reconnaissance de l'ordre de 3 m on a constaté la présence d'une couche de terre végétale d'épaisseur de 0.3 m. Et une couche d'argile d'épaisseur de 2 m et on a trouvé une couche de Marne a concrétions carbonatées 0.7 m d'épaisseur au puits P11-1.

3.1.2.2 Sondages carottés

sondage (n°)	Localisation (PK)	Profond. max (m)	Prof.(m)	Nature lithologique
SC37	245+075	20	0.0-1.5	Argile à grains de sable fin
			1.5-4.2	Galets millimétriques à centimétriques, emballés dans une matrice argileuse, à la base et sableuse fine
			4.2-7.7	Argile gypseuse
			7.7-20	Argile admettant quelques passés d'argile gypseuse

Tableau 3.2: Récapitulation des essais sur les sondages carottés. (SETIRAIL, 2011).

— **Synthèse d'essai**

On distingue 2 couches principales :

- Argile sableuse
 - Argile gypseuse
- Essai pénétromètre dynamique
L'essai de pénétration dynamique consiste à déterminer la résistance dynamique opposée par le sol sur une pointe enfoncée.

Le domaine préférentiel d'utilisation des pénétromètres dynamiques est la reconnaissance qualitative des terrains lors d'une reconnaissance préliminaire, sur une profondeur qui ne dépasse pas les 15m. Ils sont donc recommandés pour résoudre les problèmes suivants :

- contrôle de l'homogénéité d'un site,
- détermination des épaisseurs des différentes couches de sols,
- localisation des cavités ou autres discontinuités,
- position de la couche résistante

Les résultats sont présentés sous forme de graphiques, avec les valeurs du nombre de coups

Nd20 pour un enfoncement de 20 cm en fonction de la profondeur.

3.1.2.3 Récapitulation de l'essai de pénétration dynamique

Essai PDSL (n°)	Localisation (PK)	Profond. max (m)	Prof. (m)	Résistance de pointe - Rp (bars)	Description
PDSL°3	246+079	9.1	0.0-0.3	0-90	molle
			0.3-1.9	90-170	Consistance moyenne
			1.9-3.9	55-60	molle
			3.9-7.0	55-140	Consistance moyenne
			7.0-9.1	140-365	Très Consistance

Tableau 3.3: Récapitulation des résultats d'essai pénétromètre dynamique (SETIRAIL, 2011)

— **Synthèse d'essai PDSL**

- Présence d'un sol de faible a moyen portance,
- Une résistance de pointe qui varie entre 55 ~365 bars à une profondeur de 9m,
- On a remarqué une hétérogénéité de sol.

3.1.2.4 Essai de pénétration au carottier (SPT)

L'essai de pénétration au carottier est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol. L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable.

L'essai de pénétration au carottier permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part, comme la densité relative ID (tableau de compacité du sol (XP P 94-011)).

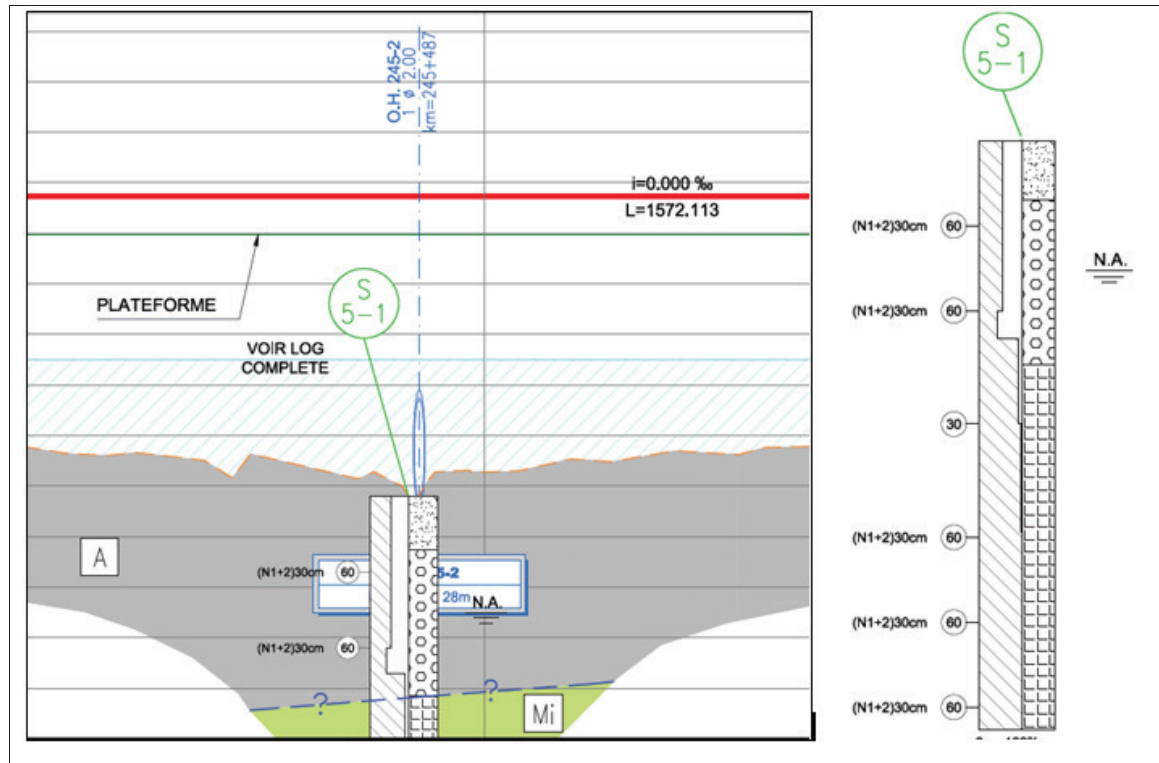


Figure 3.1: sondage S5-1 par apport profile en long PK 245. (SETIRAIL, 2011)

Essai SPT (n°)	Localisation (PK)	Profond. max (m)	Prof. (m)	$N_{SPT} (1+2)$	Description
S-5	246+079	10.4	1.5-3.0	64	Très dense
			5	30	Moyennement dense
			7.0-10.4	68	Très dense

Tableau 3.4: Récapitulation des essais de pénétration au carottier (SETIRAIL, 2011)

— **Synthèse d'essai SPT**

On remarque que il existe 3 couche, la couche intermédiaire est moyennement dense est les 2 autre sont très dense.

3.1.3 Essais au laboratoire

« Le détail des résultats des essais au laboratoire est présenté dans rapport géotechnique projet ferroviaire Boughezoul – Msila, lot 1, dossier 302. »

— La densité

L'état du sol peut être complété en se référant à sa masse volumique sèche selon le

Tableau 3.5.

Etat	Masse volumique γ_d (KN/m ³)
Peu dense	$\gamma_d \leq 16$
Dense	$16 < \gamma_d \leq 18$
Très dense	$\gamma_d \geq 18$

Tableau 3.5: Qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche (XP P 94-011)

— **La plasticité**

Les éléments inférieurs à 400 mm contenus dans un sol sont caractérisés au moyen des limites d'Atterberg et de l'indice de plasticité Tableau

$$I_P = W_L - W_P$$

Qualification	Indice de plasticité I_P (%)
Non plastique	$I_P \leq 12$
Peu plastique	$12 < I_P \leq 25$
Plastique	$25 < I_P \leq 40$
Très plastique	$I_P \geq 40$

Tableau 3.6 : Qualification de la fraction du sol constituée d'éléments inférieurs à 400 en fonction de l'indice de plasticité (XP P 94-011)

— **La consistance**

$$I_C = \frac{W_L - \omega}{I_P}$$

L'indice de consistance I_C situe la teneur en eau w (en général, la teneur en eau naturelle ω) mesurée sur la même fraction granulométrique que les limites d'Atterberg, par rapport aux limites d'Atterberg (voir et Tableau 3.2)

I_C	<0	0	0,25	0,5	0,75	1	>1
Consistance	Liquide	Très molle	Molle	Ferme	Très ferme	Dure	

Figure 3.2: Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance (XP P 94-011)

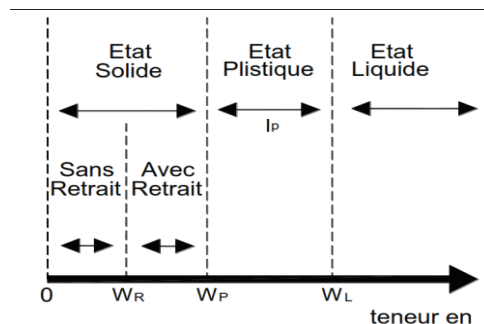


Figure 3.3: État d'un sol en fonction de sa teneur en eau (XP P 94-011)

Essais d'identification

Ces essais vont permettre de déterminer les paramètres de nature (granularité, limites d'Atterberg, plasticité, γ_s) et les paramètres d'état (teneur en eau ω , poids

spécifiques humides γ_h , poids spécifiques secs γ_d , indice de consistance I_c , indice des vides e ,) du sol support.

Les échantillons prélevés des puits de reconnaissance et des sondages ont été soumis aux essais géotechniques et leurs résultats sont trouvés dans rapport géotechnique projet ferroviaire Boughzeul – Msila, lot 1, dossier 302.

— **caractéristiques physiques de la couche d'argile humide**

paramètre	Granulométrique									Classification	
	D_{max}	0.2		0.8	0.02	0.002				GTR	UIC
unité	mm	%		%	%	%				A ₃	Q _{s0}
Valeurs	10	95		62	54	0					
paramètre	ω	γ_h	γ_d	vbs	E	w_l	w_p	I_p	I_c		
unité	%	g/cm ³	g/cm ³	g/100g		%	%	%	%		
Valeurs	15	1.78	1.55	3.73	0.55	54	27	27	1.5		

Tableau 3.7: Valeurs moyennes des caractéristiques physiques de la couche d'argile humide. (SETIRAIL, 2011)

— **caractéristiques physiques de la couche d'argile saturée**

paramètre	Granulométrique									Classification	
	2	0.2		0.8	0.02	0.002				GTR	UIC
unité	%	%		%	%	%				A ₄	Q _{s0}
Valeurs	30	90		80	76	62					
paramètre	ω	γ_h	γ_d	vb s	E	w_l	w_p	I_p	I_c		
unité	%	g/cm ³	g/cm ³	g/cm ³		%	%	%	%		
Valeurs	30	1.95	1.5	5014	0.67	83	33	50	1.06		

Tableau 3.8: Valeurs moyennes des caractéristiques physiques de la couche d'argile saturée (SETIRAIL, 2011)

— **Synthés des essais**

- $\gamma_d = 15.5 \leq 16 \rightarrow$ Sol peu dense,
- $IP > 40 \rightarrow$ très plastique,
- $I_c \rightarrow$ Argile dure,
- $VPS > 2 \rightarrow$ Sensible à l'eau.

3.1.3.1 Caractéristiques de compressibilité de la couche d'argile humide

paramètre	COMPRESSIBILITE				200KPa
	pc (KPa)	c_c	C_g	c_s	$C_v (m/s)*10^7$
Valeurs	520	21.80	11.02	0	6.49

Tableau 3.9: Valeurs retenues des caractéristiques de compressibilité de la couche d'argile saturée. (SETIRAIL, 2011)

- **caractéristiques de compressibilité de la couche d'argile saturée**

paramètre	COMPRESSIBILITE				200 KPa
	pc (KPa)	c_c	C_g	c_s	$C_v (m/s)*10^7$
Valeurs	213	14.54	9.07	0	6.49

Tableau 3.10: Valeurs retenues des caractéristiques de compressibilité de la couche d'argile saturée. (SETIRAIL, 2011)

- Synthèse de l'essai

- La contrainte de préconsolidation est 520 KPa pour la couche d'argile humide et 213 KPa pour la couche d'argile saturée,
- $C_c = 0.17 \sim 0.18 \leq 0.2 \rightarrow$ Moyennement compressible,
- $C_g = 0.09 \sim 0.1 \rightarrow$ Argile moyennement gonflante.

3.1.3.2 Essai de cisaillement

La rupture et le glissement sont des problèmes qu'on retrouve fréquemment lors de la réalisation des remblais sur le sol. L'essai de cisaillement direct à la boîte de CASAGRANDE nous donne les paramètres (C, φ) les plus importants pour traiter ces instabilités (Figure 3.4)

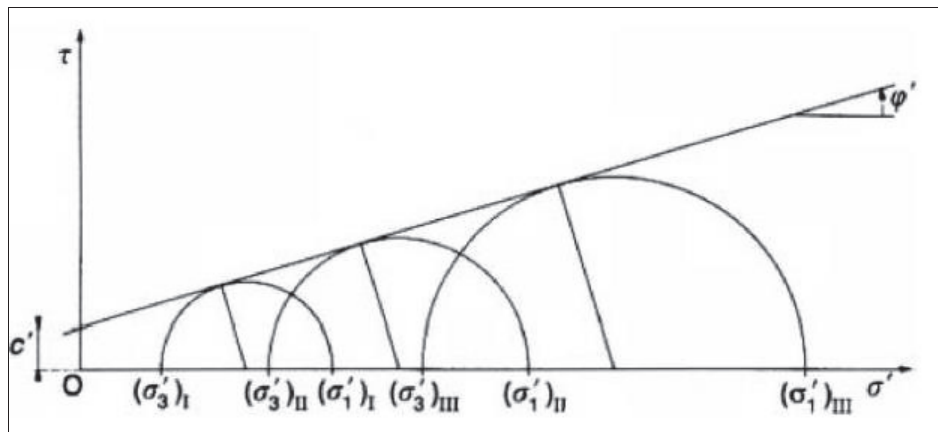


Figure 3.4: Courbe intrinsèque d'un sol cohérent.

Le Tableau 3.11 : Consistance du sol en fonction de la cohésion non drainée (XP P 94-011) donne la consistance de sol en fonction de la cohésion non drainée

Sol	Cohésion non drainés C_u (KPa)
Liquide à très mou	<20
Mou	20 à 40
Plastique	40 à 75
Ferme	75 à 150
Très ferme	150 à 300
Dur	>300

Tableau 3.11 : Consistance du sol en fonction de la cohésion non drainée (XP P 94-011)

paramètre	CISAILLEMENT	
	C_{cd} (KPa)	φ_{cd} (°)
<u>Valeurs</u>	<u>35</u>	<u>32</u>

Tableau 3.12: Valeurs retenues des caractéristiques de cisaillement de la couche d'argile saturée. (SETIRAIL, 2011)

- **Synthèse de l'essai**

- D'après Tableau 3.11 : Consistance du sol en fonction de la cohésion non drainée (XP P 94-011) → Argile Plastique.

Pour mon projet nous avons choisi le cas le plus défavorable dans 15 km de ligne ferroviaire Boughazoul-Msila où la hauteur de remblai arrive jusque 15 m repose sur un sol moyennement compressible.

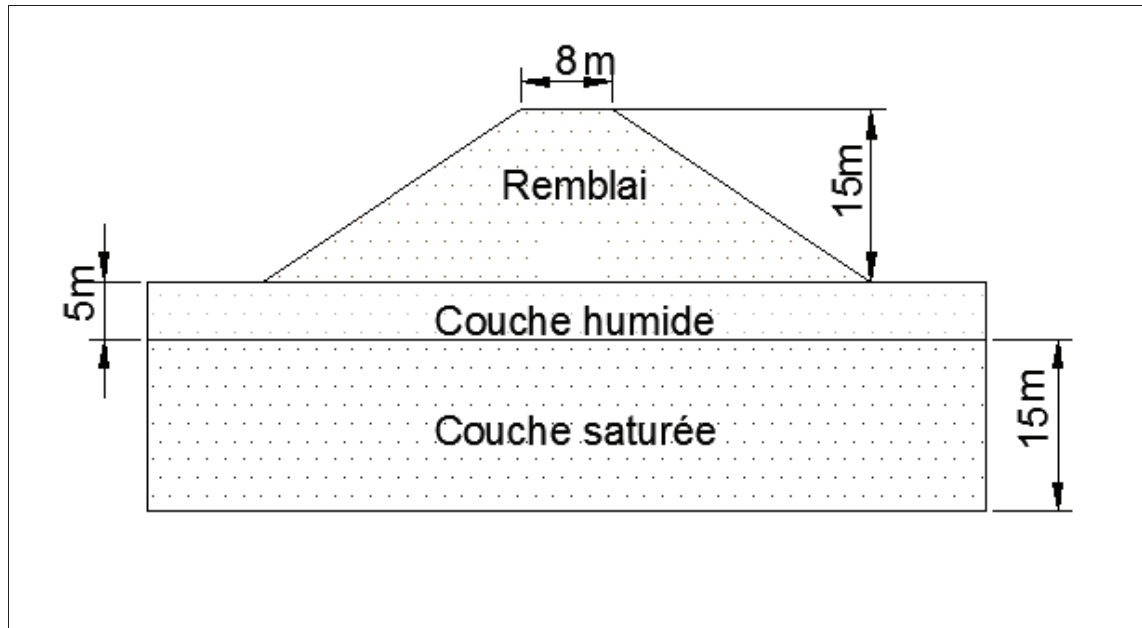


Figure 3.5: coupe transversal cas de remblai de 15 m PK 245.

3.2 Application au calcul du tassement du remblai au PK245+000

Dans cette partie nous allons quantifier et prévoir les tassements initiaux S_i , secondaires S_s et latéral S_{lat} pour notre remblai. Ces tassements sont fixes quel que soit la méthode de calcul du tassement final S_∞ . Ensuite nous procéderons à l'estimation du consolidation S_c propre à chacune des méthodes théoriques (Terzaghi, Hyperbolique, Asaoka et Li), avancées en **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** et 1. Suite à ces résultats nous pourrons calculer le tassement final de notre remblai selon chacune de ces méthodes théoriques.

▪ **Tassement immédiat S_i**

- Selon la méthode de SKEMPTON et BJERRUM (1957) :

Le tassement immédiat est donné par l'expression (I-2) :

$$s_i = \frac{q}{E} BI$$

Avec :

$$q = \gamma_r h_r = 18.5 \cdot 15 = 277.5 \text{ KPa}$$

$$B = 22.5 \cdot 2 + 8 = 53 \text{ m}$$

$$E_{oed} = 2.3 \sigma \frac{1+e}{C_c}$$

CHAPITRE 3 : ETUDE DE CAS D'UN REMBLAI FERROVIAIRE

σ : La contrainte initiale à H/2 de la couche compressible. $\sigma = 186.5$ KPa $e = 0.61$,
 $C_c = 0.175$

$$E_{oed} = 3946.34 \text{ KPa,}$$

$$E = \frac{2}{3} E_{oed} = 2630.89 \text{ KPa}$$

- **Détermination du coefficient d'influence I :**

Pour déterminer le coefficient d'influence I nous avons utilisé l'abaque de Giroud (1973) (Figure 1.2) et la formule I-3

Pk	a	a'	h/a	x/a	r_h	x/a'	$r_{h'}$	I
245	26.5	4	0.58	0	0.1	0	0.75	0.048

Tableau 3.13: Détermination du coefficient d'influence I.

Pk	h_r (m)	q(KPa)	B(m)	I	σ (KPa)	E (KPa)	S_i (m)
245	15	277.5	53	0.048	186.5	2630.89	0.178

Tableau 3.14: Calcul de tassement instantané

$$s_i = \frac{277.5}{2630.89} * 53 * 0.048.$$

Alors :

$$S_i = 26.83 \text{ cm}$$

- Le tassement immédiat est important, jusqu'à 27cm.

▪ **Tassement de fluage**

Selon la méthode de BUISMAN on a la formule I-13 :

Tel que :

$$- c_{\alpha} = 0.05 * C_c = 0.05 * 0.21 = 0.0105$$

$$- t = 2 * t_{100}$$

Alors :

$$S_s = 0.0105 * 20 * \log(2) = 0.063 \text{ m}$$

Donc Le tassement de fluage est : 6.3 cm

▪ **Tassement latéral Slat**

$$D'après l'expression $s_{lat} = 0.11 * \frac{20}{26.5} * 38 = 3.15 \text{ cm}$$$

Donc le tassement du aux déplacements latéraux est : $S_{lat} = 3.15 \text{ cm}$.

3.2.1 Méthode de Terzaghi

Tassement de consolidation S_c

(H/B~0.3, argile surconsolidée) → $\mu = 0.6$

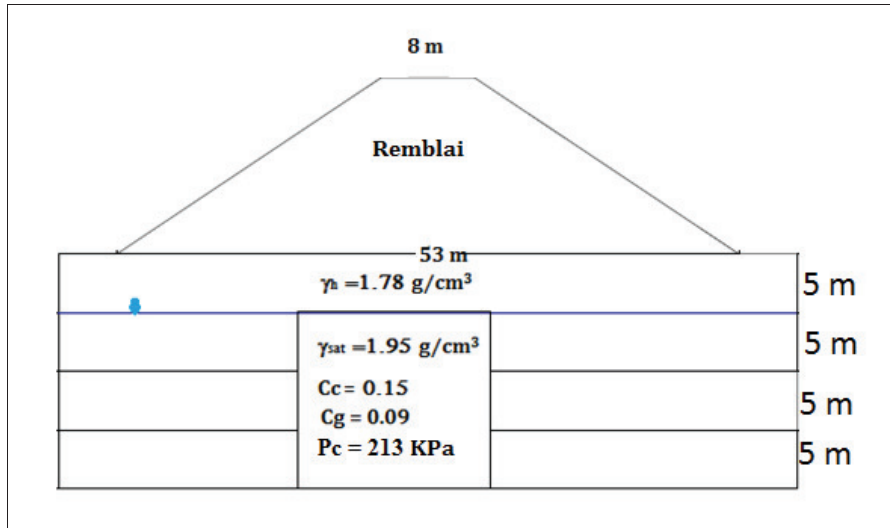


Figure 3.6: profil du remblai PK 245.

- Calcul de la contrainte due au remblai :

D'après la formule I-11 on a :

$$\Delta\sigma_i = 2Iq$$

$$q = \gamma_r h_{\text{remblai}} = 18.50 \times 15 \rightarrow q = 277.5 \text{ KPa.}$$

I : coefficient influence dans le cas d'une charge trapézoïdal, il est obtenu à l'aide de l'abaque d'Osterberg (1957), Annexe).

hi	z	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma_i$
5	-	-	-	-	-
5	7.5	0.53	3.53	0.5	277.5
5	12.5	0.32	2.12	0.48	266.5
5	17.5	0.23	1.51	0.43	238.5

Tableau 3.15: calcul des contraintes dues au remblai.

Hi (m)	e	Cc	Cg	σ'_{vo} (KPa)	σ'_p (KPa)	$\Delta\sigma_i$ (KPa)	σ'_v (KPa)	Soed (m)
5	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0.67	0.21	0.1	112.75	213	277.5	390.25	0.09
5	0.67	0.21	0.1	160.25	213	266.5	420.75	0.12
5	0.67	0.21	0.1	207.75	213	238.5	446.25	0.17
							Σ	0.38

Tableau 3.16: calcul de tassement de consolidation soue le remblai.

Prise en compte de la correction de SKEMPTON et BJERRAM (Costet & Sanglerat, 1981) $\mu = 0.6$

$$S_c = \mu S_{oed} = 0.6 \times 59.8$$

$$S_c = 22.8 \text{ cm}$$

- **Tassement total**

Selon la formule classique de Terzaghi (I-1) :

CHAPITRE 3 : ETUDE DE CAS D'UN REMBLAI FERROVIAIRE

$$s_{\infty} = 26 + 22.8 + 6.3 + 3.15 = 58.25 \text{ cm}$$

Donc le tassement total de la couche d'argile sous l'effet de remblai de 15 m de hauteur est 58.25 cm.

3.2.2 Vitesse et temps de consolidation

La relation entre le facteur-temps T_v et le degré de consolidation U_v permet de calculer le tassement correspondant à une durée de consolidation t . Inversement, pour connaître le temps nécessaire pour atteindre une certaine valeur du tassement, on calcule le degré de consolidation correspondant, puis on utilise la courbe exprimant U_v en fonction du facteur-temps T_v suivant la forme de la distribution initiale de la surpression interstitielle pour déterminer la valeur de T_v puis du temps de consolidation nécessaire. D'après la formule I-45 on a :

$$T_v = \frac{c_v}{H'^2} \cdot t$$

Avec :

- H' : distance de drainage $H' = H/2$,
- H : la hauteur de la couche compressible,
- Résultats de calcul de la vitesse et temps de consolidation :

H (m)	Cv 10 ⁻⁷ (m/s)	Tv=0.033 U=20%	Tv=0.197 U=50%	Tv=0.844 U=90%	Tv=2 U=99.4%
		t (ans)	t (ans)	t (ans)	t (ans)
20	6.49	0.16	0.96	4.14	9.92

Tableau 3.17: évolution des tassements au cours du temps

Alors le temps de tassement est 9 ans et 11 mois et 14 jour.

Temps (ans)	Tv	U	Tassement(δ) (cm)
0.099	0.02	0.16	3,648
0.298	0.06	0.276	6,2928
0.496	0.1	0.356	8,1168
0.744	0.15	0.437	9,9636
0.992	0.2	0.504	11,4912
1.488	0.3	0.613	13,9764
1.984	0.4	0.697	15,8916
2.481	0.5	0.764	17,4192
2.974	0.6	0.816	18,6048
3.473	0.7	0.856	19,5168
3.969	0.8	0.887	20,2236
4.466	0.9	0.912	20,7936
4.962	1	0.931	21,2268
9.924	2	0.994	22,6632

Tableau 3.18: évolution des tassements au court du temps

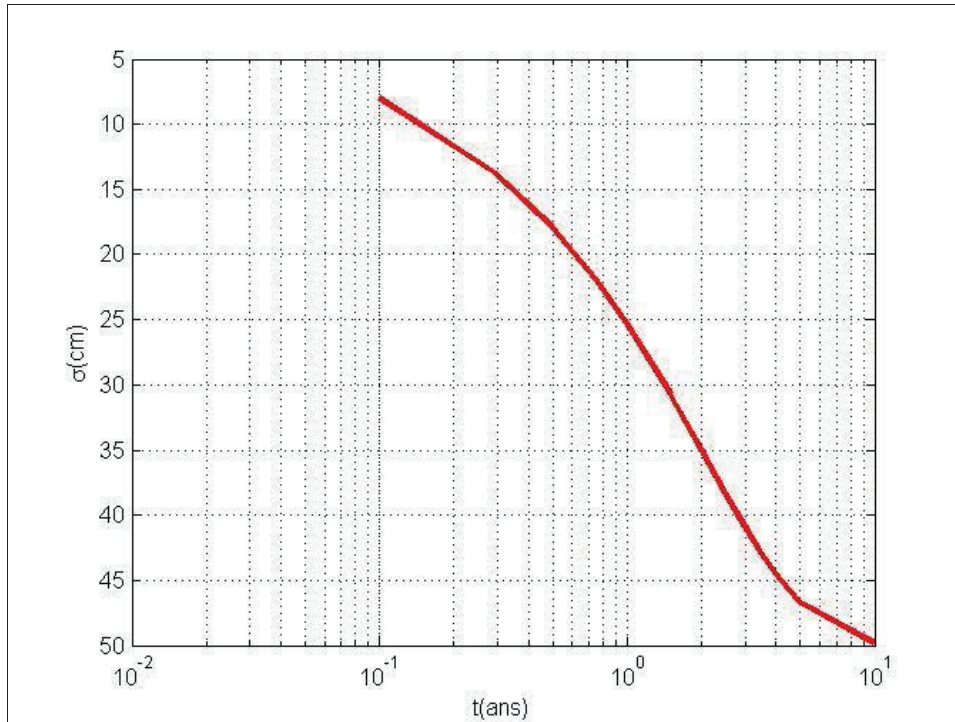


Figure 3.7: Courbe de tassement en fonction de temps PK 246+079.

On utilisant le Tableau 1.2 on a obtenu le graphe suivant :

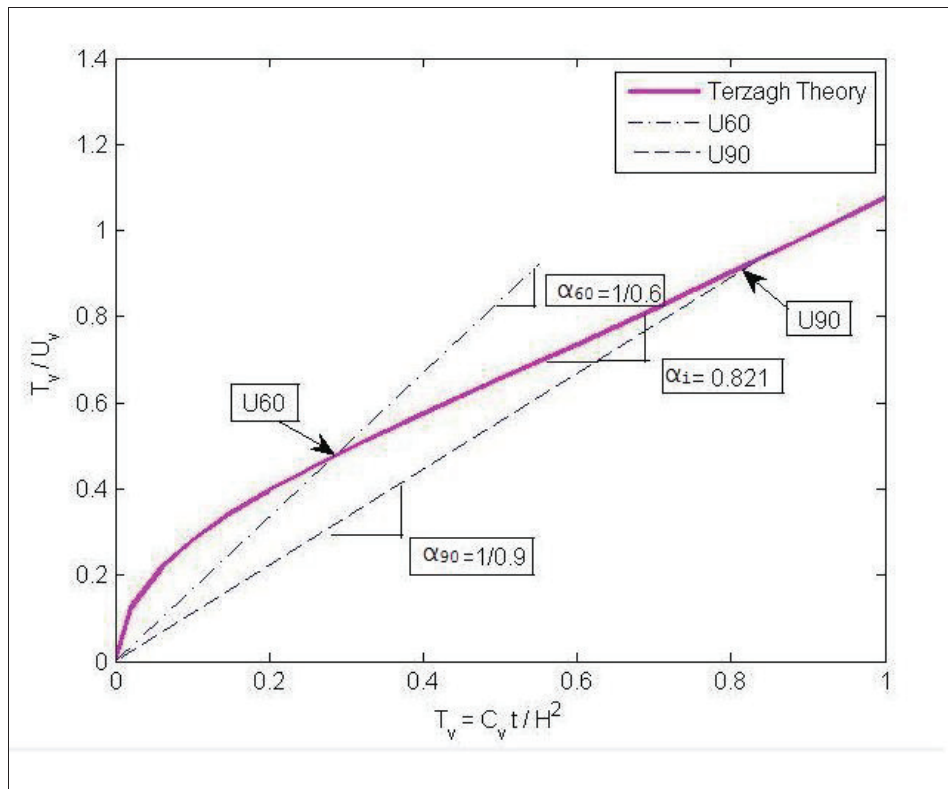


Figure 3.8: Courbe Hyperbolique de la théorie de Terzaghi.

D'après la formule I-1 On a : $\frac{T_v}{U} = \alpha * T_v + \beta$

Détermination de α et β :

$$\alpha = \frac{\Delta(\frac{T_v}{U})}{\Delta T_v} = 0.821$$

$$\beta = 0.025$$

Alors $\frac{T_v}{U} = 0.821 * T_v + 0.25$

3.2.3 Méthode Hyperbolique

Pour cette méthode et les deux suivantes le calcul du tassement de consolidation se fait graphiquement.

A partir de la valeur du coefficient de consolidation C_v obtenu précédemment (Chapitre 3) $C_v=6.39*10^{-7}$ m²/s nous avons tracé la courbe de $t=f(t/ \delta)$ à partir des données de calcul du Tableau 3.19 suivant :

- **Tassement de consolidation S_c**

t (ans)	t/δ (ans/cm)	t (ans)	t/δ (ans/cm)
0,099	0,027	2,481	0,142
0,297	0,047	2,977	0,160
0,496	0,061	3,473	0,177
0,744	0,074	3,969	0,196
0,992	0,086	4,466	0,214
1,488	0,106	4,962	0,233
1,984	0,124	9,924	0,437

Tableau 3.19: Tassement en fonction de rapport temps/ tassement obtenus à partir du **Tableau 3.18**

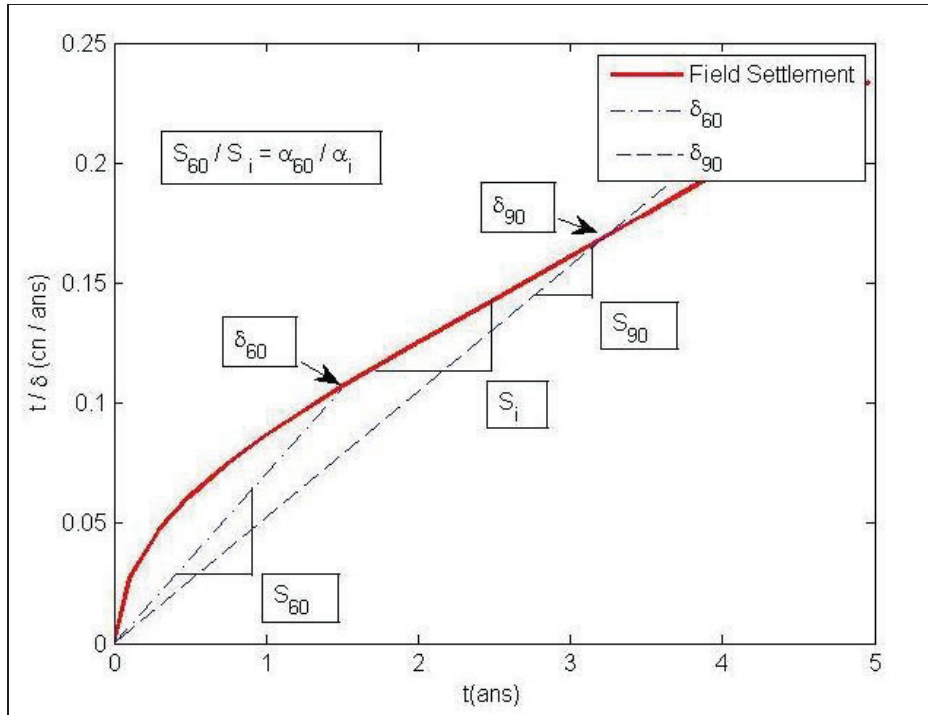


Figure 3.9 : Courbe Hyperbolique de PK 246+079.

Conformément à la méthode hyperbolique, à partir de la courbe précédente nous avons calculé graphiquement les paramètres suivants :

Calcul du tassement

D'après la formule II-1 On a : $\frac{t}{\delta} = \alpha * \delta + \beta$

Détermination graphique de α et β : $\alpha = \frac{\Delta(\frac{t}{\delta})}{\Delta t} = 0.0405$

$$\beta = 0.0349$$

Alors $\frac{t}{\delta} = 0.0405 * \delta + 0.0349$

$$S_c = \frac{\alpha_i}{s_i} = \frac{0.82}{0.0405} = 20.25 \text{ cm}$$

3.2.4 Méthode Asaoka

La méthode Asaoka ne considère que les tassements successifs. Le tableau suivant reprend les tassements successifs S_n et S_{n+1} obtenus à partir du tableau des tassements en fonction du temps (Tableau 3.18: évolution des tassements au court du temps)

- **Tassement de consolidation**

S_n (cm)	S_{n+1} (cm)	S_n (cm)	S_{n+1} (cm)
3,648	6,2928	15,8916	17,4192
6,2928	8,1168	17,4192	18,6048

CHAPITRE 3 : ETUDE DE CAS D'UN REMBLAI FERROVIAIRE

8,1168	9,9636	18,6048	19,5168
9,9636	11,4912	19,5168	20,2236
11,4912	13,9764	20,2236	20,7936
13,9764	15,8916	20,7936	21,2268

Tableau 3.20: Tassement en fonction de tassement suivant.

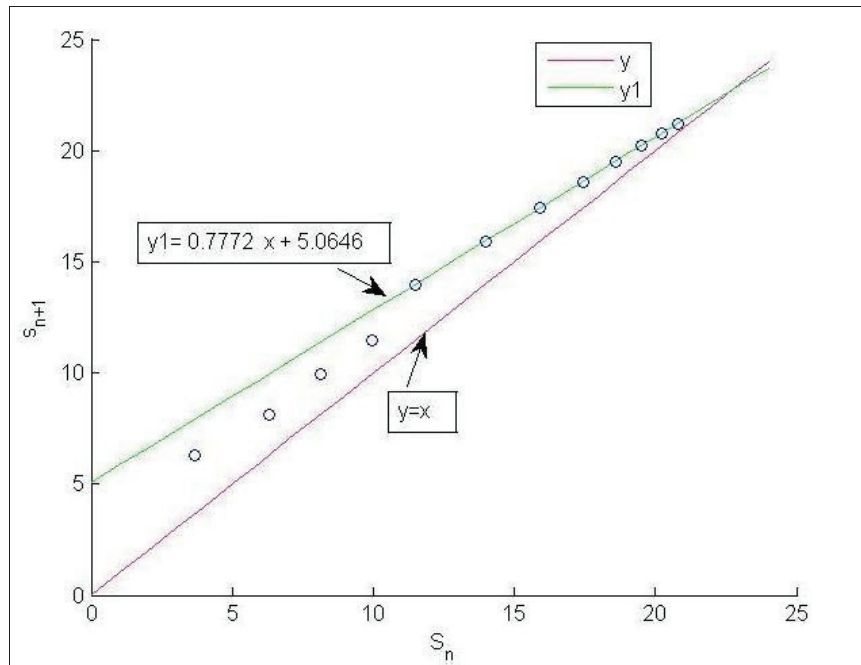


Tableau 3.21: courbe d'asaoka remblai ferroviaire PK 245.

Détermination graphique de tassement :

$$S_{n+1} = \beta_0 + \beta_1 * S_n$$

Détermination de β_0 et β_1 :

$$\beta_0 = \frac{\Delta(S_n + 1)}{\Delta S_n} = 0.7772$$

$$\beta_1 = 5.0646$$

Alors $S_{n+1} = 5.0646 + 0.7772 * S_n$

$$S_c = \beta_0 / (1 - \beta_1) = 22.73 \text{ cm.}$$

3.2.5 Méthode Chunlin Li

t (ans)	$\text{Ln} [(S_p * \pi^2) / (8 * S_{\infty})]$	t (ans)	$\text{Ln} [(S_p * \pi^2) / (8 * S_{\infty})]$
36,225	0,036	905,639	-1,234
108,672	-0,113	1086,767	-1,483

CHAPITRE 3 : ETUDE DE CAS D'UN REMBLAI FERROVIAIRE

181,127	-0,23	1267,895	-1,728
271,691	-0,364	1449,023	-1,97
362,255	-0,491	1630,151	-2,22
543,383	-0,739	1811,279	-2,464
724,511	-0,984	3622,558	-4,906

Tableau 3.22: résultat de méthode Chunlin li

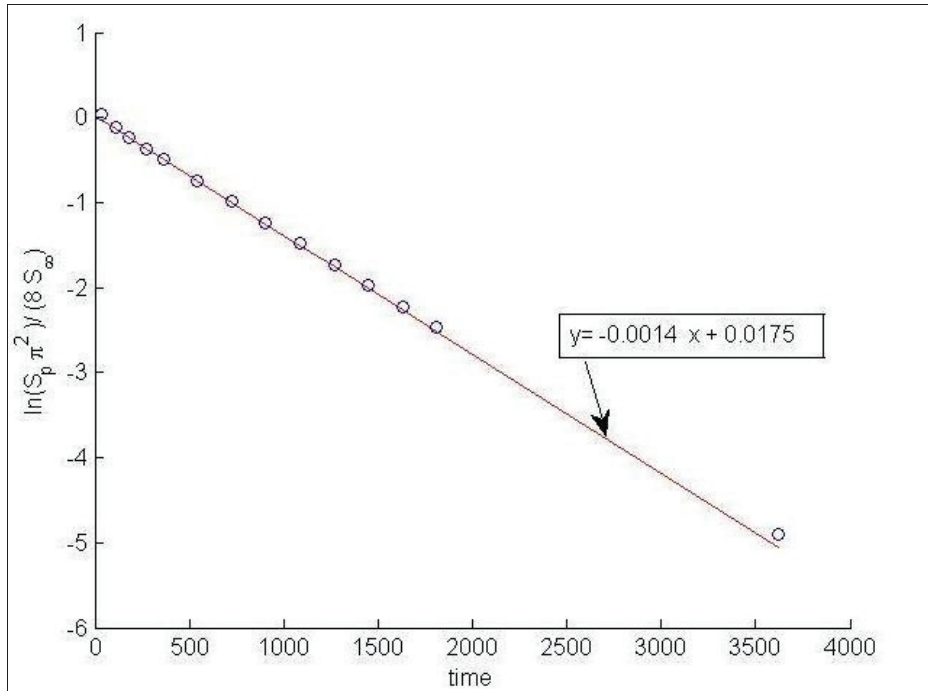


Figure 3.10: courbe Chunlin Li remblai ferroviaire PK 245.

Le graphe de la Figure 3.10: courbe Chunlin Li remblai ferroviaire PK 245. nous donne la pente de la droite $b = -0.0014$ et d'après l'hypothèse de Chunlin Li $S_{\infty} = 22.8$ cm le même que la méthode Terzaghi :

Alors la formule III-10 nous donne que le tassement de consolidation d'après la méthode de Li à $t = 3622.5$ j

$$s_c = 22.8 * \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-0.0014 * 3622.5}\right) = 22.78 \text{ cm}$$

3.2.6 Résultats de calcul du tassement final :

Nous présentons ici les résultats détaillés de calcul des différents tassements selon les quatre méthodes étudiées dans ce mémoire pour le remblai du pk245+000 du projet de ligne ferroviaire Bougezoul Msila:

Méthode	Différents tassements (cm)				Tassement final (cm) Après 9ans
	Si	Sc	Ss	Slat	
Terzaghi	26.83	22.8	6.3	3.15	59.08
Hyperbolique		20.75			57.03
Asaoka		22.73			59.01
Li		22.78			59.06

Tableau 3.23: Résultat de calcul des tassements selon les quatre méthodes

CHAPITRE 3 : ETUDE DE CAS D'UN REMBLAI FERROVIAIRE

Les résultats de tassement final obtenus par la méthode et présentés dans le Tableau 3.23 ci-dessus sont très proches. Ils confirment en partie les résultats trouvés par Chunlin Li (2014) dans son travail expérimental particulièrement à la fin du tassement. Par conséquent, dans notre cas d'étude la nouvelle méthode de Li, malgré sa simplicité, n'apporte rien de nouveau par rapport aux autres méthodes.

Cependant, ces résultats ne nous permettent pas de désigner quelle est la plus précise de ces méthodes pour le cas de remblai de voie ferrée. Parce que nous ne disposons pas de données réelles du tassement final.

Pour pouvoir mieux les comparer nous avons exploité les données expérimentales d'un projet de fin d'étude (Benamara et Sellam 2015). Ce projet routier présente les données d'un remblai d'essai au Pk12+970 durant 360 jours (Figure7.2, annexe). Cette étude comparative a fait l'objet du chapitre suivant.

4 Etude comparative des quatre méthodes théoriques sur un cas de remblai d'essai.

Dans ce chapitre nous avons repris les mêmes méthodes théoriques, étudiées dans ce mémoire, pour estimer le tassement à 360 jours d'un remblai d'essai (Pk12+970) sur le projet routier de la pénétrante de Bejaia (Benamara et Sellam 2015). Les résultats de cette application sur un cas de tassement réel nous permettrons de juger laquelle des quatre méthodes est la plus proche de la réalité.

4.1 Méthode de Terzaghi

Benamara et Sellam (2015) ont estimé le tassement final après 14ans selon la méthode Terzaghi. Ils ont également estimé le tassement après 360 jours correspondants à la période d'essai. Ils ont trouvé les résultats suivants :

Tassement après 14 ans : $S_f = 64.27\text{cm}$

Tassements final au bout de 360j : $S_{360j} = 29.18\text{cm}$

Tassement immédiat : $S_i = 15.5\text{cm}$

Tassement consolidation $S_c = 40.6\text{cm}$ (pour 14ans) et $S_c = 9.34\text{cm}$ (pour 360j).

Tassement latéral : $S_{lat} = 8.27\text{cm}$ (pour 14ans) et $S_{lat} = 1.90\text{cm}$ (pour 360j).

4.2 Méthode Hyperbolique

A partir de la valeur du coefficient de consolidation C_v obtenu par Benamara et Sellam (2015) $C_v = 3.28 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ nous avons tracé la courbe de $t=f(t/\delta)$ à partir des données de calcul du tassement suivant :

t (ans)	t/δ (ans/cm)	t (ans)	t/δ (ans/cm)
0,099	0,027	2,481	0,142
0,297	0,047	2,977	0,160
0,496	0,061	3,473	0,177
0,744	0,074	3,969	0,196
0,992	0,086	4,466	0,214
1,488	0,106	4,962	0,233
1,984	0,124	9,924	0,437

Tableau 4.1: Tassement en fonction du rapport temps/tassement obtenus à partir du Tableau 3.18

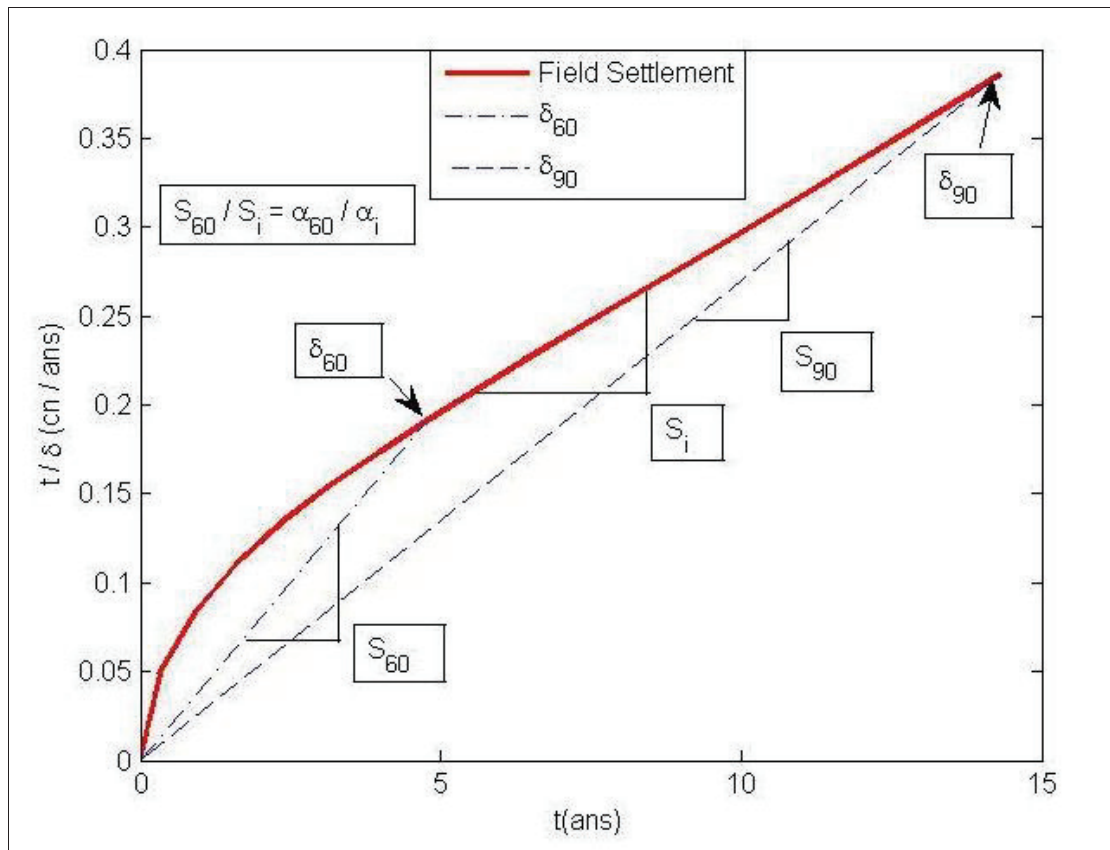


Figure 4.1 : Courbes Hyperboliques de remblai d'essai PK 12+970.

Conformément à la méthode hyperbolique, à partir de la courbe précédente nous avons calculé graphiquement les paramètres suivant :

D'après l'équation III-1 On a: $\frac{t}{\delta} = \alpha * \delta + \beta$

Détermination de α et β : $\alpha = \frac{\Delta(\frac{t}{\delta})}{\Delta t} = 0.0205$

$\beta = 0.0929$

Alors $\frac{t}{\delta} = 0.0205 * \delta + 0.0929$

$s_{60} = s_i \frac{\alpha_{60}}{\alpha_i}$ Le tassement de consolidation après 14ans selon la méthode Hyperbolique est alors:

$S_c = \frac{\alpha_i}{s_i} = \frac{0.82}{0.0205} = 40 \text{ cm}$

De même pour 360j on obtient un tassement de consolidation de :

$t = 0.0205 * \delta^2 + 0.0929 * \delta$

$Sc(360j) = 5.07 \text{ cm}$

4.3 Méthode Asaoka

La méthode Asaoka ne considère que les tassements successifs. Le tableau suivant reprend les tassements successifs S_n et S_{n+1} obtenus à partir du tableau des tassements en fonction du temps (Tableau 3.18: évolution des tassements au court du temps):

S_n	S_{n+1}	S_n	S_{n+1}
6,496	11,2056	28,2982	31,0184
11,2056	14,4536	31,0184	33,1296
14,4536	17,7422	33,1296	34,7536
17,7422	20,4624	34,7536	36,0122
20,4624	24,8878	36,0122	37,0272
24,8878	28,2982		

Tableau 4.2: Tassement en fonction de tassement suivant.

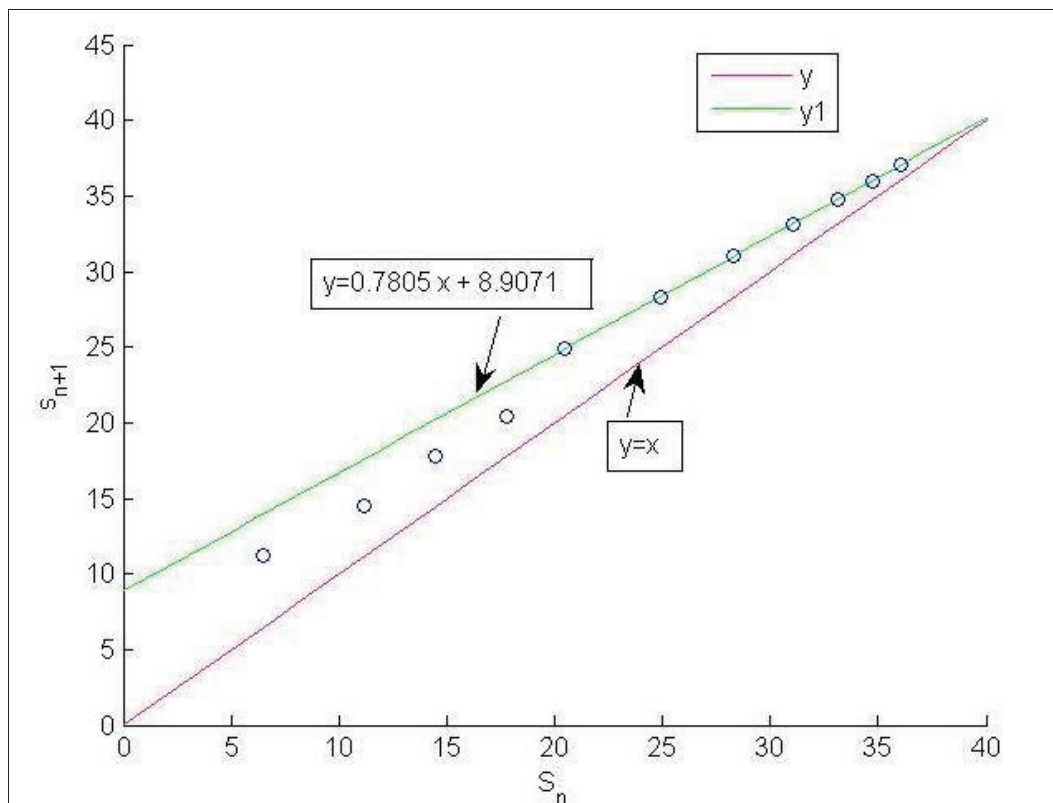


Figure 4.2: courbe Asaoka remblai d'essai PK 12+970.

La méthode Asaoka est aussi une procédure graphique qui exploite la courbe $S_n = f(S_{n+1})$ obtenue à partir du tableau précédent.

$$S_{n+1} = \beta_0 + \beta_1 * S_n$$

Détermination graphique de β_0 et β_1 :

$$\beta_1 = \frac{\Delta(S_n + 1)}{\Delta S_n} = 0.7805$$

$$\beta_0 = 8.9071$$

Alors $S_{n+1} = 8.9071 + 0.7803 * S_n$

Le tassement de consolidation après 14ans pour Asaoka est :

$$S_c = \beta_0 / (1 - \beta_1) = 40.57 \text{ cm.}$$

De même pour 360j on aura un tassement de :

$$S(t) = \left(\frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \right) - \left(\frac{\beta_0}{1 - \beta_1} - S_0 \right) \beta_1^t$$

Alors

$$S(t) = 40.57 - 27.71 * 0.7805^t$$

$$S_c(360j) = 40.57 - 27.71 * 0.7805^1 = 18.94 \text{ cm}$$

4.4 Méthode Chunlin Li

t(j)	Ln ((Sp *π²)/ (8 *S∞))	t(j)	Ln ((Sp *π²)/ (8 *S∞))
115,989442	0,03465067	2319,78884	-0,98501842
347,968327	-0,11395983	2899,73605	-1,23491942
579,947211	-0,23105249	3479,68327	-1,48381546
869,920816	-0,36547159	4059,63048	-1,72893792
1159,89442	-0,49217529	4639,57769	-1,9713634
1739,84163	-0,74032653	5219,5249	-2,22141441

Tableau 4.3: résultat de la méthode Li

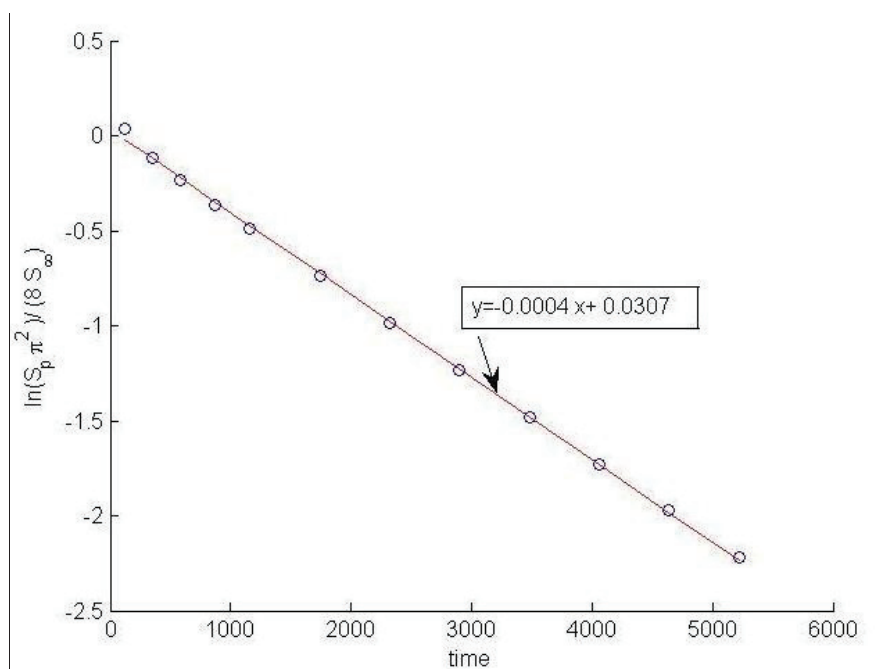


Figure 4.3: Courbe Chunlin Li de remblai d'essai PK 12+970.

Cette méthode basée sur l'équation III-10 du tassement en fonction du temps :

Le graphe de Figure 4.3 nous avons obtenu la pente de la droite $b=-0.00043$ et d'après l'hypothèse de Li $S_{\infty}=40.6\text{cm}$, le même que la méthode de Terzaghi:

Alors la formule II-10 nous donne que le tassement final d'après la méthode de Li à 14ans ou $t= 5219.5 \text{ j}$

$$s_{14\text{ans}} = 40.6 * \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-0.00043*5219.5}\right) = 37.11\text{cm}$$

De même pour 360j on a un tassement de :

$$s_{360\text{j}} = 40.6 * \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-0.00043*360}\right) = 18.92 \text{ cm}$$

4.5 Interprétation des résultats du remblai routier pk12+970

Les résultats des calculs comparatifs entrepris sur le remblai routier du pk12+970 ont été récapitulés par type et par période dans le Tableau 4.4.

On peut déjà remarquer que pour l'estimation du tassement de consolidation, à 360j, la méthode Hyperbolique est loin des autres méthodes comme montré par Li (2014) dans son article. De même la consolidation obtenue par la méthode de Terzaghi est également loin des méthodes Asaoka et Li.

D'autres parts, nous remarquons que pour le tassement final supposé à 360j les méthodes de Terzaghi et Hyperboliques sous-estiment largement cette variable alors que les méthodes Asaoka et Li sont nettement plus précises avec des valeurs à 4cm près. Nous estimons que cette précision est surtout due au fait que la méthode Asaoka a profité ici de la valeur du tassement initial S_0 donné expérimentalement et que la méthode de Li n'a pas besoin de S_0 .

Cependant, pour le tassement final, à 14ans, les quatre méthodes donnent des valeurs très proches les unes des autres, comme c'était le cas avec le remblai ferroviaire (chapitre 3) et dans la publication de Li (2014). Cette convergence à long terme des résultats de toutes les méthodes est due au fait que toutes ces méthodes sont basées sur les hypothèses de Terzaghi et qu'elles utilisent toutes la même valeur de tassement final S_{∞} dans les calculs.

Méthode	Différents tassements (cm)				Tassement « final » à 360 j (cm)	Tassement final (cm) 14 ans
	Si	Sc (360j)	Slat (360j)	Ss	S_{360}	S_f
Terzaghi	15.5	11.337	2.315	3.15	29.18	64.27
Hyperbolique		5.07			22.88	63.77
Asaoka		18.94			36.76	64.34
Li		18.92			36.74	60.87
Valeur Réelle	-	-	-	-	40.64	-

Tableau 4.4 : Résultats comparatifs par période et par méthode du calcul des différents tassements

5 CONCLUSION

Ce travail d'initiation à la recherche a eu pour objet d'étudier le phénomène des tassements des sols mou à travers les derniers travaux de recherche publiés. Pour cela nous nous sommes largement inspirés de l'article de Chunlin Li publié en 2014 et qui propose une nouvelle méthode d'estimation du tassement de consolidation plus simple et plus précise selon lui.

Sachant que l'étude de cas que nous avons traitée est un remblai de grande hauteur (15m) sur une voie ferrée, où les tolérances aux erreurs de tassement sont de l'ordre du mm, le travail de Li nous a particulièrement intéressés.

Par conséquent, nous avons appliqué la nouvelle méthode de Li ainsi que les méthodes de Terzaghi, Hyperbolique et Asaoka à l'estimation du tassement de consolidation et du tassement final du remblai qui nous concerne. Les quatre méthodes ont montré des résultats très proches, à quelque dixièmes de mm près, sauf la méthode Hyperbolique qui s'est écarté de près de 2cm des trois autres.

Avec ces résultats nous pouvons dire que, dans notre cas, la nouvelle méthode proposée par Li (2014), même si elle est plus simple que les autres, n'apporte rien de nouveau. Nous pouvons même penser qu'il faut garder la méthode de Terzaghi qui est largement enseignée et utilisée. Mais nous ne pouvons pas dire laquelle de ces méthodes est la plus précise puisque nous ne disposons pas des données réelles de ce tassement.

De ce fait, et pour comparer la précision de ces méthodes, nous avons utilisé les données expérimentales du tassement d'un remblai routier étudié pendant 360jours où on a mesuré un tassement réel de 40.64cm.

Au bout de 360j, la méthode de Li et celle d'Asaoka ont donné des valeurs de tassement « final » plus proche de la réalité avec 36.74cm et 36.76cm respectivement. Alors que la méthode de Terzaghi et Hyperbolique ont donné des valeurs assez éloignées avec 29.18cm et 22.8cm respectivement.

Par ailleurs, pour le tassement final, qui doit avoir lieu après 14ans, les quatre méthodes ont donné des valeurs moins éparpillées que les précédentes avec 64.27cm pour Terzaghi, 63.77cm pour l'Hyperbolique, 64.34cm pour Asaoka et 60.87 pour Li.

D'après ces résultats nous pouvons conclure que pour l'estimation d'un tassement intermédiaire la méthode de Li ou Asaoka, d'ailleurs étroitement liées, sont plus précises que celle de Terzaghi ou Hyperbolique. Alors que pour le tassement final toutes les méthodes sont comparables.

Cela pourrait s'expliquer par le fait que toutes les méthodes sont théoriquement basées sur les hypothèses de Terzaghi et qu'elles utilisent toutes, directement ou indirectement, la valeur de S_{∞} calculée par la méthode de Terzaghi. Cependant, dans la phase intermédiaire la précision des méthodes d'Asaoka ou Li s'expliquerait par le fait que ces deux méthodes sont basées beaucoup plus sur l'expérimental que l'empirique contrairement aux deux autres méthodes.

Enfin de compte, il s'avère que la nouvelle méthode de Li, même si elle donne des résultats encourageants pour les tassements intermédiaires elle n'apporte pas de grandes améliorations par rapport aux méthodes connues. Mais grâce à sa simplicité et sa rapidité dans les calculs, nous pouvons la recommander pour l'étude des tassements à court terme demandant de la précision comme les projets de voies ferrées.

En conclusion, nous pouvons dire que ce travail d'initiation à la recherche, même s'il demande plus de temps que ce qui a été accordé, nous a familiarisé avec le monde de la recherche. Il nous a donné l'occasion de lire et consulter un certain nombre de travaux de scientifiques de haut niveau et la façon dont ils sont menés et interprétés. Ce travail nous sera certainement d'une grande utilité dans la suite de notre carrière scientifique.

En perspectives, rappelons que la comparaison que nous avons réalisée dans ce travail se limite à 360 j de données expérimentales alors que le tassement final aura lieu dans 14ans. Donc nous pouvons dire que ce travail demande plus d'investigations et d'expérimentations in situ et à long terme pour mieux comparer ces méthodes. Enfin, le phénomène de tassement étant très complexe et faisant intervenir beaucoup de paramètres, il serait intéressant d'étudier la possibilité d'augmenter la précision sur ces paramètres ou bien d'en éliminer certains comme proposé par certaines méthodes étudiées ici.

Bibliographie

- AFNOR. (1997). *NF P 94-090-1, Essai oedométrique essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par parties*, Association françaises (AFNOR), Paris, 23 P.
- AKOU, Y. (1995). *Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols*, Thèse doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 254 P.
- Asaoka. (1978). *Observational procedure of settlement prediction*, Soils and Foundations, pp. 87-101.
- BENAMARA, S. (2015). *Etude d'un remblai sur sol compressible du PK12+800 au PK14+480 de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif*. PP 147. Kouba alger: ENSTP.
- Bjerrum, L. (1967). "Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to the settlements of".
- Boudjellal, Y. (2015). *Etude en APD de la nouvelle ligne ferroviaire à voie unique BOUGHEZOU - M'SILA (Pk 235+100 au Pk 250+100) Avec aménagement de la gare de AIN EL HADJEL*. Kouba: ENSTP, 138 P.
- Buisman, A. (1936). *Results of long duration settlement tests*, Cambridge, vol. 1, pp. 103 - 106.
- Costet, G., & Sanglerat, J. (1981). *Cours de mécanique des sols 1, Plasticité et calcul des tassements*, Troisième édition, Dunod, Paris, 277 P.
- Jain, S. &. (2010). *On the Nature of Secondary Compression in Soils*, Indian Geotechnical Conference, Bombay, PP 1122-1124.
- Léreau, J. (2005). *Cours Chapitres 3 ème année Ingénierie*, Institut National Des Sciences Appliquées de Toulouse, Toulouse.
- Leroueil, M. J. (s.d.). *remblais sur argiles molles, technique et documentation-lavoisier*, Paris, 342 P.
- Li, C. (2014). A simplified method for prediction of embankment settlement in clays. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical*, PP 61-66.
- Magnan, J. (1987). *Quelques exemples de calcul par éléments finis du comportement des sols mous sous différents ouvrages*, PP. 265 - 272.
- Marion, P. (2013). *interprétation et modélisation numérique d'essais oedométriques et de perméabilité à niveau variable réalisés sur des argiles champlainécoles*, polytechnique de Montréal, PP. 158.
- Olson, R. E. (2003). *Secondary Consolidation*, Advanced Soil Mechanics, Department of Construction Engineering Chaoyang University of Technology. PP 99-119.

- Osterberg J.O. (1957). *Influence values for vertical stresses in a semi-infinite mass due to embankment loading*. Proc. 4th ICSMFE, Londres, vol. 1, pp. 393 - 394.
- SETIRAIL. (2011). *rapport géotechnique projet ferroviaire Boughzeul – Msila, lot 1, dossier 302.* ».
- TAN.CHNEW. (1996). *Comparison of the hyperbolic and Asaoka observation method of monitoring consolidation with vertical drains*. Japanese geotechnical society. PP.31-42.
- Tavenas F, L. S. (1977). *Effects of stresses and time on yielding of clays*. Tokyo, vol. 1, pp. 319 - 326.
- Taylor, D. (1942). "Research on consolidation of clay".
- Terzaghi, K. (1925). *Principles of soil mechanics, Settlement and consolidation of clay* Engineering News-Record, pp. 874–878.
- <http://www.sciencedirect.com>. (s.d.).
- <http://www.techniques-ingenieur.fr/>. (s.d.). Consulté le avril mardi, 2015, sur technique d'ingénieur.

6 Annexe

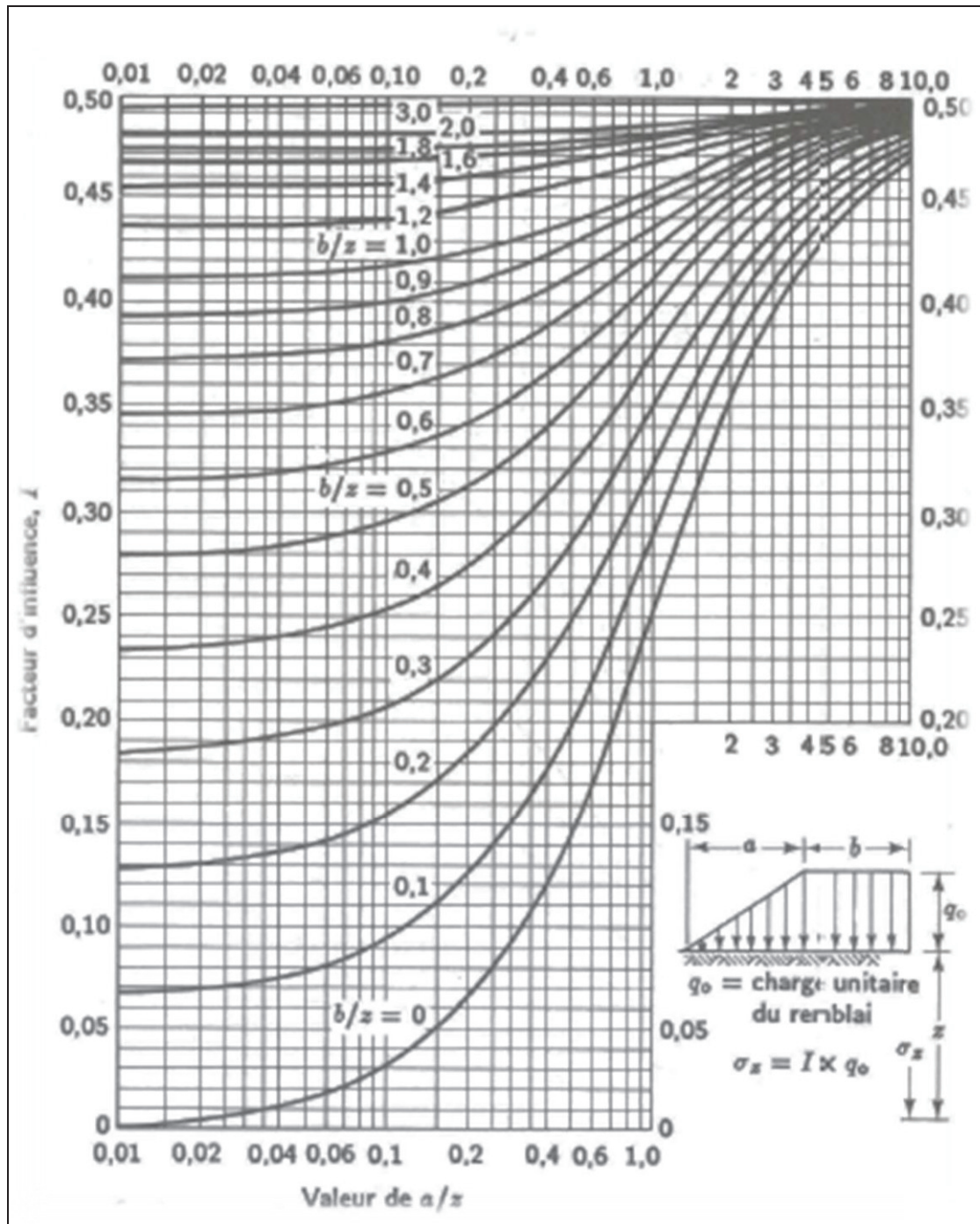


Figure 6.1 : Abaque d'Osterberg (1957)

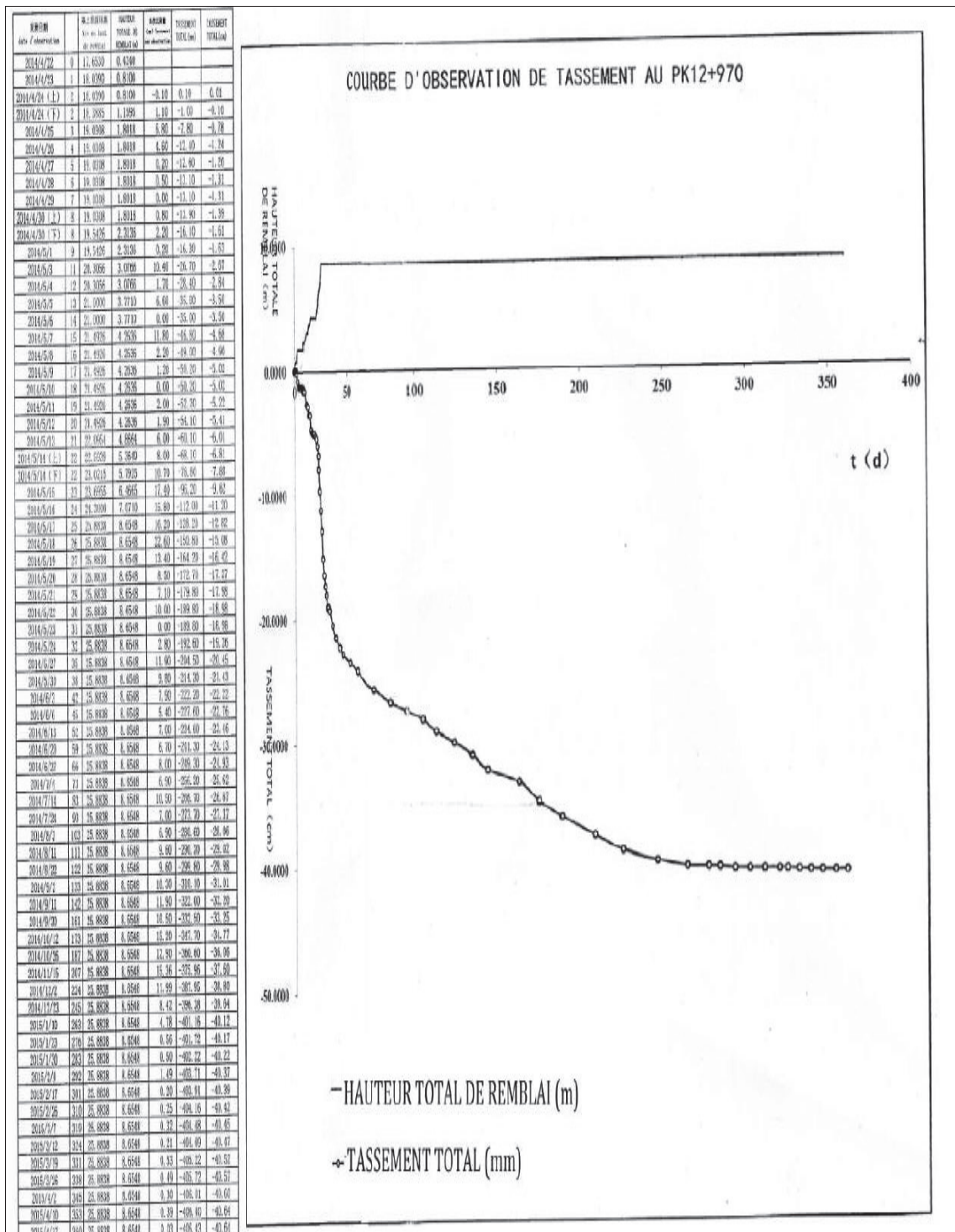


Figure 6.2 : évaluation de tassement d'essai pk 970.