

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

➤ **UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA**

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT Génie Civil



FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par: CHENENE Fatma zohra
ZINE Amani

Intitulé

Mesure corrective aux calculs des tassements sous
Les ouvrages linéaires.

Soutenu devant le jury composé de:

Enseignants

Dr. AISSI Adel

Université de M'sila

Pr. BELAGRAA Larbi

Université de M'sila

Président Dr.BAKIR Nassima

Université de M'sila

Examineur Mr.LAHMADI Azzeddine

Université de M'sila

Année universitaire : 2023 /2024

Remerciements

***Nous avons surtout remercié « Allah », le Tout-Puissant et Miséricordieux, pour la volonté
et là***

***Patience qu'il nous a accordées et qui nous ont permis de terminer nos études et de nous
guider***

Vers le bon chemin de la vie.

Nos sincères remerciements à :

***Notre encadrant « Aissi Adel » pour nous aider à réaliser les travaux nécessaires à ce projet
de fin d'études ; également, Pr BELAGRAA Larbi pour l'aide fournie.***

Merci à nos généreux parents, frères et amis pour le soutien qu'ils nous ont apporté.

Tous ceux qui ont contribué de quelque manière que ce soit à la réalisation de ce travail.

A B S T R A C T

This study mainly concerns the calculation of settlements under a highway embankment built on compressible soil. The site in question is part of the East West Highway in the Wilaya of El Taref.

The behavior of the embankment during its construction is monitored by various settlement measuring instruments at the base of the embankment foundation.

The study initially undertaken to analyze the settlement measured on site is reoriented to identify the main factors influencing the divergence of the results of the different evaluation methods and the necessary corrective measures. The implementation program relating to in-situ loading proved to be non-compliant with the execution standards for this type of work with this ground condition.

The gap between the different approaches, explained by the high values of the C_v obtained by the feedback which presents the real behavior (ASAOKA method), compared to that obtained by the oedometric method.

Keywords: Embankments, Compressible soils, settlement Modeling, Instrumentation, .Displacement, excess pore pressure

RESUME

Cette étude porte principalement sur le calcul des tassements sous un remblai Autoroutier construite sur sol compressible. Le site en question fait partie de l'Autoroute Est Ouest dans la Wilaya d'El Taref.

Le comportement du remblai lors de sa construction est mis sous surveillance par différents instruments de mesure de tassement à la base de la fondation du remblai.

L'étude entreprise initialement pour analyser le tassement mesuré sur site est réorientée pour identifier les principaux facteurs influencer la divergence des résultats des différents méthodes d'évaluation et les mesures correctives nécessaires. Le programme de la mise en œuvre portant sur le chargement in-situ c'est avéré non conforme aux normes d'exécution de ce type d'ouvrage avec cette condition de terrain.

L'écart entre les différentes approches, expliqué par les valeurs élevées de la Cv obtenue par le retour d'expérience qui présente le comportement réel (méthode d'ASAOKA), par rapport à celle obtenue par la méthode œdométrique.

Mots clés : Remblais, Sols compressibles, tassement Modélisation, Instrumentation, Déplacement, surpression interstitielle.

ملخص

تتناول هذه الدراسة بشكل رئيسي حساب الهبوط تحت ردم طريق سريع مبني على تربة قابلة للانضغاط. الموقع المعني هو جزء من الطريق السريع شرق-غرب في ولاية الطارف.

تمت مراقبة سلوك الردم أثناء بنائه بواسطة أدوات قياس مختلفة لمراقبة الهبوط عند قاعدة الأساس للردم.

الدراسة التي تم القيام بها تهدف في البداية لتحليل الهبوط المقاس في الموقع تم إعادة توجيهها لتحديد العوامل الرئيسية التي تؤثر على تباين النتائج بين مختلف طرق التقييم والإجراءات التصحيحية الضرورية.

اتضح أن برنامج التنفيذ الميداني المتعلق بعملية التحميل في الموقع غير مطابق لمعايير تنفيذ هذا النوع من الأعمال مع هذه الحالة الأرضية.

النتائج التي تم الحصول عليها من التجربة العملية والتي تمثل Cv الفجوة بين الأساليب المختلفة تُفسر بالقيم العالية لمعامل التوحيد السلوك الحقيقي (طريقة أساوكا) مقارنةً مع تلك التي تم الحصول عليها بالطريقة الأودومترية.

الكلمات المفتاحية ردم، تربة قابلة للانضغاط، هبوط، نمذجة، أجهزة القياس، إزاحة، ضغط المسام

Sommaire

REMERCIEMENT

Résumé

Chapitre I.....	13
I. Introduction general.....	14
I.1.Problematique et motivation.....	16
Chapitre II: Instrimontation des remblais et musures de surveillan.....	19
II.1. Introduction.....	20
II.2.Mesures des deplacements horisontous et verticaux.....	21
II.3.Surpression interstitielle.....	24
ChapitreIII:Calcul de tassement par déférent méthode.....	28
III.1. Méthode oedometre.....	29
III.1.1. Domaine application.....	29
III.1.2.Caracteristique de la courbe de compressibilite.....	29
III.2. Méthode pressiomatricque.....	31
III.2.1. Domaine dapplication.....	31
III.2.2. Principe de calcul des tassments.....	31
III.3. Méthode nemerique.....	33
III.4.La theorie de consolidation de terzaghi.....	33
III.5. Procédé de conception.....	35
Chap. IV. Aplication aux etudes de remblais.....	39
IV.1. Introduction.....	39
IV.2.Donnee releuee sur les condition du remblai.....	41
IV.2.1.Situation gesgraphique de la zone detude.....	41
IV2.2. Géologie, géomorphologie regional.....	42
IV.2.2.1. Nappe numidienne(argiles sous_numidonnes).....	43
IV.2.2.2. Phines et épandages.....	44
IV.2.2.3.Les versants.....	44
IV.2.2.4.Les collines.....	44
IV.2.2.5.Les montagnes.....	44

IV.2.3. Cadre hydrogéologie.....	45
IV.2.4. Climat et séismicité.....	47
IV.2.4.1.Climat.....	47
IV.2.4.2. Séismicité.....	48
IV.2.5. Contexte géologique local.....	49
IV.2.6.Travaux de reconnaissance.....	49
IV.2.6.1.Forages carottes.....	49
IV.2.6.2. Puits d'exploration.....	50
IV.2.6.3.Essais en laboratoire.....	50
IV.2.6.4.Les essais in situ.....	52
IV.2.6.4.1. Pressiometres.....	52
IV.2.6.4.2.Essai penetrometrique.. ..	55
IV.3.Calcul des tassement	62
IV.3.1.Calcul des tassement méthode oedométrique.....	62
IV.3.2.Calcul des tassement méthode de pressiometrique.....	62
IV.4.Discutions des résultats.....	63
IV.5.Instrumentation pendant la phase de construction.....	64
IV.6.Programme relatif à la réalisation du remblai.....	65
IV.6.1.Calendrier d'exécution des travaux.....	66
IV.6.2.Analyse des courbes de chargement à defferentes profondeurs.....	66
IV.7.Application le principe de la construction par étape qui est bosé sur la théorie de consolidation de Terzaghi.....	70
IV.7.1.Analyse de l'evolution des deplacement avec le Temps.....	74
IV.8.Extrapolation des courbes de tassement observe(méthode d'Asaoka).....	77
IV.9.Musure corrective aux calculs des tassment sous le remblai autoroutière.....	86
Conclusion et recommandation general.....	88
BIBLIOGRAPHIE.....	90
Les annexes.....	
Annexe1.....	
Annexe2.....	

Annexe3.....

LISTE DES TABLEAUX:

Tableau.III.1 :Valeur de α pour les argiles,limons et sables.....	33
Tableau III.2 : Valeur de λ_c et λ_d	33
Tableau IV.1: Coefficients d'accélération des différentes zones	49
Tableau IV.2: Travaux réalisés.....	49
Tableau IV.3:Résumé l'ensemble des travaux réalisés Dans notre étude	50
Tableau.IV.4 :Représentationdes différentes couches de terrain.....	51
Tableau.IV.6 : Sondages pressiométrique N°S4 pour le point kilométrique Pk 384+840.....	52
Tableau IV.7 : Sondages pressiométrique N°S3 pour le point kilométrique Pk 384+950.....	53
Tableau IV.8 : Sondages pressiométrique N° S1 pour le point kilométrique Pk 384.....	54
Tableau. IV.9: Classifications des sols d'après Ménard (Cassan,tome1,p.265).....	55
Tableau.IV.10 :Résumé des résultats des sondages pénitrométriques.....	56
Tableau IV.11 : Résultat des caractéristiques physique et mécanique des échantillons au laboratoire	57
Tableau IV.12 : Classification des argiles selon l'indice de plasticité (Norme NF P94-051)	57
Tableau IV.12:Synthèse des résultats d'essais en laboratoire pour le sol de fondation	59
Tableau IV.13 :Classifications des sols vis-à-vis de sa cohésion.....	60
Tableau.IV.14: Résultats des essais au la boratoire des matériaux de remblai.....	60
Tableau IV.15:Résultats de l'essai oedométrique	61
Tableau IV.16 :Calcul des tassement méthode oedometrique.....	62
Tableau IV.17 :Comparaison des valeur du tassement du real et calculé.....	63
Tableau IV.18 : Calendrier d'exécution des travaux.....	66
Tableau IV.19 :Comparaison entre les valeurs calculées et valeurs réelles.....	86

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation....	16
---	----

Figure. II.1. Déplacement vertical sous un remblai (G. Hunter 2000).....	21
Figure. II.2. Profils de contraintes effectives et les déplacements horizontaux.....	23
Figure. II.3. Relation entre le déplacement horizontal et vertical(Lerouiel et al 1990).....,.....,.....	24
Figure. II.4. Méthode de prévision des surpressions interstitielles initiales.....	25
Figure. II.5. Distribution des surpressions interstitielles sous l'axe des remblais, en fin de construction (d'après Tavenas et Leroueil, 1980).....	26
Figure. II.6. Evolution des surpressions interstitielles à l'intérieur.....	27
Figure.III.1. Principe de méthode oedométrique.....	29
Figure.III.2.Sol normalement consolidé.....,.....	30
Figure.III.3 . Sol sur consolidé.....	30
Figure.III.4. Modules de pressiomatricque	32
Figure. III.5.Courbe de consolidation d'un sol fin (Jean-Pierre Magnan 2007).....,.....	34
Figure. III.6.Degré de consolidation U_v en fonction du facteur temps T_v,.....	35
Figure.IV.1.Situation géographique de la zone d'étude.....	41
Figure.IV.2.Implantation du remblai.....	41
Figure. IV.3. Extrait de la carte géologique et structurale au 1/500000 de la chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins algéro-tunisiens (D'après J.M.VILA, 1978).....,.....	42
Figure. IV.4. Carte altimétrique sur la morphologie du bassin versant de Mafragh (Samia.AFFOUN2006).....	45
Figure. IV.5.Carte du réseau hydrographique du bassin versant de la Mafragh.....,.....	46
Figure.IV.6. Variation interannuelle des précipitations dans les bassins versant de la mafragh.....,.....	47
Figure. IV.7. Carte de zonage sismique du territoire national – RPA 99/ après addenda.....,.....,.....	48
Figure. IV.8. Vu en plan du site et implantation des sondages de reconnaissance.....	51
Figure. IV.9. Résultat des études du sol (profil longitudinal).....	54
Figure. IV.10. Répartition par profondeur des valeurs E d'essai pressiométrique.....	

Figure. IV.11.Résultat de l'essai de cisaillement pour le point kilométrique PK384+800.....	58
Figure. IV.12.Résultat de l'essai de cisaillement pour le point kilométrique PK384+800.....	59
Figure. IV.13.Rapport entre la pression de consolidation et le taux de porosité e (courbe e-log p).....	61
Figure. IV.14. Comparaison des valeurs du tassement prévu et des valeurs du tassement réel.....	63
Figure. IV.15.Positions d'instruments de surveillance.....	64
Figure. IV.16 : Schémas de la plaque de tassement de différentes profondeurs.....	64
Figure. IV.17.Schémas des plaques de tassement installées de la surface du sol.....	65
Figure IV.18.Organigramme du retour d'informations du résultat d'observation.....	65
Figure. IV.19.Courbes de chargement rupture de la fondation.....	67
Figure. IV.20. Capacité portance évaluée par la méthode pressiométrique et comparée avec les résultats de l'instrumentation	68
Figure IV.21 Résultat de glissement circulaire (pacific consultant International,2008).....	69
Figure. IV.22. Courbe représente la relation entre le coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de remblai.....	69
Figure. IV.23.Relation empirique entre le coefficient de sécurité F et les limites de liquidité WL.....	70
Figure. IV.24.Amélioration de la cohésion en fonction de la hauteur de remblai	73
Figure. IV.25. Courbe de représentation du calendrier de la montée de remblai.....	74
Figure. IV.26.Courbe de représentation d'un Programme de chargement (Prendre en considération le 80 % de consolidation des sols).....	74
Figure. IV.27. Déplacement vertical des plaques de tassement dans les zones C et D.....	75
Figure. IV.28. Apparition de fissures sur la surface du remblai d'une hauteur de 15m.....	76
Figure. IV.29.Déplacement vertical des plaques de tassement pour les zones A et B.....	76
Figure. IV.30.Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement DG.....	78

Figure. IV.31.Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement D1.....	78
Figure. IV.32. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement D2.....	79
Figure. IV.33.Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement D3.....	80
Figure. IV.34.Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement D4.....	80
Figure. IV.35.Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement CG.....	81
Figure. IV.36.Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement BG.....	82
Figure. IV.37.Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement A1.....	82
Figure. IV.38.Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement A2.....	83
Figure. IV.39.Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement A3.....	84
Figure. IV.40.Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement A4.....	84
Figure. IV.41.Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement AG.....	85

Notation et abréviation

Il est courant d'utiliser dans notre travail les abréviations suivantes :

COJAAL	Consortium Japonaise Pour l'Autoroute Algérien
ANA	L'agence Nationale des Autoroutes
G.T.R	Guide de Terrassement Routier
LCPC	Laboratoire Central Des Ponts Et Chaussées
R.P.A	Règlements Parasismiques Algériens
De	La Hauteur D'encastrement Equivalente
CPT	Cône Pénétration Test
MDE	Le Coefficient Micro-Deval En Présence D'eau
LA	Le Coefficient Los Angeles
FS	Le Coefficient De Friabilité Des Sables
DG	Le Coefficient de Dégradabilité
w_L	Limite De Liquidité
ω_{opn}	L'Optimum Proctor Normal
w_p	Limite de Plasticité
IC	L'indice de Consistance
IPI	L'indice Portant Immédiat
CBR	California Bearing Ratio
C_v	Le Coefficient de Consolidation
IP	Indice de Plasticité
T_v	Temps de Consolidation
C_c	L'indice de Compression
C_s	L'indice de Gonflement
C_u	Cohésion Non Drainé
e	L'indice de Vide
e₀	L'indice de Vide Initiale
K₀	Coefficient de Terre Au Repos
K_h	Perméabilité Horizontale
K_v	Perméabilité Vertical
φ	Angle de Frottement Interne
é_{ult}	Etat Ultime Limite
SSM	Soft Soil Model
MC	Mohr-Coulomb



CHAPITRE I :
INTRODUCTION
GÉNÉRALE

Introduction générale :

La construction des remblais sur sols compressibles pose souvent des problèmes difficiles. Les charges induites par leur poids propre et celui des trains, engendrent des tassements liés à la consolidation des terrains supports lorsque ces tassements sont importants et qu'ils n'ont pas été pris en considération dès le début de la construction, ils peuvent entraîner une déformation du remblai le rendant inapte à son usage initial, provoquer des poussées parasites sur des structures enterrées proches (pieux, palplanches, etc.) jusqu'à leur rupture.

Des déplacements verticaux ont couramment une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres. Pour les couches très molles ou de forte épaisseur, cette amplitude peut atteindre plusieurs mètres. Ces déplacements sont plus importants dans l'axe du remblai que vers les crêtes de talus, ce qui provoque une déformation de la plate-forme. Par ailleurs des déformations plastiques de la plate-forme, résultants notamment des tassements différentiels, soient maîtriser pour rester compatibles avec le type de structure de chaussée adoptée et le niveau de service visé.

Les déplacements horizontaux sont généralement plus faibles que les déplacements verticaux, le rapport entre les deux étant notamment fonction du coefficient de sécurité, de la géométrie du remblai et de l'épaisseur des sols mous. La vitesse des tassements est variable, en fonction de la nature des sols compressibles, de leur épaisseur et de la présence des couches drainantes réf

La prédiction des amplitudes de tassement est une tâche difficile. Les méthodes de calcul usuelles permettent d'avoir un ordre de grandeur du tassement du sol sous une charge de grandes dimensions avec des erreurs plus ou moins élevées dû aux erreurs d'interprétation des essais en laboratoire et insitu ou encore le shypotheses des théories mais aussi les incertitudes sur les conditions initiales des sols sur les quelles sont basées les différentes méthodes de calcul.

L'objectif visé dans les travaux de recherche entrepris dans le cadre de ce mémoire porte sur les méthodes d'estimation des tassements, essentiellement la méthode oedométrique et la méthode préssiométrique et ces application sur un remblai instrumenté au niveau de l'Autoroute Est-Ouest par des plaques de tassement pendant la phase de construction pour but de suivre les tassements des sols mous, décrivait et analysait les observations sur le site expérimental, l'extrapolation des courbes de tassement observées afin de calculé le coefficient de consolidation verticale par l'utilisation de la formule proposée par Asaoka .

Pour atteindre cet objectif, on a cherché à déterminer les propriétés physiques et mécaniques

des sols compressibles, leur variabilité naturelle ainsi que leur influence pratique sur le dimensionnement, le coût et la sécurité des ouvrages. Ces connaissances ont porté essentiellement sur la mesure de ces propriétés au laboratoire et en place. Nous allons identifier les différentes méthodes d'estimation de tassement et les mesures correctives nécessaires permettent d'avoir un ordre de grandeur du tassement du sol sous le remblai avec des erreurs plus ou moins élevées.

Les appareils de mesure, les méthodes d'évaluation de tassement de remblais, ainsi que l'interprétation et l'analyse des résultats de surveillance par des plaques de tassement à différentes profondeurs pendant la phase de construction, sont importantes pour la fiabilité de notre analyse.

Ce travail de recherche est subdivisé en plusieurs chapitres :

Dans le chapitre I, Une présentation de la problématique générale a été donnée.

La classification des sols et la prévision de la capacité de portance à l'aide des essais in situ, ainsi que les méthodes des prévisions des tassements sont également présentées.

L'avantage de l'instrumentation des remblais, et les mesures de surveillance pour l'exploitation des résultats dans l'évaluation de la stabilité et les déformations en cours de construction (Analyse des déplacements verticaux et horizontaux, contrôle de l'évolution de la surpression interstitielle avec le chargement).

Dans le chapitre IV, nous mettons en évidence d'étude du remblai expérimentale afin de comprendre les mécanismes de la rupture de ce remblai qui est instrumenté par des plaques de tassement et des piquets de déplacement.

Les résultats de mesure et d'essai effectués in situ durant la mise en œuvre de l'infrastructure du remblai ont permis de mettre en évidence certains signes avant la rupture globale dans les corps du remblai, aussi ces résultats des mesures nous ont permis de mieux comprendre le comportement de l'infrastructure au cours des opérations de chargement.

I.1. Problématique et motivation :

Les sols compressibles constituent une grande menace pour le comportement des fondations de toute structure, tandis que les coûts associés à des solutions conventionnelles de réhabilitation peuvent aussi être un lourd handicap au projet.

Ce facteur influe d'une manière significative sur la portance, dans les études géotechniques, il

constitue un paramètre incontrôlable et représente le point clé pour la réalisation des infrastructures routières, et représente la condition majeure dans l'exécution des travaux de terrassement. En particulier, lorsqu'un grand remblai en sol compacté repose sur une couche d'argile molle, il est nécessaire d'étudier de façon plus détaillée les zones critiques (zones très défavorables du point de vue de l'épaisseur, de la compressibilité ou de la stabilité des sols compressibles).

Il est difficile d'assurer la stabilité des fondations et des remblais construits sur des sols de ce type, ces derniers subissent de forts tassements provoqués par la compressibilité des sols, aussi qu'il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai et un renflement latéral de la couche molle. Cette situation devient de plus en plus critique à la présence de l'eau.

À l'inverse de la rupture par défaut de stabilité, le tassement est une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit (figure 1.1) :

- Au centre du remblai par un enfoncement vertical ;
- Sous l'emprise du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral de sol de fondation hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance fonction de l'épaisseur de sol compressible.

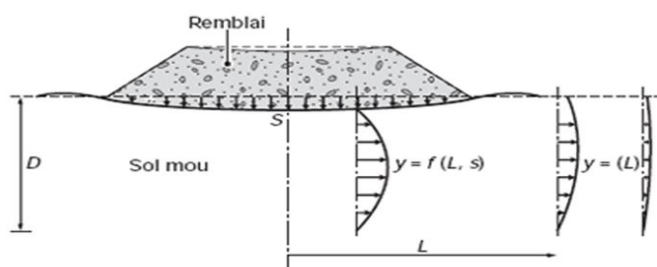


Figure 1.1: schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation (Beroman Mammeri 2017)

En effet la compréhension du comportement des remblais à partir de véritable connaissance des matériaux sur lesquels sera fait le remblai est absolument indispensable, cette dernière demande une précaution particulière liée principalement à l'effet des différentes sources d'incertitudes en relation avec l'effet de l'échantillonnage, les erreurs de mesure qui sont pratiquement inévitables, l'imperfection des modèles mathématiques, et la variabilité dans le temps et dans

l'espace des paramètres géotechniques, Zibani Fatima, (2012), John Atkinson, (2007), Zhi-Liang Wang, (2007), adel aissi et al (2013), la représentativité des résultats d'évaluation des caractéristiques géotechniques donc est incertaine et la prévision du comportement serait alors difficile.

L'expérience obtenue sur les chantiers de construction et dans les centres de recherche pour les remblais expérimentaux et aussi sur les mesures d'auscultation en place, notamment les travaux de LCPC 1973 et de Tavenas et Leroueil 1980, de (Magnan et al., 1983), (jardin et Hight 1987), (poulos et al., 1990) ainsi l'exploitation de l'expansion dans la puissance et la disponibilité des méthodes numériques, basées principalement sur la méthode des éléments finis.

Ce dernier Progrès scientifique a ouvert une nouvelle ère dans l'analyse et la conception de plusieurs problèmes de géotechnique et a permis d'introduire au niveau de l'analyse de ces problèmes des facteurs très complexes comme le comportement non linéaire, le chargement dynamique, la discontinuité, la non homogénéité etc., qui ne pouvaient être considérés dans les analyses et les procédures empiriques précédemment utilisées, (chai et Bergado., 1993), (mechali., 1994)(Mestat Philippe., 2004), (Gnanendran C.T et al., 2006)(venda olivera PJ et al., 2010).

L'instrumentation de la fondation des remblais pendant la phase la plus critique autrement dit, pendant la phase de construction pour mieux comprendre le comportement réel du remblai est une opération efficace, car on peut vérifier la conformité de comportement par rapport aux prévisions et prévenir les incidents en cours de construction, par conséquent on peut considérer donc comme un des moyens de reconnaissance géotechnique des sites (Magnan et Mieussens, 1980),(Tavenas F et al., 1978),(Bourges et al., 1977), (Indraratna, B et al., 1992).

Il est possible d'effectuer sous un remblai, avec les principes d'appareils de mesure des tassements, des pressions interstitielles et des déformations horizontales du sol de fondation. L'interprétation des mesures prises et leurs extrapolations sur un site ayant des caractéristiques géologiques et géotechniques similaires sont des points utiles pour l'optimisation du programme de reconnaissance ainsi que pour l'évaluation de la stabilité.

Aujourd'hui, les mêmes préoccupations et les mêmes problèmes sont toujours d'actualité mais les conditions, les méthodes et les moyens de travail sont variés.

A un stade avancé de construction du remblai de l'autoroute Est Ouest Algérien PK 384 (El Tarf), une rupture majeure dans la fondation s'est produite faisant apparaître des fissures de

l'ordre décimétrique dans le corps du remblai avec des renflements sur les parois latérales résultant en un déplacement important du volume de matériau. D'après les informations recueillies sur place, une forte vibration dans le sol et un bruit assourdissant ont été entendus par les riverains au moment de la rupture du remblai. L'étude entreprise initialement pour étudier le comportement du remblai est réorientée pour identifier les principaux facteurs déclencheurs de cette rupture. La recherche exposée dans cette thèse a pour objet l'étude expérimentale, la modélisation numérique du remblai, sa fondation et son interaction.

Cette action a pour but de suivre les tassements des sols mous à l'effet de décrire et d'analyser les observations sur le site expérimental du remblai du PK 384 puis la validation du modèle de sol mou SSM, afin de comparer ses prévisions avec les résultats de mesure des déplacements horizontaux et d'une surpression interstitielle effectuées pendant plus de 41j sur le site du remblai de PK384.

Ce type de recherche il a fait l'objet d'une étude de recherche afin de comprendre et d'analyser les principaux facteurs d'instabilité du remblai en vue d'accumuler les données géotechniques sur les sols situés dans cette zone. L'analyse de la méthode et le calendrier d'exécution sont nécessaires.

Les résultats des mesures d'auscultation avant rupture (instrumentation) conduisent à la prédiction du comportement du remblai et sa fondation.

La variété des techniques entre l'instrumentation et calcul semi empirique (pressiomètre) aident mieux à comprendre le comportement de fondation sous chargement par remblai, sans omettre les conditions de réalisation pendant la construction.

Les principaux résultats expérimentaux sont liés au rôle de l'instrumentation in situ comme moyen de surveillance, en outre le programme de chargement du remblai et la courbe de chargement avec tassement donnent des renseignements décisifs pour l'analyse de la capacité portante et l'évaluation de la hauteur critique du remblai.

La conformité des résultats entre les différentes techniques d'évaluation de la stabilité pour mieux comprendre la fiabilité de chaque technique, les résultats ont été confrontés au comportement réel mené par l'instrumentation.

CHAPITRE II :
Instrumentation des
remblais et mesures de
surveillance

II.1. Introduction

Pendant et après la construction du remblai suivant la méthode choisie, il est nécessaire de vérifier que le sol de fondation se comporte bien comme prévu, ou au contraire de modifier les conclusions de l'étude en fonction du comportement constaté. Compte tenu de la relative incertitude de certains calculs, il est donc indispensable d'effectuer des mesures d'auscultation en place (mesures des tassements et des pressions interstitielles). REFLCPC 1973, Tavenas et Leroueil 1980, Magnan et al 1983, Jardin et Hight 1987,oulos et al 1990.

Les mesures essentielles effectuées lors de la construction des remblais sur sols compressibles

-Contrôler par la mesure du tassement de la surface du terrain naturel sous le remblai.

-La validation des résultats des études géotechniques et des calculs de dimensionnement et le contrôle du bon déroulement du chantier, ainsi qu'à d'autres avantages dont l'amélioration des méthodes des prévisions par confrontation.

-Également à d'autres avantages dont l'amélioration des méthodes des prévisions par confrontation notamment les résultats des constatations avec les prévisions des calculs. Dans le cas de la construction des remblais par étapes, où l'instrumentation permet de suivre l'évolution de la stabilité du remblai au cours du temps, on surveille alors la stabilité pendant les phases de construction.

-La mesure des déplacements horizontaux du sol compressible sous le remblai permet de dimensionner de façon plus précise les fondations profondes qu'on envisage d'installer ultérieurement au voisinage du remblai.

Suivant l'importance des problèmes, la nature des incertitudes et les objectifs précis fixés à l'instrumentation, le type, le nombre et la position des instruments des mesures peuvent être très variables. Rappeler que les principaux appareils de mesure utilisés sous les remblais sont :

Les jalons et repères topographiques de surface (piquet de déplacement),

- les Tasso mètres de surface ou de profondeur (mesure ponctuelle du déplacement vertical),
- les Tasso mètres multipoints (mesure du tassement de plusieurs points sur une même verticale),
- les piézomètres fermés pour la mesure des pressions interstitielles,
- les tubes inclinométriques, dans lesquels on descend une sonde de mesure d'inclinaison.

Après avoir achevé l'installation des équipements nécessaires, on passe au contrôle de l'état de la stabilité par l'analyse des résultats des différents lecteurs.

Rappeler aussi que l'état de la consolidation avant le chargement a une grande influence sur le comportement de fondation sous le remblai (Tavenas et al., 1978), (Lerouiel et al., 1992), (jardine et Hight, 1987) et (Suzuki., 1988), (Aissi et al., 2013).

II.2. Mesures des Déplacements horizontaux et verticaux

L'importance des déplacements verticaux de sol de fondation mesurés par le Tasso mètre de surface ou de profondeur, et leur utilisation comme critère de surveillance, est l'objet de plusieurs publications. Les déplacements verticaux en phase initiale de construction ont été généralement faibles vu l'état sur-consolidé du sol de fondation (fig. II.1), car le sol de fondation est dans un état sur-consolidé.

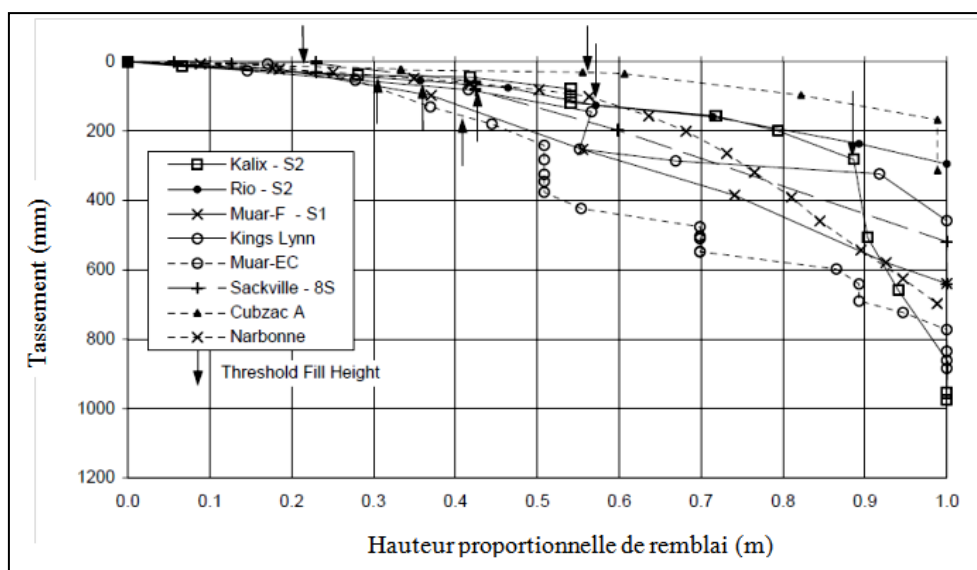


Figure. II.1. Déplacement vertical sous un remblai (G. Hunter 2000)

Quand la hauteur du remblai dépasse la hauteur critique, le comportement non drainé commence. La hauteur critique de remblai est calculée selon la formule suivante :

$$H_{crt} = \frac{\sigma_p - \sigma_0}{\gamma_r (1 - B_1)} \dots \dots \dots (1).$$

Où :

H_{crt} = hauteur critique,

σ_p Contrainte de pré-consolidation,

σ_0 Contrainte effective verticale,

γ_r , Masse volumique saturée,

I Le coefficient d'influence,

B₁Réponse de la surpression interstitielle

Pour les déplacements horizontaux du sol sous les remblais (Bourges et Mieussens., 1979) et (Tavenas et al., 1979) observés sous vingt-et-un remblai décrits dans la littérature, ont montré que :

- la valeur maximale du déplacement horizontal y_{max} augmente relativement au tassement S du milieu du remblai. Après la fin de la construction, la relation obtenue est de la forme :

$$\Delta y_{max} = 0,16. \Delta s \dots \dots \dots (2)$$

Pour les déplacements horizontaux sous le pied des talus des remblais de coefficient de sécurité $F=1,3$;

- au cours de la construction des remblais sur argile sur-consolidé, on observe deux comportements successifs du sol de fondation :

Initialement, tant que l'argile reste sur-consolidé, la relation entre y_{max} et S est à peu près la même qu'après la fin de la construction. Ensuite, on observe une augmentation sensible de la valeur du rapport

$$\frac{\Delta y_{max}}{\Delta s} \dots \dots \dots (3)$$

Qui tend vers une valeur voisine de 1, ce qui, compte tenu de la géométrie des remblais analysés, correspond pratiquement à une déformation du sol à volume constant.

(Tavenas et al., 1979) ont indiqué que la forme de la distribution des déplacements horizontaux sur l'épaisseur de la couche dépend de l'état de sur-consolidation du sol à la fin du chargement, les déplacements restant faibles dans les zones où le sol reste sur-consolidé (figure. II.2).

A la fin de la construction sous les remblais expérimentaux de Cubzac-les-Ponts et Saint-Alband'après (Tavenas et al., 1979), (Asrul Azam et Haut., 2003) définissent le mouvement latéral du sol de fondation à côté du remblai quand il est soumis à la contrainte de cisaillement. Celle-ci augmente avec le taux de chargement en tenant le tassement vertical par l'effet du comportement anisotropique du sol. Selon (Lerouiel et al., 1990) le mouvement latéral du sol de fondation au pied du remblai connaît le même comportement que le déplacement vertical. (Fig. II3)

Pendant la phase de construction et durant les premières phases du chargement, le déplacement latéral est moindre que les déplacements verticaux (O, P), ensuite et avec le chargement, le sol de fondation, devient normalement consolidé en compagnie d'un comportement non drainé,

dans cette condition, les déplacements latéraux ont la même échelle que les déplacements verticaux.

Pour les conditions à long terme et sous l'effet de consolidation, le déplacement latéral reste inférieur aux déplacements verticaux (\dot{A} , D)

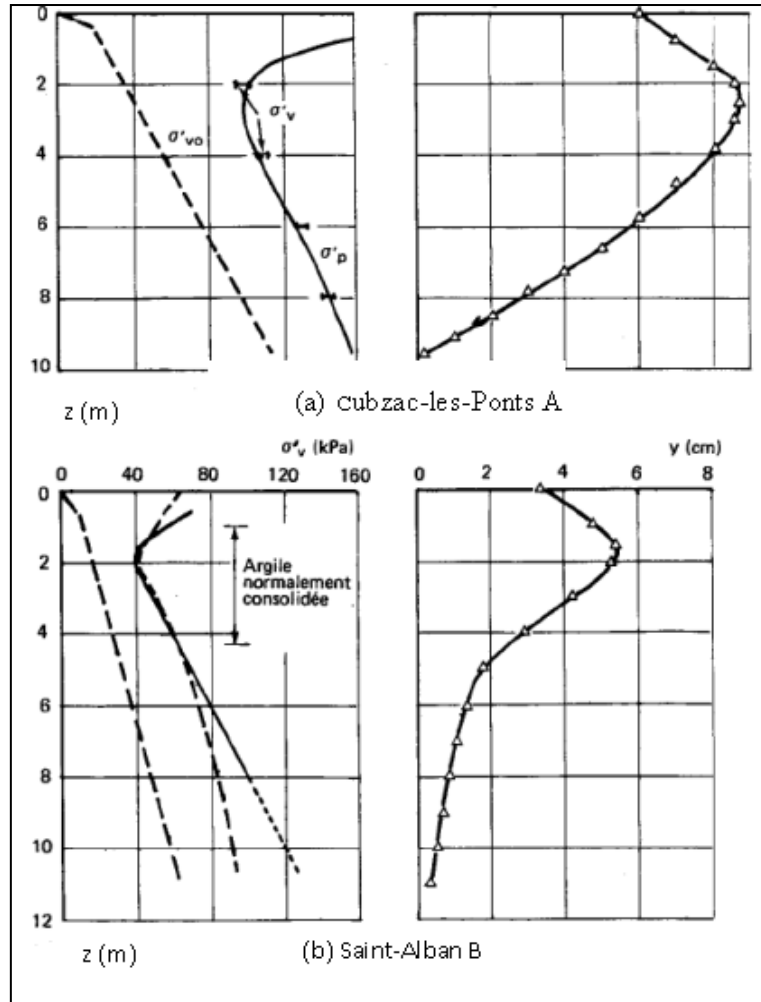


Figure. II.2. Profils de contraintes effectives et des déplacements horizontaux.

(Tavenas et al., 1979)

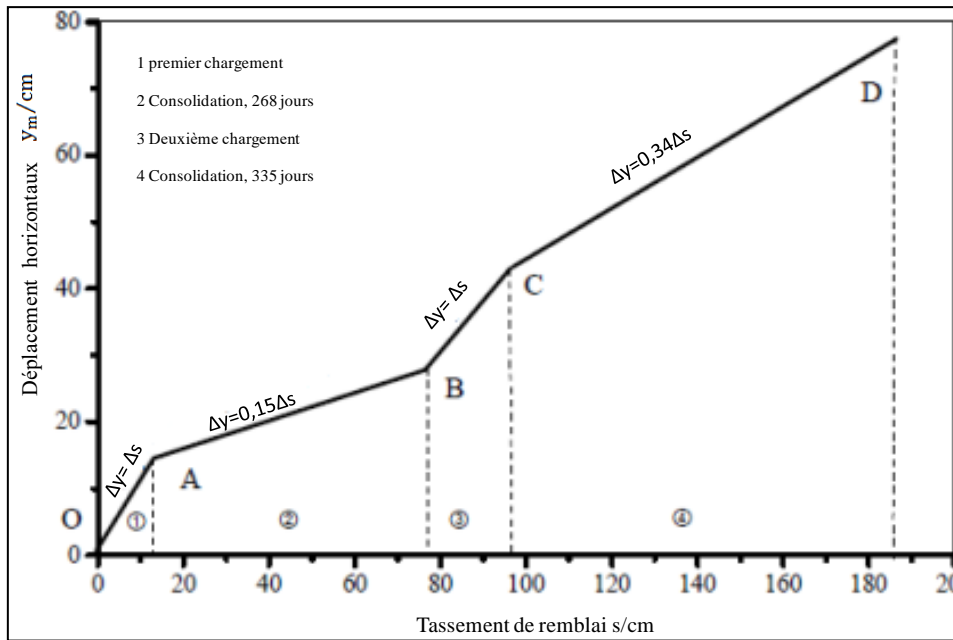


Figure. II.3. Relation entre les déplacements horizontal et vertical Lerouiel et al 1990

II.3 Surpression interstitielle

La génération de la surpression de l'eau interstitielle durant le chargement rapide crée un véritable problème, chose qui provoque la rupture de plusieurs remblais.

Désormais, en essayant de développer et comprendre les comportements et les déformations des sols compressibles sous les remblais, l'université Laval de Québec représentée par la section géotechnique et le groupe de recherche des sols compressibles du laboratoire central des ponts et chaussées (Paris), a accompli de grands efforts sur ce sujet depuis 1970.

(Leroueil et al., 1978) ont analysé 94 séries de mesures piézométriques provenant de trente remblais sur argiles molles de différents pays (Amérique, Asie, Europe) dans le cadre des remblais expérimentaux, ils ont montré que dans la première phase de chargement, la contrainte effective est inférieure à la contrainte de pré-consolidation. Le processus de consolidation agit par prépondérance sur la surpression interstitielle sous génération, de plus que la dissipation de la surpression interstitielle pendant le chargement par l'effet de fort (coefficient de consolidation C_v).

Pendant les phases ultérieures du chargement, l'argile devenue normalement consolidée réagit de façon « classique », l'accroissement de la contrainte verticale sous le poids du remblai étant entièrement repris par l'eau sous forme de surpression interstitielle. Ce comportement a été expliqué par référence au modèle de comportement YLIGHT développé par (Tavenas et Leroueil., 1977, 1979) pour les argiles molles. (Leroueil et al., 1978) ont proposé sur cette base

une méthode simple pour la prévision des pressions interstitielles sous les remblais à la fin de la construction, dans le cas des argiles dont le rapport de sur-consolidation (σ_p/σ'_{v0}) est inférieur à 2,5. Cette méthode peut être résumée de la façon suivante (fig. II.4).

-lorsque la charge appliquée par le remblai est inférieure à γH_{crit} (γ étant le poids volumique du matériau du remblai ; H_{crit} , la hauteur critique du remblai), la surpression interstitielle maximale dans la couche d'argile est donnée par

$$\Delta u = \bar{B}_1 I \gamma H \dots\dots\dots (4)$$

$$\Delta u = \bar{B}_1 I \Delta \gamma H$$

Avec :

I : coefficient d'influence pour la contrainte verticale à la profondeur z,

$\Delta \gamma h$: charge appliquée à la surface du sol

$\bar{B}_1 \approx 0,6$ la surpression interstitielle au milieu de la couche d'argile.

Lorsque l'on s'approche des limites drainantes de la couche, la diminution de \dot{B} ou $\dot{A}u$ a la même allure qu'une isochrone de surpression interstitielle ;

On peut déterminer la hauteur critique H_{crit} à l'aide de la formule

$$\gamma H_{crit} = \frac{\sigma'_p - \sigma'_{v0}}{I(1 - \bar{B}_1)} \dots\dots\dots (5)$$

Pour les remblais de hauteur supérieure à H_{crit} , les surpressions interstitielles sont données

Par:

$$\Delta u = I \gamma H - (\sigma'_p - \sigma'_{v0}) \dots\dots\dots (6)$$

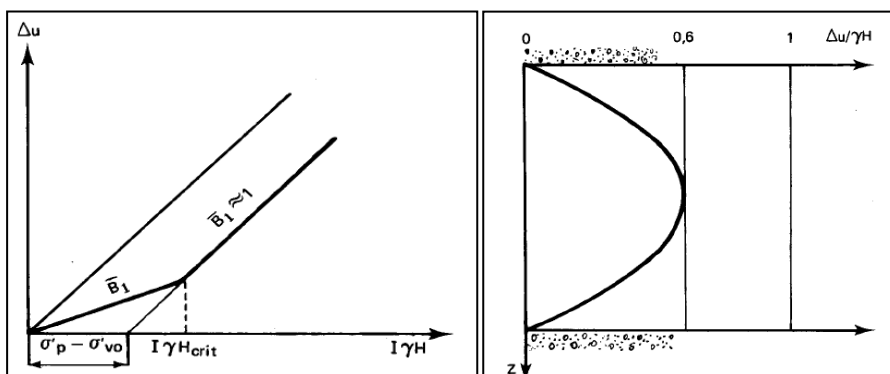


Figure. II.4. Méthode de prévision des surpressions interstitielles initiales. Par (Tavenas et Leroueil.,1977, 1979) pour les argiles molles. (Leroueil et al., 1978)

La forme d'isochrone adoptée pour la distribution des surpressions interstitielles en fin de

construction est justifiée notamment par la compilation des valeurs réduites de la surpression interstitielle sous les remblais décrits dans la littérature.

(Tavenas et Leroueil., 1980) ont montré que le rapport

$$B_1 = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_1}, \dots\dots\dots (7)$$

Varie selon un isochrone à peu près parabolique, avec un maximum de 0,6 et une valeur moyenne de 0,4 (fig. II.5). Intéressant de leur analyse des mesures faites sous des remblais :

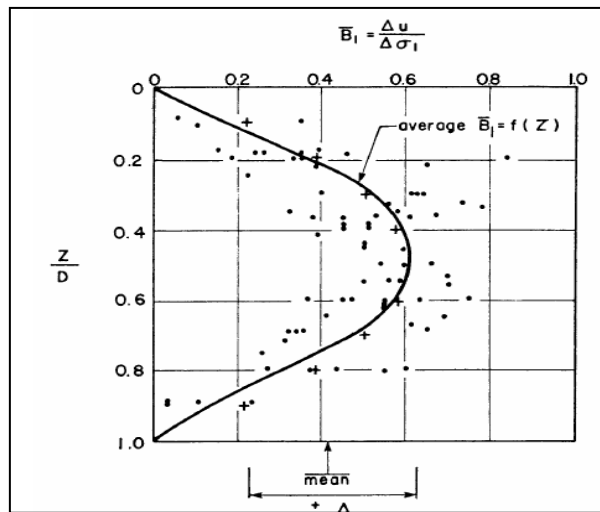


Figure.II.5. Distribution des surpressions interstitielles sous l'axe des remblais, en fin de construction (d'après Tavenas et Leroueil, 1980).

Z/D est la profondeur normalisée de la couche compressible avec le respect de la profondeur de l'argile molle (mesurée à partir de la surface au sol).

\bar{B}_1 et \bar{B} sont mesurés à l'effort efficace moins que la pression de pré-consolidation, le coude de la courbe au point B peut être utilisé en pratique comme critère de surveillance de la stabilité du remblai au cours de la construction : on choisit un piézomètre situé au milieu de la couche compressible, assez loin des surfaces drainantes, et on surveille le rapport des accroissements de la pression interstitielle et de la charge appliquée lors de la mise en place de chaque nouvelle tranche du remblai. Lorsque ce rapport devient supérieur à 1, il est préférable d'arrêter la construction, de diminuer éventuellement la hauteur du remblai et de laisser le sol se consolider pendant quelque temps.

Lorsque l'on approche de la rupture, le rapport $B_f = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_1}$, initialement inférieur à 1 puis augmente sensiblement jusqu'au dépassement de 1, (fig. II.6).

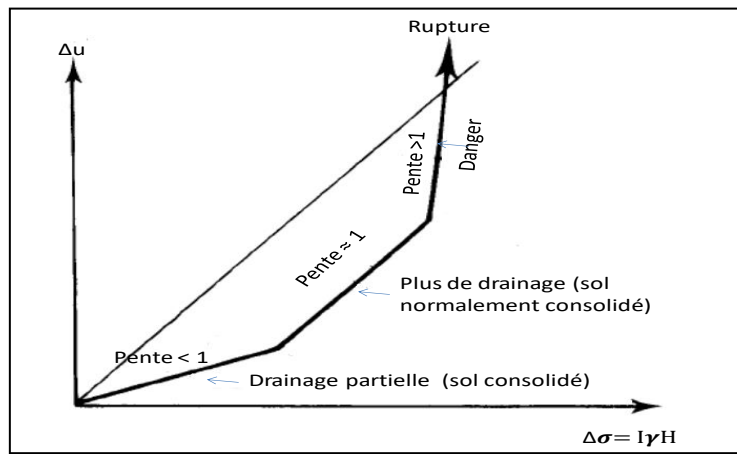


Figure. II.6. Evolution des surpressions interstitielles à l'intérieur de la couche compressible

. Une fois le programme de l'investigation géotechnique terminé, le comportement de l'ouvrage et leur fondation est bien prédire, et le choix de la technique adéquat selon les critères qu'on va discuter dans le chapitre III. L'essentiel chaque cas spécifique correspond à une ou plusieurs méthodes adaptées ainsi que des techniques inadaptées

CHAPITRE III :

Calcul de tassement par différentes méthodes

III.1 Méthode œdométrique:

III.1.1 Domaine application:

La méthode œdométrique pour le calcul des tassements ne sera valable que lorsque la Surface d'application de la charge aura B plus grand que l'épaisseur H0 de la couche Compressible. Dans le cas contraire les phénomènes de distortion du sol avec possibilités de Déformation la tera les conduiront à preferer la méthode pressiométrique.

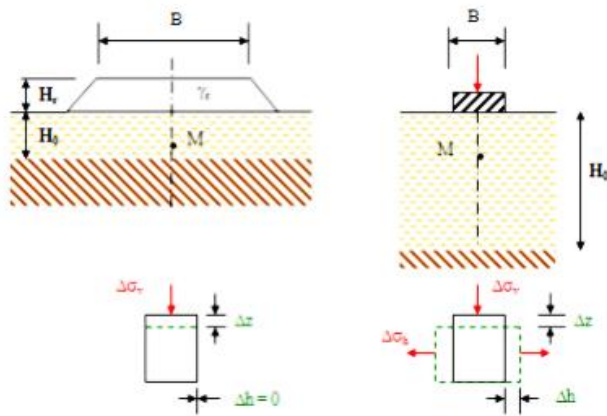


Figure III.1 Principe de methode oedométrique.

III.1.2 Caractéristiques de la courbe de compressibilité:

Dans un essai œdométrique, Comme les deformations horizontals du sol sont nulles, Les variations de volume du sol se réduisent à cells qui résultent de la composante vertical Du displacement:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \dots \dots \dots (\beta).$$

Avec H0 épaisseur initial de l'échantillon et e0 indice de Vides initial.

Allure des courbes de compressibilité donnent des indications sur le remaniement eventual de eprouvette d'essai, l'histoire du sol et son comportement sous charge .il est défini plusieurs paramètres:

- la contrainte effective de préconsolidation: $\sigma'p$ qui correspond à la contrainte effective maximale sous la quelle le sol s' est déjà consolidé au cours de son histoire.
- l'indice de compression Cc: qui par définition est la pente de la tangent a la courbe vierge

telle que:

- l'indice de décompression ou recompression C_s : qui traduit la déformabilité d'un échantillon non gonflant en deçà de la contrainte de consolidation à laquelle il a été soumis.

Sol normalement consolidé ($\sigma'_p = \sigma'_{v0}$):

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \dots \dots \dots (9).$$

$$\Delta(\log \sigma')(\sigma' + \Delta\sigma') - \log \sigma' = \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'}\right) \dots \dots \dots (10).$$

$$\Delta e = -C_c * \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right) Et \quad \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \dots \dots \dots (11).$$

$$\Delta H = H_0 * \frac{C_c}{1+e_0} * \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right) \dots \dots \dots (12).$$

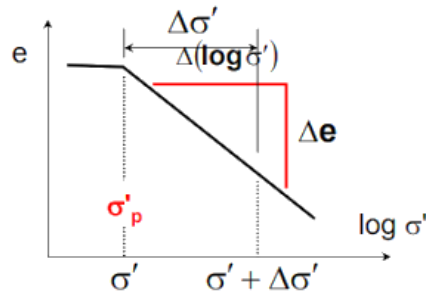


Figure III.2 Sol normalement consolidé

Sol surconsolidé ($\sigma'_p > \sigma'_{v0}$):

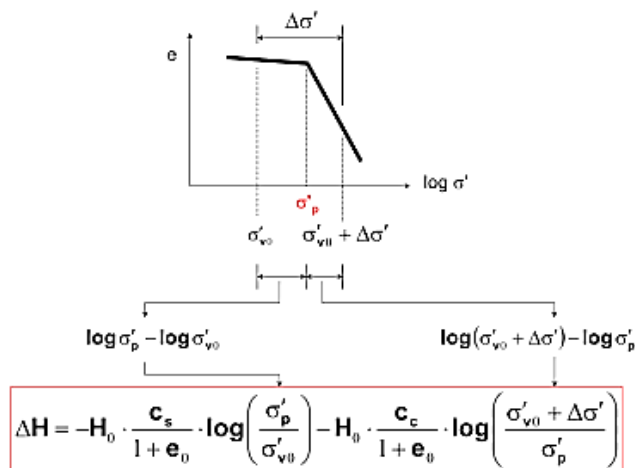


Figure III.2 Sol sur consolidé

Sols sous-consolidés $\sigma'p < \sigma'v0$) : Ces sols sont en cours de consolidation sous leur propre poids: remblais recants mal ou non compactés, vases, tourbes, etc... La méthode œdométrique n'est pas applicable. Le module œdométrique secant Eoed n'a pas une valeur constante. Il dépend du choix de l'intervalle de contrainte de position N1 ($\sigma'v1$; e1) et N2 ($\sigma'v2$; e2) pris sur la courbe et n'est valable pour les calculs de tassement que dans cet intervalle des contraintes.

Il est défini par : $E_{oed} = \Delta\sigma / \Delta e (1+e0) \dots\dots\dots (13).$

Ou par $E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'v2 - \sigma'v1}{(H1-H2)} * H1 \dots\dots\dots (14).$

III.2 Méthode pressiométrique

III.2.1 Domaine application:

La méthode pressiométrique ne s'applique qu'aux fondations dont la largeur est faible par rapport à l'épaisseur des couches compressibles.

III.2.2 Principe de calcul des tassements:

Le tassement total est défini par:

$S = S_c + S_d \dots\dots\dots (15).$

• **tassement de consolidation S_c** : dans la zone située directement sous la semelle ou les contraintes normales sont élevées, zone dénommée Domaine sphérique:

$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} * (q' - \sigma'v0) * \lambda_c * B \dots\dots\dots (16).$

• **tassement S_d dû à des déformations de cisaillement**: ces déformations se font à volume constant, appelé Domaine déviatorique.

$S_d = \frac{2}{9 * E_d} * (q' - \sigma'v0) * B_0 * (\lambda_d * B / B_0)^\alpha \dots\dots\dots (17).$

α : coefficient rhéologique.

q' : contrainte effective appliquée à la semelle.

B : largeur de la semelle avec $B \geq 0.60m$; sinon

$S_d = \frac{2}{9 * E_d} * (q' - \sigma'v0) * B * \lambda \text{ des } \alpha$

B_0 : largeur de référence = 0.60m

E_c et E_d : modules pressiométriques moyens pondérés dans les domaines sphériques et déviatoriques.

$\sigma'v0$: Contrainte verticale effective au niveau (z) de la fondation.

$$\sigma'_{v0} = \gamma * hw + \gamma' (z - hw) = q'_{0} \dots\dots\dots (18).$$

λ_c et λ_d : coefficients de forme en fonction du rapport L/B de la semelle

Valeur des modules de deformation:

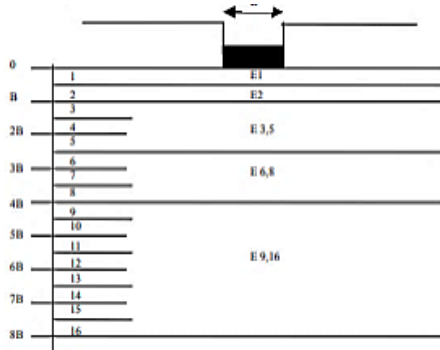


Figure III.4: Modules de pressiométrique.

a. Sol homogène:

$$E_c = E_d = E_M \dots\dots\dots (19).$$

E_M : module pressiométrique du sol homogène.

b. Sol modérément hétérogène: Le sol sous la semelle est découpé en tranches élémentaires fictives d'épaisseur égale à B/2 et numérotées 1 à 16.

E_c et E_d sont donnée par les formules:

$$E_c = E_d = E1 \left(\frac{4}{E_d} + \frac{1}{E1} + \frac{1}{0.85E2} + \frac{1}{E3.5} + \frac{1}{2.5E6.8} + \frac{1}{2.5E_d9.16} \right) \dots\dots\dots (20).$$

***Formule de tassement des remblais ou radiers**

$$s = \frac{\alpha q H}{E_M} \dots\dots\dots (21).$$

avec: q : contrainte appliquée

H : épaisseur de la couche de sol

α : coefficient dit rhéologique, fonction de la nature et de l'état du sol (tableau III.1)

E_M : module pressiométrique

Tableau III.1: Valeurs de α pour les argiles, limons et sables

Nature du sol	argile		limon		sable	
	<u>EM</u>	a	<u>EM</u>	a	<u>EM</u>	a
Etat du sol	<i>pl</i> *		<i>pl</i> *		<i>pl</i> *	
surconsolidé ou très serré	>16	1	>14	2/3	>12	1/2
normalement consolidé ou serré	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3
sous-consolidé et remanié ou lâche	7-9	1/2 (2/3?)	5-8	1/2	5-7	1/3

Tableau III.2: Valeurs de λ_c et λ_d

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
Lc	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
Ld	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Note: pour les argiles normalement consolidées avec EM/pl^* inférieur à 9, nous appliquons la Valeur $\alpha = 2/3$, et non pas $1/2$. Pour les tourbes, on prend $\alpha = 1$

III.3 Méthode numérique

III.4 La théorie de consolidation de Terzaghi

La théorie de Terzaghi de consolidation unidimensionnelle est employée pour calculer l'importance et le taux de règlement de consolidation, les prétentions principales sur lesquelles la théorie est basée sont :

- sol saturé
- l'eau et la particule solide sont incompressibles
- la loi de darcy est validée
- Le moment pris pour que l'argile consolide dépend entièrement de la perméabilité de l'argile.
- L'argile est latéralement confinée.

-L'écoulement de l'eau est unidimensionnel.

-Des efforts efficaces et entiers sont uniformément répartis sur n'importe quelle section horizontale.

La courbe de consolidation d'un sol fin est représentée à la figure (fig. III.5)

La courbe présente d'abord un palier sensiblement horizontal AB, une partie BI décroissante, à concavité tournée vers le bas, puis, au-delà du point d'inflexion I, une partie IC à concavité tournée vers le haut.

La pression interstitielle est considérée comme dissipée au temps noté t_{100} , correspondant au point d'intersection J de la tangente à la courbe au point d'inflexion I, et de l'asymptote à la partie IC de la courbe.

On note la valeur du tassement correspondant s_{100} , ainsi que celle du tassement à la fin d'essai s_f , (indice des vides e_f).

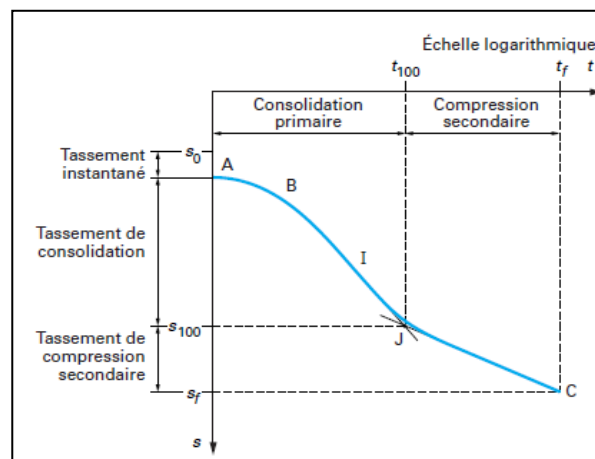


Figure. III.5. Courbe de consolidation d'un sol fin (Jean-Pierre Magnan 2007).

Le coefficient de consolidation C_v dépend de l'indice des vides, du coefficient de perméabilité k et du coefficient de compressibilité verticale a_v . Comme chacun de ces paramètres varie au cours de la consolidation, le coefficient de consolidation n'est pas constant non plus. Comme aussi le degré de consolidation U_v est lié au facteur temps T_v , les valeurs du degré de consolidation sont couramment représentées sous forme de courbes (fig. III.6)

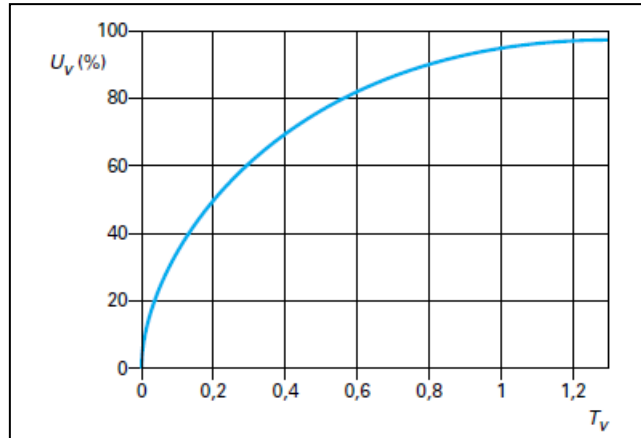


Figure. III.6. Degré de consolidation U_v en fonction du facteur temps T_v .

La courbe est composée de deux parties sensiblement rectilignes, AB à faible pente et CD à forte pente, raccordées par une partie courbée.

On constate en outre, lors d'un cycle de chargement- déchargement DEFGH que le matériau n'a pas un comportement élastique et présente une boucle d'hystérésis (Fig. III.3).

Le coefficient de consolidation est montré par la formule suivant :

$$C_v = k / m_v \gamma_w \dots \dots \dots (22)$$

Où

m_v = Coefficient de compressibilité

k = Perméabilité

γ_w = masse volumique de l'eau = 10 kN /m³

Le nombre de stabilité est défini par

$$\frac{c_u}{\gamma H} \dots \dots \dots (23)$$

Où c_u c'est la contrainte de cisaillement non drainé de sol compressible, γ la densité saturée de sol du remblai, H étant la hauteur du remblai.

III.5 Procédé de conception

Le facteur de sécurité contre la rupture de talus en adoption le talus normal 2 :1 à 2.5:1 est l'utilisation des paramètres de contrainte de cisaillement effective et la pression de l'eau interstitielle pour le sous-sol et la rupture du remblai, le minimum du facteur de sécurité pour assurer la stabilité à la fin de construction est 1.5

Étape 1

Initialement la cohésion non drainée égale à la contrainte de cisaillement $T = c_u$, où :

c_u Est la cohésion non drainée. La hauteur de la première phase de construction est assumée correspondant un coefficient de sécurité basé sur le diagramme de stabilité de Guy Sangler, Gelbert Olibery & Bervard Combon. Pour un nombre particulier de stabilité, ce diagramme est obtenu entre D/H et correspondant à un facteur de sécurité pour différentes valeurs de ϕ ,

Avec D l'épaisseur de sol compressible, et ϕ l'angle de frottement de sol du remblai.

Le calcul de la stabilité permet de déterminer la hauteur maximale du remblai H_1 pouvant être monté sur un sol de cohésion c_{u1} avec un coefficient de sécurité F pris généralement entre 1,4 et 1,5 avec une pente des talus B fixée.

Si l'épaisseur H_1 est inférieure à la hauteur du remblai prévue au projet, on procèdera à une construction par étapes.

Au bout d'un temps (qu'en peut déterminer à partir des paramètres de consolidation de sol), l'amélioration de la cohésion est :

$$\Delta_{c_u} = \gamma_{H_1} \cdot U \cdot tg \cdot \varphi_{c_u} \dots \dots \dots (24)$$

En fait, cette formule donne l'accroissement de cohésion sous l'axe du remblai. Cet accroissement est sensiblement nul au pied des talus. Une valeur moyenne approximative le longe d'un cercle de rupture potentielle

$$\Delta_{c_u} = \frac{1}{2} \gamma_{H_1} \cdot U \cdot tg \cdot \varphi_{c_u} \dots \dots \dots (25)$$

On a ainsi une cohésion

$$c_{u2} = c_{u1 + \Delta_{c_u}} \dots \dots \dots (26)$$

Qui permet de monter le remblai jusqu' à une hauteur H_2 et ainsi de suite comme ce qui est présenté dans l'étape ultérieure.

Étape 2

En raison de la construction de la première phase, il y a une augmentation de la résistance au cisaillement non-drainé qui est calculée comme suit :

Obtenir l'incrément efficace d'effort ($\Delta\sigma_1$) par l'effet de chargement pour la première phase de construction,

$$\Delta\sigma_1 = H_1 \cdot \gamma_b \cdot U\% \dots\dots\dots (27)$$

Où

H_1 = hauteur de la première phase de construction

γ_b = Poids spécifique de sol de remblai

$U\%$ = Pourcentage de consolidation de sous-sol due à la première phase de construction

L'instrument d'effort est uniforme assumé au-dessus de profondeur entière d'une couche d'argile. Par conséquent, la résistance au cisaillement accrue à la fin de la période d'attente

$$\tau = C_u + \Delta\sigma_1 \tan \varphi' \dots\dots\dots (28)$$

Où

φ' est l'angle de frottement de sous sol

Étape 3

De la valeur augmentée de la résistance au cisaillement non-drainé, la hauteur de construction peut encore être établie comme indiqué dans l'étape 1. Laisser cette hauteur être H_2 , Par conséquent, la hauteur du remblai qui peut être construite pendant la 2ème étape est $H_2 - H_1$.

Étape 4

Le temps requis pour différents pourcentages de la consolidation primaire doit être établi selon le calendrier du projet, généralement, le degré de consolidation ne prend pas moins de 30%.

La période d'attente entre la 1ère et la 2ème étape de construction peut être calculée à partir de la théorie de consolidation de Terzaghi

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} \dots\dots\dots (29)$$

Où

T = le temps d'attente après l'application de charge

T_v = temps de consolidation

C_v = coefficient de consolidation

H = Longueur de chemin de drainage, égale à l'épaisseur d'une couche d'argile en cas de chemin simple de drainage et à la moitié de l'épaisseur en cas de double chemin de drainage.

Étape 5

Si la période d'attente comme calculée à partir de l'étape 4 ne rentre pas dans le calendrier global du projet, les étapes 2-4 peuvent être répétées prenant la valeur différente d'U% pour calculer la période d'attente révisée.

Étape 6

Le procédé ci-dessus peut être répété pour établir la hauteur des étapes suivantes.

Cette méthode de construction est délicate car les temps de consolidation sont souvent trop importants pour permettre aux travaux de s'effectuer selon un planning convenable.

CHAPITRE IV :
APPLICATION AUX
ETUDES DE REMBLAI DU
PK 384 DANS
L'AUTOROUTE EST-
OUEST-ALGERIE

IV.1 Introduction

L'Algérie projette de créer une Autoroute de l'Est vers l'Ouest sur une longueur de 1720 km, avec des routes annexes et des ouvrages d'art. C'est un des plus grands projets des travaux publics de l'histoire, il porte en Algérie le nom de "projet du siècle", les implantations de certaines sections dans des conditions géologiques et géotechniques défavorables créent des problèmes de l'instabilité.

Le point kilométrique (pk) 384 constitue un point noir de stabilité suite au problème rencontré lors d'un franchissement d'une plaine inondable de 2km de longueur, avec une faible caractéristique mécanique (sol compressible). Aujourd'hui, les mêmes préoccupations et les mêmes problèmes sont toujours d'actualité mais les méthodes, et les moyens de travail ont évolué par l'effet du développement de l'informatique et de l'analyse numérique ainsi que les conditions propres qui changent d'unité à un autre.

Notre apportés une application sur l'analyse de la rupture d'un grand remblai instrumenté, ce dernier construit sur sol compressible et mené à la rupture au niveau de l'autoroute Est- Ouest, où le volume de dégât est assez important, évalué à 200000 m³ en provoquant un trouble au niveau des riverains. Cette action d'instrumentation avait pour but de suivre les tassements des sols mous, décrivait et analysait les observations sur le site expérimental puis la validation du modèle de sol mous SSM, afin de comparer ces prévisions avec les résultats des mesures des déplacements horizontaux effectués pendant plus 41j sur le site de remblais du PK384. D'autre part le problème survenu dans le PK 384, compte parmi les rares occasions pour mettre en exergue des approches expérimentales combinées avec la modélisation dans le contexte Algérien et même au monde arabe.

Ce type de construction a connu un grand progrès depuis l'année 1948 à ce jour grâce à l'expérience obtenue sur les chantiers de construction et dans les centres de recherche pour les remblais expérimentaux et notamment par les mesures d'auscultation en place, principalement les travaux de LCPC 1973 et Tavenas et Leroueil 1980, Magnan et al 1983, Jardin et Hight 1987, Poulos, et al 1990.

L'enjeu est donc de comprendre et d'analyser les principaux facteurs d'instabilité du remblai en vue d'accumuler les données géotechniques sur les sols situés dans cette zone, et d'analyser le calendrier de la construction et les mesures d'auscultation avant la rupture,

IV.2 Donnée relevée sur les conditions du remblai

IV.2.1 Situation géographique de la zone d'étude

La ville de Boutheldja située à l'est Algérien loin de 45 Kilomètres de la wilaya d'Annaba, le bassin de Boutheldja s'étend sur une aire d'environ 4 hectares. Cette zone n'était pas connue dans les développements urbains précédemment, en raison de la complexité, due à la faible portance, sa compressibilité élevée, ainsi que son caractère inondable (fig. V1).



Figure. IV.1 Situation géographique de la zone d'étude

Sous toutes ces conditions, l'autoroute algérienne Est-Ouest traverse cette zone sur un remblai d'une hauteur maximale de 16 m avec une longueur de 500 m et un angle de talus 18° (fig. IV.2).



Figure. IV.2 Implantation du remblai

Il est à noter que le remblai a été affecté par une rupture pendant la phase de sa construction causant un dégât important, ce qui a engendré un retard et un surcoût de construction.

IV.2.2 Géologie, géomorphologie régionale

Nombreux sont les géologues qui ont étudié la géologie de l'Algérie. Vu l'importance de cette étude pour l'identification des structures profondes des formations géologiques et leurs litho stratigraphies, on s'est inspiré pour accomplir les travaux de Joleaud, 1936 ; Flandrin, 1955 ; Hilly, 1962 ; J.M.Vila, 1978 sur la chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro Tunisiens.

La région fait partie du grand bassin versant de la Mafragh. Elle se caractérise par les formations grés-argileuses des monts de Cheffia et de la région de la Calle (Numidien) (fig. IV.3). Des formations antérieures à la mise en place des nappes (le Numidien, Le Tellien) et des formations post-nappes (les formations récentes). Les formations qui les constituent sont complètement disloquées, d'où la complexité des traits tectoniques. Ces formations sont principalement d'âges tertiaire et quaternaire. Le trait structural dominant les formations anti-nappes. Ce sont des formations géologiques sédimentaires dont on note :

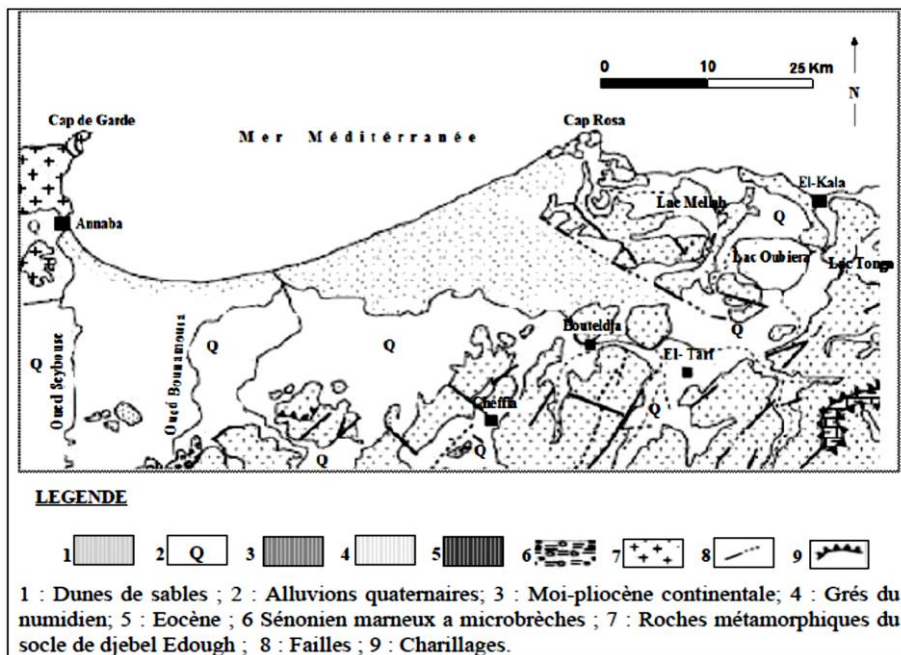


Figure IV.3 Extrait de la carte géologique et structurale au 1/500000 de la chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins algéro-tunisiens (D'après J.M. VILA, 1978).

IV.2.2.1 Nappe numidienne (Argiles sous-numidiennes)

Le terme numidien est actuellement conservé en tant qu'appellation de faciès. Il désigne la série grés-argileuse principalement oligocène.

Ces formations sont largement représentées dans notre région d'étude. Elles affleurent à la base de la majeure partie des Monts de la Cheffia, au Sud-Est de Boutheldja (Djebel Hdjar Siah, Bourdim). Ces formations limitent les alluvions de l'Oued Bougous à l'Est et l'Oued Guergour à l'Ouest. Ces faciès affleurent généralement dans la zone de Ain Assel. Elles ne sont pas visibles sur le terrain à part quelques petits affleurements, car la végétation les recouvre.

a- Les Grés Numidiens

Ce sont des grés quartzeux plus au moins consolidés de couleur rouge à jaunâtre dus à la présence de grains de sables et de fer solvant, ces bancs de grés sont lenticulaires passant latéralement aux argiles d'âge Aquitanien.

L'Aquitanien présente une intense fracturation, ce qui favorise la circulation des eaux souterraines. Cette formation affleure dans toute la région constituant les bordures des plaines et le substratum des formations alluvionnaires sur les deux rives de l'Oued Kébir. On les rencontre également au Sud des Monts de la Cheffia.

b- Les Argiles Supra-Numidiennes

Elles représentent la partie supérieure de la série numidienne d'âge Burdigalien qui se trouve souvent en alternance avec les grés sous-jacents.

On peut les rencontrer souvent dans les Monts de la Cheffia.

D'un point de vue géomorphologique, la région de projet est affectée par des formes de relief principales suivantes :

La terre basse est distribuée entre la côte et les collines du sud d'Annaba à el Tarf. Géomorphologique, elle forme les plaines alluviales, les plaines de vallée, et marais comprenant des lacs. L'Alluvion se compose des matériaux non consolidés comme l'argile, la vase, le sable et le gravier.

Les montagnes telliennes de l'Est Algérien se présentent comme un bourrelet longeant et dominant la mer méditerranéenne depuis Bejaïa jusqu'à la frontière Tunisienne (Samia Affoun, 2006). Le Tell Oriental se subdivise en plusieurs ensembles topographiques présentant chacun des caractères et des problèmes géomorphologiques propres, de l'Ouest vers l'Est, cette région décroît en altitude.

Les terres en contrebas se composent des plaines et des lits alluviaux des cours d'eau ; leur profil

est très régulier, les composants de ce type de morphologie sont principalement le gravier, sable et vase entre mêlés dans diverses proportions réciproques ; leur uniformité tend à augmenter avec la profondeur en raison de la normale consolidation.

La présence de l'argile en tant que concrétions de sous-produit et de carbonate de désagrégation par circulation ducalcaire de l'eau souterraine peut localement augmenter l'uniformité des sols extérieurs.

Les oueds représentés principalement par le Bouna moussa à l'Ouest et El-Kébir à l'Est, ces deux grands cours d'eau rejoignent la mer à l'embouchure appelée la Mafragh qui forme un exutoire unique.

La carte altimétrique donne plus de détails sur la morphologie du bassin versant (fig. V4). En effet, la répartition altimétrique nous permet de dégager les formes du relief les plus caractéristiques du bassin versant et leurs altitudes. On distingue 04 tranches d'altitude :

IV.2.2.2 Plaines et épandages

Les plaines s'étalent de l'Est vers l'Ouest sur 1100 Km² d'une altitude inférieure à 10 m et atteignant les 50m. L'épandage forme la zone de contact entre la plaine et les versants où s'étalent les alluvions des cours d'eau formant alors des plaines d'épandages.

IV.2.2.3 Les Versants

Ils apparaissent dans une tranche d'altitude allant de 50 à 400 m, comme dans les basses collines des Monts de la Cheffia qui entourent les bassins intérieurs de Bouhadjar, Cheffia, Ain Karma et Asfour, ainsi que dans la région de Bougous au niveau de Djebel Oum Ali, et occupent le centre du bassin versant.

IV.2.2.4 Les Collines

Les collines sont représentées par le Hadjar Siah et Djebel Bourdim avec une longueur de 51,900m au Nord- Est de Boutheldja, et des altitudes respectives de 175 et 177 m. Elles sont dominées par un faciès argilo- gréseux numidien qui forme une limite étanche à la formation sous-jacente (Mouchara, 2004), elles sont représentées sur la carte par la tranche d'altitude de 400-800m. Elles apparaissent sur les limites ouest du Bassin versant sur Kef-el-Ouach, Kef el Ramoul et Kef Mzaza sur les frontières Algéro-Tunisiennes. Elles constituent les crêtes de la ligne de partage des eaux de l'Ouest vers l'Est.

IV.2.2.5 Les montagnes

D'une altitude variante de 800 jusqu'à 1406 m, elles sont représentées par Kef el Boum, Kef

Rekeb à l'Ouest et Djebel Dir, Djebel El Ghorra à l'Est. Elles représentent les crêtes de la ligne de partage des eaux du bassin versant dans sa partie sud.

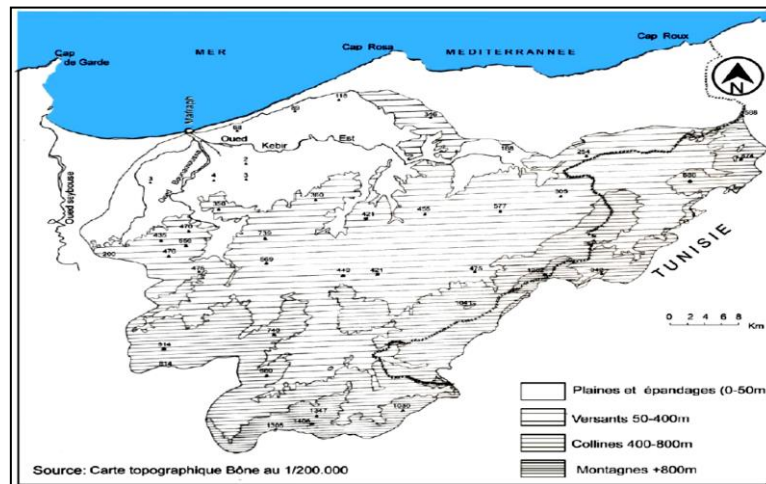


Figure. IV.4 Carte altimétrique sur la morphologie du bassin versant de Mafragh (Samia AFFOUN 2006)

La Plaine de Boutheldja avec la Plaine de Annaba, de ElTarf /Ain Assel forment la basse vallée de la Mafragh, qui est localisée sur un matériel alluvionnaire (sablo-limoneux, sablo argileux), et apparaît également sur les replats des sommets gréseux.

IV.2.3 Cadre hydrogéologie

Le projet traverse un vaste réseau hydraulique, de grands fleuves et de petits affluents qui se trouvent dans le bassin et sur le côté méditerranéen. Sous l'influence conjuguée de la mer, du relief, du sol et de la latitude, des zones climatologiques se succèdent à partir du littoral et se caractérisent par leurs faibles largeurs.

Les caractéristiques topographique et climatologique favorisent un système articulé de drainage des montagnes, ces formes restent submergées durant la période pluvieuse en raison de la faible capacité d'évacuation de l'Oued Mafragh à cause de l'ensablement de l'embouchure; ce qui provoque une stagnation et par conséquent un retour d'eau, surtout quand la mer est en haute eaux, d'où une mauvaise réception des eaux d'oueds par cette dernière, empêchant ainsi les eaux de se déverser normalement eu égard à la topographie avec des altitudes très faibles. Celles-ci ne dépassent pas les 3m à partir d'une distance de 5km par rapport à l'embouchure, que ce soit pour l'Oued Kébir Est ou Bounamoussa, Ce qui témoigne d'une pente très faible, incapable d'évacuer de grandes quantités d'eau. Cette eau tend vers la stagnation sur des sols de texture très fine d'argile et limon avec tendance aux sols hydro morphes.

Le tracé hydrographique est très influencé par la géologie de la région étudiée (figure IV5). La lithologie joue un double rôle, d'une part sur le régime des cours d'eau et d'autre part sur l'érosion et le transport solide.

Cet emplacement permet de classer la zone d'étude dans les zones inondables selon le rapport réalisé par Pacific Consultant International (2009). L'eau souterraine a été mesurée en plaine dans les forages, la moyenne du niveau des eaux souterraines dans les plaines est d'environ (-5 m). Les bassins de captation importante traversés par la section du projet sont comme suit :

Fetzara – Bassin de Seybouse

Mekhada – Bassin de El Kebir

Oubeïra – Bassin de Mellah

Bassin de Tonga

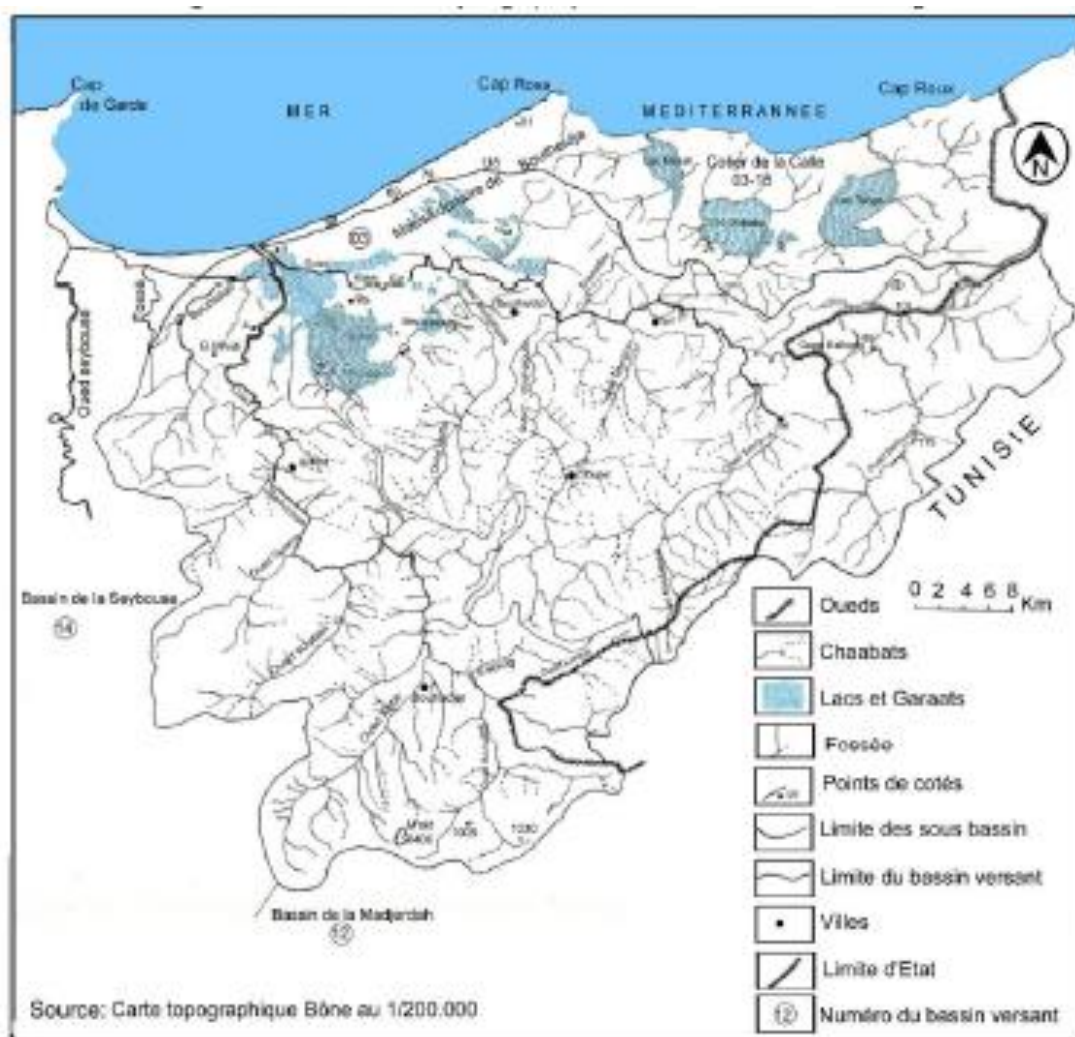


Figure IV.5 Carte du réseau hydrographique du bassin versant de la Mafragh

La nappe phréatique est située dans les collines et la terrasse est déposée, le niveau supérieur de l'eau est principalement situé à l'interface entre les formations extérieures (argile avec gravier en collines et argile marneuse sur la terrasse).

La nappe phréatique supérieure suit généralement la topographie de la surface et elle est située aux profondeurs comportées entre 2 et 5.2m.

En plaine, l'eau souterraine est située dans les formations alluviales.

Selon les puits et les forages existants, le niveau d'eau est plus profond dans des dépôts de terrasse. L'irrégularité des précipitations constitue une donnée fondamentale du climat de l'Algérie (Seltzer.P, 1946).

La connaissance des moyennes annuelles demeure nécessaire avant d'aborder l'étude de l'abondance des cours d'eau et surtout la détermination du bilan moyen annuel. La variabilité des pluies sur de longues périodes d'observation, doit être précisée par des moyens statistiques (figure IV6).

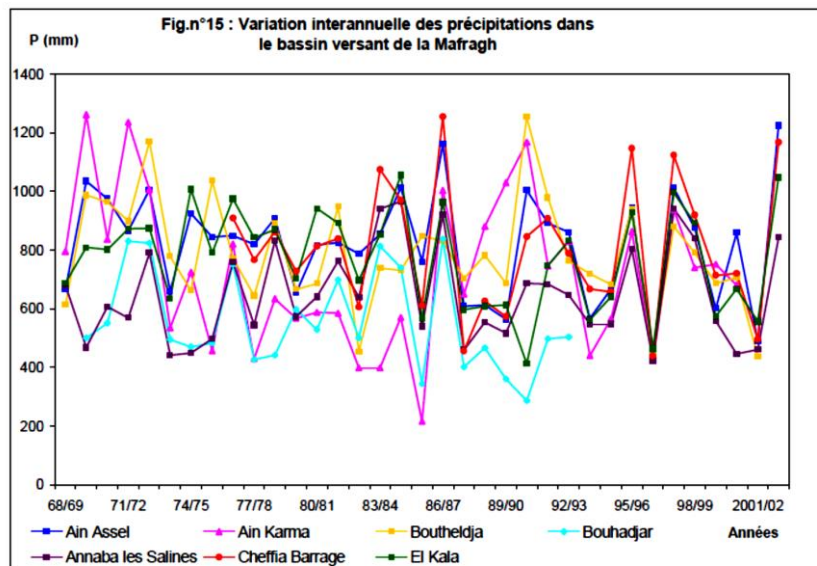


Figure IV.6 Variation interannuelle des précipitations dans les bassins versants de la mafragh

Le bassin versant de la Mafragh reçoit une pluviométrie moyenne de l'ordre de 734.78 mm. Elle est calculée par pondération à partir des moyennes enregistrées dans les stations pour les périodes de différentes durées.

IV.2.4 Climat Et Séismicité

IV.2.4.1 Climat

La région est soumise à l'influence d'un climat Méditerranéen caractérisé par une période humide

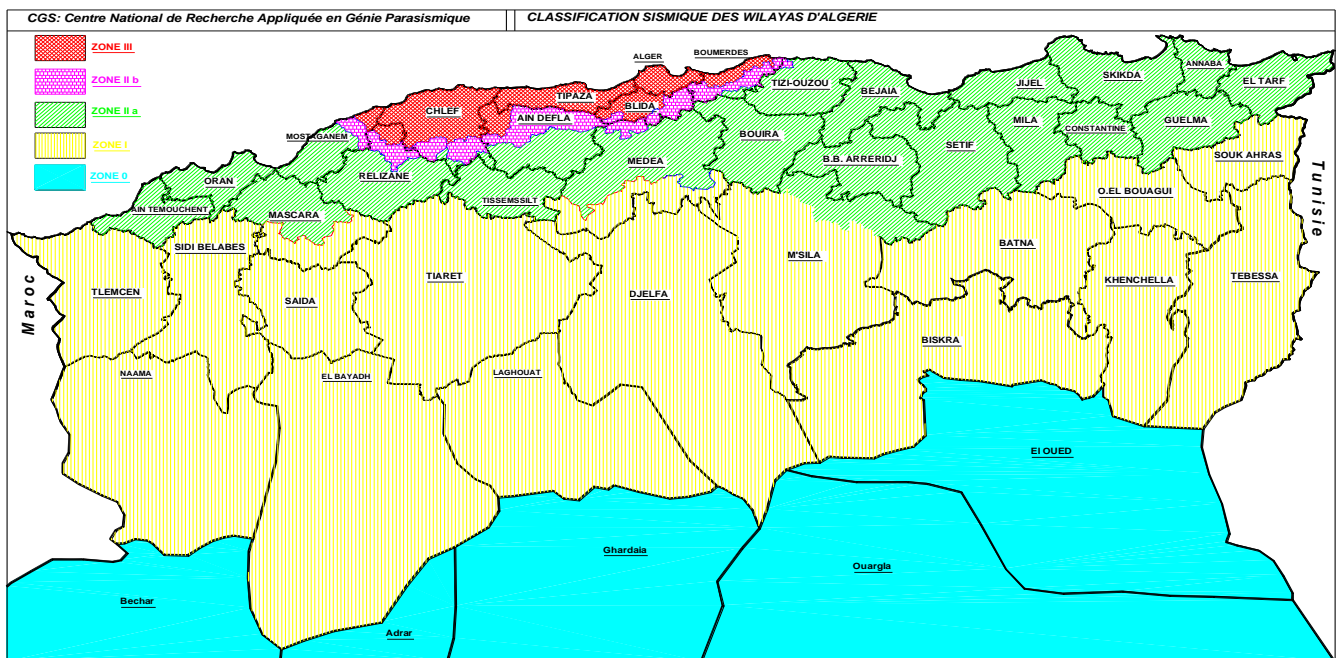
qui s'étend du mois d'octobre au mois de mai, et une autre sèche qui débute au mois de mai et se termine au mois de septembre. Elle reçoit en moyenne une pluviométrie variant entre 815,12 mm et 663,94 mm, sous une température moyenne annuelle de l'ordre de 17,85 C°.

IV.2.4.2. Séismicité

Selon la version 2003 (règlements parasismiques algériens RPA) et l'examen, la Wilaya d'El Tare et de Skikda sont classées dans la catégorie « II », c.-à-d. dans une zone de moyen-séismicité (voir Figure IV7).

Le clivage est mentionné dans la normalisation qui divise le territoire algérien en quatre zones de séismicité croissante, c.-à-d. :

- Zone O : séismicité insignifiante
- Zone I : séismicité faible
- Zone II : séismicité moyenne
- Zone III : séismicité élevée



Figure, IV.7 Carte de zonage sismique du territoire national – RPA 99/ après addenda.

Le niveau sismique minimal de protection est accordé à une structure dépend de ses conditions et importance en ce qui concerne les objectifs visés par la communauté.

N'importe quelle structure appartenant à un champ d'application des règlements parasismiques Algériens RPA doit être classifié dans les catégories définies comme suit :

- Groupe 1A : structures avec l'importance essentielle
- Groupe 1B : structures avec significatif important

Groupe 2 : structures ordinaires ou avec importance moyenne

Groupe 3 : structure avec une importance insignifiante

Le coefficient d'accélération (A) est indiqué dans le (tableauIV.1)

Tableau IV.1 coefficient d'accélération des différentes zones.

ZONES			
Group	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

IV.2.5 Contexte géologique local

Dans le cadre de l'étude géologique sommaire (APS), des sondages ont été effectués le long du tracé, on présente dans cette partie tous les travaux de terrain réalisés dans le cadre des investigations géologique et géotechnique. Le (tab IV.2) indique les travaux et les quantités réalisés.

TableauIV.2 : Travaux réalisés

Sondages/Activités	Objet	Nombre	Longueur totale (m)
Forages carottés	Terrassement	56	1574,45
Forages carottés	Ouvrages d'art	29	689.45
Sondages pressiométriques	Ouvrages d'art	58	1483
Sondages pressiométriques	Ouvrages hydra Liques	25	239
Puits d'exploration	Terrassement	362	----
Cartographies géologique	----	----	89526

IV.2.6 TRAVAUX de reconnaissance

IV.2.6.1 Forages carottés

Les forages carottés ont été réalisés à l'aide des sondeuses hydrauliques munies de carottiers à double parois d'un diamètre variant de 101 à 116 mm

Dans les zones des remblais des échantillons ont été prélevés à l'aide de cuillères fendues selon la norme NF P94-116. Des échantillons paraffinés ont été également prélevés afin

d'obtenir des échantillons non remaniés.

IV.2.6.2 PUITES d'exploration

Un total de 362 puits d'exploration a été effectué pour l'ensemble des sections 1.2 et 1.1. Dans la section 1.1 le nombre de sondages est 68 alors que dans la section 1.2, il atteint 294 puits. L'espacement moyen entre les sondages est de l'ordre de 250 m. La profondeur des puits variait de 3 à 5 m lorsqu'il s'agissait d'un puits localisé dans un remblai ou dans un déblai. Les matériaux ont été échantillonnés pour chacune des couches rencontrées et des échantillons servant à déterminer la teneur en eau ont également été prélevés.

IV.2.6.3 Essais en laboratoire

Des essais en laboratoire ont été réalisés sur les échantillons prélevés. Pour les forages, les résultats des analyses pour les puits d'exploration sont présentés quant à eux aux volumes 4D à 4G compte tenu de la taille trop grande des documents.

Les sept laboratoires suivants ont été retenus pour la réalisation des essais :

1. LTP Est (Annaba)
2. Fondas oïl (Constantine)
3. Laboratoire Cojaal camp 7
4. CTPP (Alger)
5. LCTP (Alger)
6. LNHC (Alger)
7. SENCO (Alger)
8. Les études APD ont été réalisées suite aux résultats de l'étude APS des sections 1 et 2 de l'autoroute est-ouest (tab IV3).

Tableau IV.3 résume l'ensemble des travaux réalisés

Sondages/Activités	Object	Nombre	Longueur totale (m)
Forages carottés	Terrassement/structure	96	2536
Pressiomètres	Structure	11	136
Essai pénétration dynamiques	Structure	35	277
Essai à la plaque	Terrassement	6	----
Puits d'exploration	Terrassement	9	----

Dans notre étude, nous sommes intéressés essentiellement aux sondages les plus proches de la zone d'étude (S1, S4), on se focalise sur ceux qui sont réalisés avant la rupture (S1, S2) et cela pour être le plus représentatif possible pendant le choix des paramètres géotechniques et ainsi d'éviter les valeurs biaisées par l'effet du remaniement. La (fig. V8) montre la position des sondages réalisés dans le cadre de l'étude, avant et après la rupture.

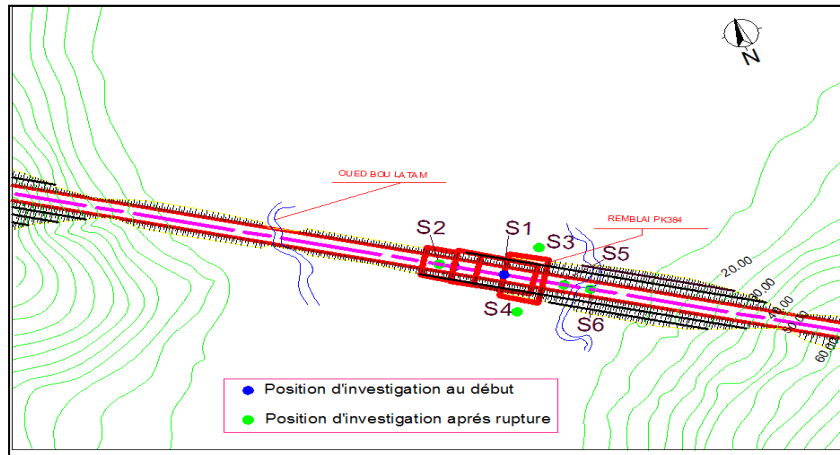


Figure. IV.8 Vue en plan du site et implantation des sondages de reconnaissance

Les propriétés géologiques réparties dans cette région sont indiquées dans le (tab.IV4)

Tableau IV.4 Représentation des différentes couches de terrain

Pk	Formation géologique
384+220 - 385+100	<p>En début de section (384+220 - 384+480), à partir de la surface du sol jusqu'à 24m, il y a une couche de sol argileux, avec en dessous sur des épaisseurs de 13m des alternances des couches de sable et de couche graveleuses et argileuses.</p> <p>Enfin de section (384+220 - 385+100) à une profondeur de 24 m depuis la surface du sol il y a une accumulation de couches argileuses, avec dans les 5m de la partie inférieure une insertion d'une mince couche de sable (moins de 1m d'épaisseur) de qualité altérée. En dessous se trouve une couche de sable de 6m d'épaisseur, les sols d'assises sont des sables graveleux avec des distributions en profondeur situées entre 26-29m. furent installés</p>

La figure suivante (fig. IV9) montre le profil en long des différentes couches des terrains sous le remblai.

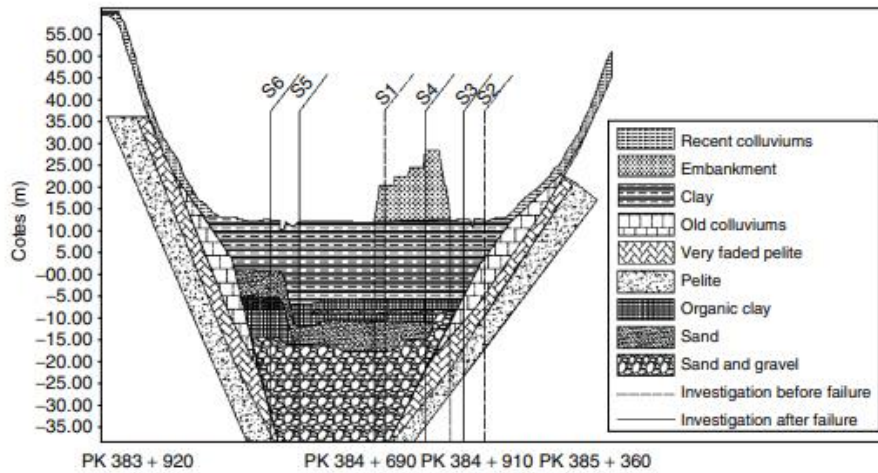


Figure IV.9 Résultat des études du sol (profil longitudinal)

IV.2.6.4 Les essais in situ

IV.2.6.4.1 Pressiomètres

Un total de 83 sondages pressiométriques ont été réalisés pour les investigations DEX/ENT. De ce nombre, 58 sondages ont été effectués pour les ouvrages d'art alors que le reste concerne les ouvrages hydrauliques. La profondeur des sondages variait de 9 à 36 m. Les essais pressiométriques ont été réalisés conformément à la norme NF P94-110.

Les résultats de quelque sondage pressiométrique concernés par notre étude sont montrés dans les figures suivantes (Tableau IV.6 .7 et 8).

Tableau IV.6 Sondages pressiométriques N° S4 Pour le Point kilométrique Pk 384+840

Profondeur(m)	Pression limite pl (bar)	Pression de fluage pf (bar)	module pressiométrique E (bar)	la cohésion C_u (KN/m ²)	pression de pré-consolidation P_c (KN/m ²)
3	5.50	3.17	51	68.8	211
6	5.20	2.78	56	65	185
9	5.40	2.78	59	67.5	185
12	5.20	2.48	63	65	165
15	7.70	3.99	81	96.3	266
18	7.30	3.29	77	91.3	219
21	7.10	3.10	81	88.8	207
24	7.70	3.30	86	96.3	220
27	27	14.60	385	180	973
30	33	17.80	505	220	1187

Tableau IV.7 Sondages pressiométriques N° S3 Pour le Point kilométrique pk 384+950

Profondeur (m)	Pression limite pl. (bar)	Pression de fluage pf (bar)	module pressiométrique E (bar)	cohésion C_u (KN/m ²)	pression de pré-consolidation P_c (KN/m ²)
1.5	6.50	4.00	117.00	81.3	267
3.0	5.70	2.50	87.50	71.3	167
4.5	4.90	2.30	50.30	61.3	153
6.0	4.50	1.70	68.70	56.3	113
7.5	3.60	1.50	123.00	65.5	100
9.0	4.00	1.00	33.60	50.0	67
10.5	5.20	2.40	106.90	65.0	160
12.0	4.40	1.40	52.60	55.0	93
13.5	4.00	0.20	74.50	50.0	13
15.0	3.10	1.20	52.40	56.4	80
16.5	3.70	1.00	56.00	67.3	67
18.0	8.50	2.40	142.10	106.3	160
19.5	3.00	0.70	46.40	54.5	47
21.0	2.20	0.00	26.70	40.0	0
22.5	23.00	7.50	211.50	153.3	500
24.0	37.80	13.60	604.90	252.0	907
25.5	52.70	20.30	972.20	351.3	1353
27.0	37.60	9.60	510.60	250.7	640
28.5	37.40	10.80	433.30	249.3	720
30.0	42.30	12.00	608.00	282.0	800
31.5	37.90	19.20	534.00	252.7	1280
33.0	48.60	25.60	993.60	324.0	1707
34.5	48.50	25.70	992.40	323.3	1713
36.0	52.20	24.90	976.60	348.0	1660

Tableau IV.8 Sondages pressiométriques N° S1 Pour le Point kilométrique pk

Profondeur (m)	Pression limite pl (bar)	Pression de fluage pf (bar)	module pressiométrique E (bar)	la cohésion C_u (KN/m ²)	pression de pré-consolidation P_c (KN/m ²)
1.5	4.70	2.10	55.00	58.8	140
3.0	2.80	1.40	19.00	50.9	93
4.5	1.20	0.70	6.00	21.8	47
6.0	1.30	0.50	6.00	23.6	33
7.5	1.80	0.50	12.00	32.7	33
9.0	1.80	0.40	34.00	32.7	27
10.5	3.40	1.80	32.00	61.8	120
12.0	2.40	1.40	21.00	43.6	93
16.5	6.30	2.10	73.00	78.8	140
18.0	5.80	1.50	46.00	72.5	100
21.0	7.00	2.30	47.00	87.5	153
25.5	7.30	4.20	77.00	91.3	280
27.0	0.90	0.50	17.00	16.4	33
28.5	30.50	17.60	220.00	203.3	1173
30.0	81.80	48.10	4039.00	545.3	3207
31.5	82.00	48.20	9240.00	546.7	3213
33.0	81.90	48.20	8854.00	546.0	3213
36.0	81.70	48.00	4284.00	544.7	3200

Les tableaux IV.6-7-8 montrent que la couche de substratum située dans la profondeur -25m dans tous les sondages, l'augmentation des caractéristiques résultant de la présence d'alternances des couches de sable et de couches graveleuses conformément au sondage carotté.

On remarque aussi que les caractéristiques les plus résistantes (pression limite et module pressiométrique) se trouvent dans le sondage S1. Pour plus de détails concernant la classification à partir de ce paramètre voir

Le (tab. V5), présente le sondage pressiométrique effectué avant la rupture dans la zone d'étude pk 384+720

L'analyse des résultats de l'essai pressiométrique est réalisée avant la rupture (S1) montre le caractère surconsolidé du terrain selon la recommandation de Ménard présentée dans le tableau (tab. IV.9)

Tableau IV.9 Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265)

Rapport ($\frac{E_m}{P_L-P_0}$)	Nature du sol
$\frac{E_m}{P_L-P_0} < 5$	Argile remaniée et triturée
$5 < \frac{E_m}{P_L-P_0} < 8$	Argiles sous consolidée ou légèrement remaniée
$8 < \frac{E_m}{P_L-P_0} < 12$	Argile normalement consolidée
$12 < \frac{E_m}{P_L-P_0} < 15$	Argile légèrement sur consolidée
$\frac{E_m}{P_L-P_0} > 15$	Argile fortement sur consolidée

On remarque aussi que dans la profondeur de -21m, le rapport $12 < \frac{E_m}{P_L-P_0} < 15$ donc

l'argile à ce niveau est dans un état légèrement surconsolidé.

IV.2.6.4.2. Essai pénétrométrique

Un résumé des résultats de pénétromètre est montré dans les (tab. IV10)

Tableau IV.10: Résumé des résultats des sondages pénétrométriques

N° de sondage	profondeur (m)	Valeur N	N° de sondage	Profondeur (m)	Valeur N	N° de sondage	Profondeur (m)	Valeur N
CHAPITRE IV : APPLICATION AUX ETUDES DE REMBLAIS DU PK 384 DANS L'AUTOROUTE EST-ouest de la CÔTE D'IVOIRE								
	9.50 - 9.95	15		1.50-1.95	12		1.50-1.95	11
S1 pk 384+720	11.0 - 11.45	17	S2 PK384+840	3.0 - 3.45	15	S5 PK384+510	3.0-3.45	13
	12.5- 12.95	10		4.50 - 4.95	15		4.5- 4.95	11
	14.0- 14.45	9		6.0- 6.45	8		6.0- 6.45	11
	15.5- 15.95	9		7.5 - 7.95	12		7.5-7.95	11
	17.0- 17.45	13		9.0- 9.45	15		9.00-9.45	19
	18.5 - 18.95	16		12 -12.45	18		10.5-10.95	13
	20.0 - 20.45	17		13.5-13.95	19		12.0-12.45	9
	21.5 - 21.95	16		16.5-16.95	19		13.5-13.95	10
	23.0 - 23.45	17		18- 18.45	21		15-15.45	12
	24.5 - 24.95	13		19.5-19.95	22		16.5-16.95	8
	26.0 - 26.45	16		21- 21.45	23		18-18.45	17
	27.5 - 27.95	10		22.5-22.95	23		19.5-19.9	25
	29.0 - 29.45	9		24-24.45	27		21- 21.45	13
	30.5 - 30.95	17		25.5-25.95	29		22.5-22.9	19
	33.5 - 33.95	44					24-24.4	8
	35.0 - 35.45	38					25.5-25.9	38
	36.5 - 36.95	45					27-27.45	>50
	38.0 - 38.45	46					28.5-28.9	>50
39.5 - 39.95	43			30	-*			
41.0 - 41.45	41			31.50	-*			
42.5 - 42.95	45							

IV.2.6.5 Les essais en laboratoire

L'exploitation des résultats des essais effectués au camp 7, ont touché les différentes formations géologiques rencontrées. Basé sur les essais physiques, ces derniers permettent de délimiter les couches et sous couches du sol, et peuvent même être réalisés sur des échantillons remaniés. Dans notre cas les essais sur les caractéristiques physiques ont été réalisées à partir des échantillons prélevés dans les puits d'essais et des échantillons de sondage. Un résumé des

résultats obtenus est présenté dans le (tableau IV.11)

Tableau IV.10 Résultat des caractéristiques physique et mécanique des échantillons au laboratoire

Sondage No	pk	Profondeur (m)	W	Sr	Γh	γd	γs	limites d'atterberg		
			(%)	(%)	(t/m ³)	(t/m ³)	(t/m ³)	wL	Wp	Ip
S1	384+720	3	30.3	100	1.95	1.49	2.71	64	26.3	37.7
		7.30	26.1	99	1.98	1.57	2.68	53.8	22.9	30.9
		11.5	26.4	100	1.99	1.58	2.62	60.7	25.5	35.2
		18.8	18.1	99	2.13	1.81	2.61	51.8	20.9	30.9
S3	384+840	5.5	20.5	88	1.98	1.64	2.36	45.5	23	22.5
		10.5	28.1	89	1.85	1.44	2.29	50.1	26.8	23.3
		15.5	19.6	78	1.91	1.59	2.46	51	29.6	21.4
		20.5	25.1	88	1.89	1.51	2.35	50	22.8	27.2
S2	384+998	1.2	20.4	86	1.97	1.64	2.53	58	29	29
		5.50	20.5	80	2.07	1.72	2.81	49	27	22
		10.3	14.4	89	2.15	1.88	2.36	36	17	19
		13	15.8	98	2.17	1.88	3.19	28	19.0	9.00
Moyennes			22,11	91,16	2,0033	1,64	2,58	49,825	24,15	25,67

Des essais de limites d'Atterberg ont été effectués conformément à la norme NF P94-051 (voir tableau ci-dessus), cela a permis de caractériser la consistance du sol et de le classer selon le tableau ci-dessous (tab. IV.4). La limite de liquidité moyenne est de 49,82% et une limite de plasticité moyenne de l'ordre de 24,15% ce qui donne un indice de plasticité moyen de l'ordre de 25,67%, ce qui explique l'état plastique de cette argile selon le tableau de classification.

Tableau IV.11 Classification des argiles selon l'indice de plasticité (Norme NF P94-051)

Indice de plasticité IP	Etat-du sol
0-5	Non plastique
5-15	peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

- les essais mécaniques ont été obtenus par l'exploitation des résultats de l'essai de cisaillement fait au camp7(NF P94-077). Les (fig. IV10, IV11) schématisent des cas des résultats de l'essai de cisaillement.

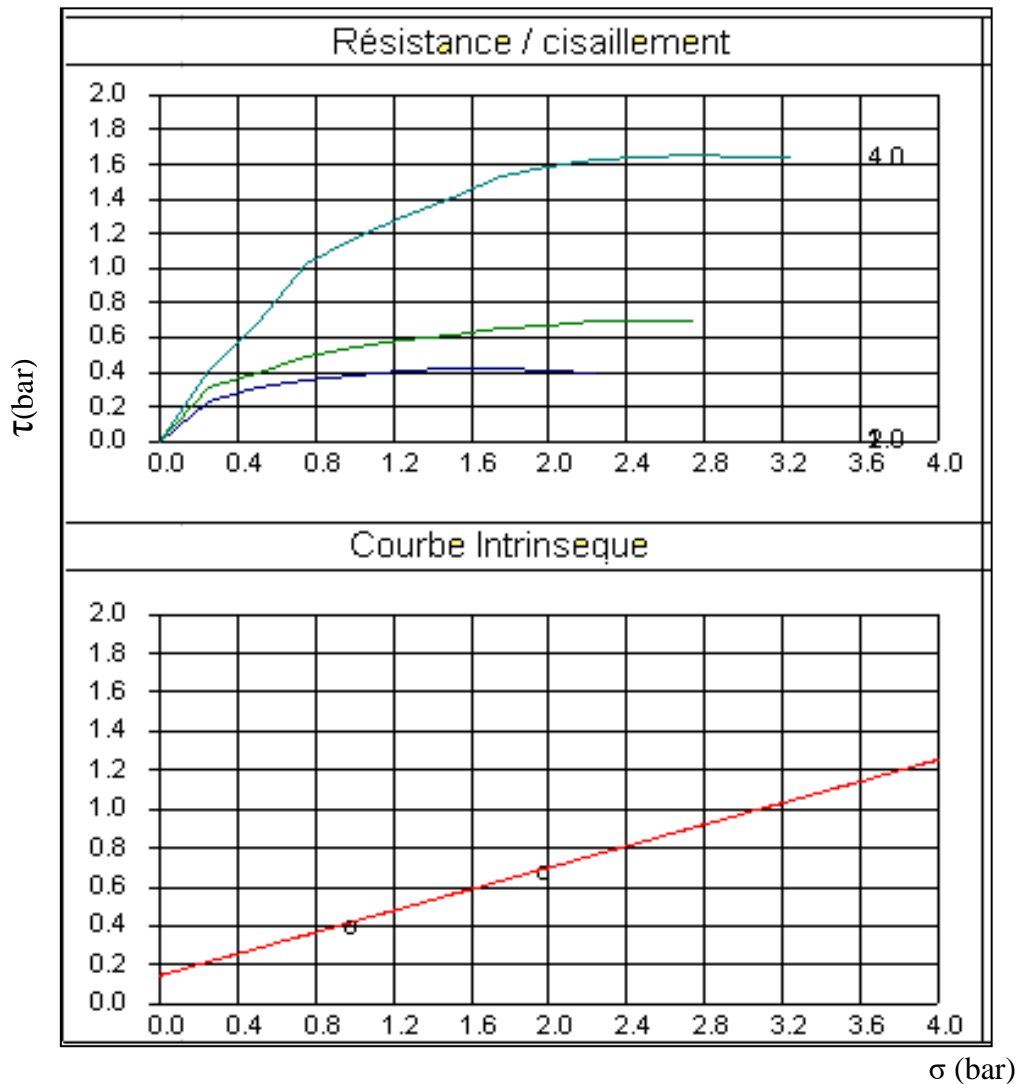


Figure IV.11 Résultat de l'essai de cisaillement pour le point kilométrique PK384+800

La figure IV11, montre que dans le Point Kilométrique 384+800 la cohésion $C= 14,6$ kpa et l'angle de frottement interne $\varphi= 15^\circ$, prélevé à une profondeur de 13m. Pour le deuxième échantillon les résultats de la figure V12 montrent que la cohésion est de 30,9 kpa et l'angle de frottement interne $\varphi= 17^\circ$, prélevé à une profondeur de 13 m.

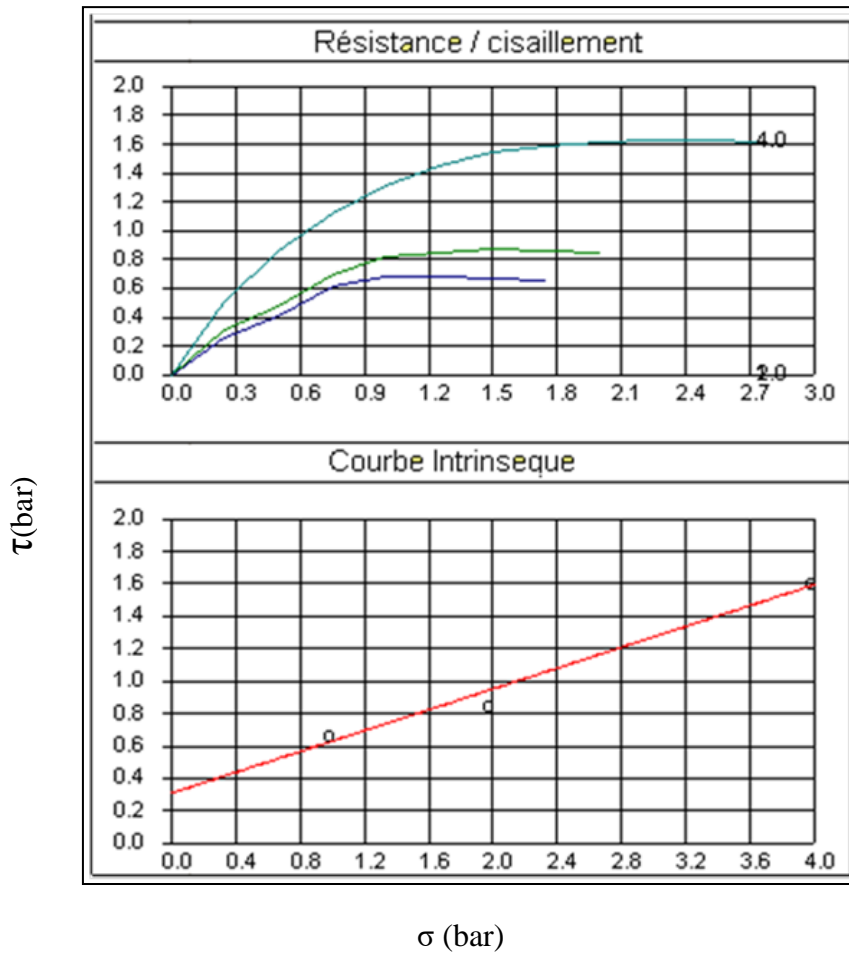


Figure IV.12 Résultat de l'essai de cisaillement pour le point kilométrique PK384+800 (deuxième échantillon)

Les résultats récapitulatifs de l'essai de cisaillement direct du sol sont montrés dans le (tab. IV12).

Tableau IV.12 Synthèse des résultats d'essais en laboratoire pour le sol de fondation

N° de forage	pk (km)	profondeur (m)	CU (Cisaillement Direct)		CD Cisail. Direct		UU	
			ϕ°	c_u (kpa)	ϕ°	c'_u (kpa)	ϕ'_u	c'_u (kpa)
S1	384+720	5	17	30,9	15,0	14,6		
		10	16	14,7				
		15	13	17,8				
		20						
		25						
S3	384+840	5,0	16	46,7	15	81,8	8	7,9
		10	12	7,7	22	0,0	1	17,8
		15			28	1,4		

Les résultats dans le tableau ci-dessus montrent que les caractéristiques mécaniques dans le cas des conditions consolidées non drainées CU est :

Dans le cas de sondage S1 la cohésion non drainée c_u dans les cinq premiers mètres est faible

et estimée à l'ordre de 30,9 kpa.

Pour les profondeurs de 10 et 15, la cohésion est de l'ordre de 14,7kpa et 17,8kpa successivement, ce qui montre la faible cohésion du sol.

Pour le sondage S3, la cohésion non drainée cu sur les cinq premiers mètres est moyenne, et estimée de l'ordre de 46,7 kpa. Lorsque la profondeur atteint 10 m la cohésion sera de l'ordre de 7,7 kpa, ce qui montre que la cohésion du sol est extrêmement faible (fig 11).

Tableau IV.13 Classifications des sols vis-à-vis de sa cohésion

c_u (kpa)	Résistance au cisaillement
<10	Extrêmement faible
10-20	Très faible
20-40	faible
40-75	Moyenne
75-150	Elevée
150-300	Très élevée
>300	Extrêmement élevée

les résultats des essais pour les matériaux de remblai sont présentés dans le (tab. IV14)

Tableau IV.14 résultats des essais au laboratoire des matériaux de remblai

N° de forage	pk (km)	profondeur (m)	CU (Cisaillement Direct)		CD (Cisaillement Direct)	
			ϕ°	c_u (kpa)	ϕ°	c'_u (kpa)
matériau de remblai	centre de remblai	2,94				
		7,30	28	4,6		
		11,63	18	17,6		
		18,85			23	12,12
		1,18			12	23,2
		5,75				
		10,30				
		12,93				

Les résultats exposés dans le (tab. IV.14) montrent la faible cohésion du matériau du remblai.

-L'essai de compressibilité en laboratoire a pour but de prévoir les amplitudes et les vitesses de tassement, l'essai oedométrique est à la base de ces prévisions.

La (fig IV.13) montre le résultat d'essai de consolidation de différent niveau, le rapport entre pression de consolidation p(kN/m²) et le taux de porosité e (courbe e-log p).

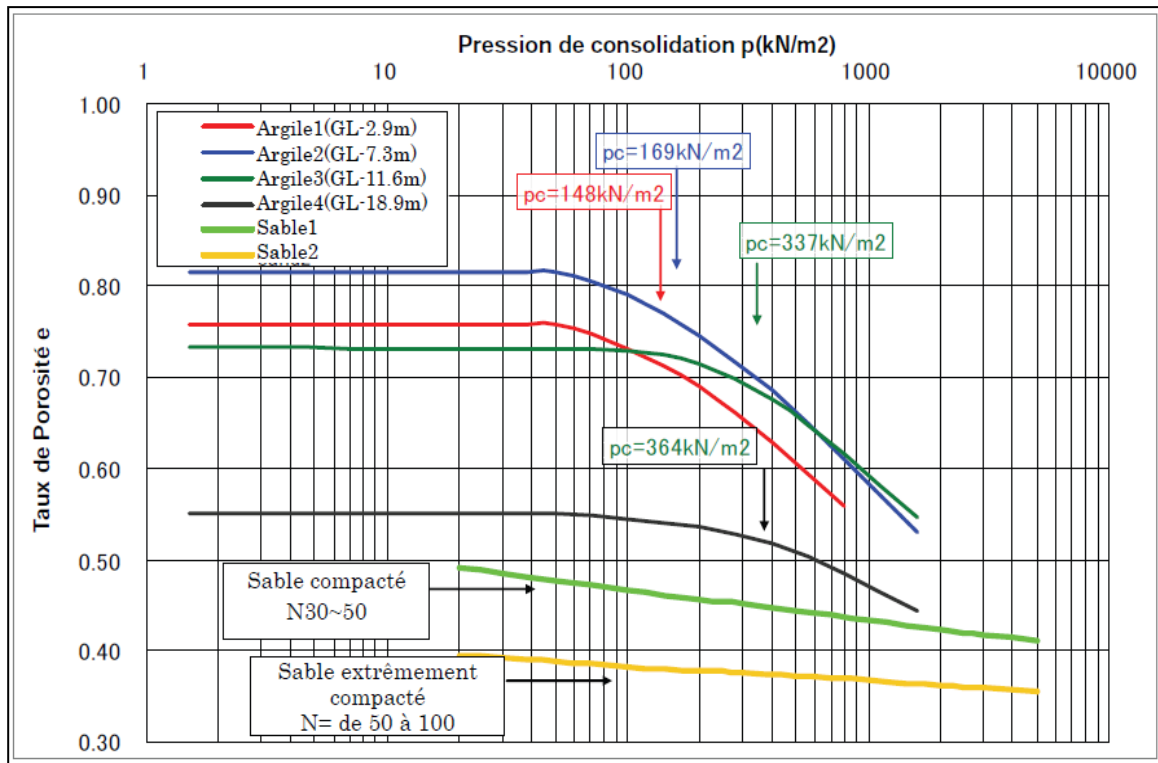


Figure IV.13 Rapport entre la pression de consolidation et le taux de porosité e (courbe e-log p)

D'après le même schéma la valeur de p_c obtenue par l'essai pressiométrique ($GL \pm 0.0 \sim 5.2m$) montre les valeurs les plus grandes que la valeur de p_c des résultats d'essai en laboratoire. Dans la section concernée, la valeur p_c résultant des paramètres qui sont définis à partir de la courbe e-log p résultant des essais de consolidation et elles sont jugées comme des données appropriées.

Les résultats de l'essai oedométrique sont représentés dans le (tab. IV.15) suivant :

Tableau IV.15 Résultats de l'essai oedométrique

N de sondage	Pk	Profondeur(m)	p_c	c_c	c_g	c_v
S6	384+467	2,94	148	0,233	0,027	1.52E-03
		7,30	169	0,257	0,061	1.28E-03
		11,63	337	0,236	0,079	1.16E-03
		18,85	364	0,133	0,042	2.28E-03
S3	384+840	5,50	136	0,246	0,006	2.11E-04
		10,50	84	0,344	0,064	1.20E-04
		15,50	205	0,424	0,062	1.43E-04
		20,50	120	0,327	0,059	1.23E-04

Les résultats obtenus par l'essai oedométrique présentent pour le sol de fondation de sondage S3 un coefficient de compressibilité moyen $C_{c\text{ moyen}} = 0,33$ ce qui permet de le classer comme argile très compressible selon la norme NF P 94-090-1

IV.3 Calcul des tassements

IV.3.1 calculs des tassement méthode œdométrique

Tableau.IV.16 calcul des tassement methode oedometrique

les plaque	H	σ'_{v0}	$\Delta\sigma$	ΔH
D	5.2	50.5	30	10.5
			60	3.8
			80	0.3
			190	11.9
			210	13.9
			230	15.2
			276	18.4
			300	19.9
			D1	8
60	25.9			
80	29.3			
190	44.6			
210	47.07			
230	49.3			
276	54.3			
300	56.7			
D2	5	146.33		
			60	25.4
			80	28.04
			190	39.2
			210	40.8
			230	42.4
			276	45.6
			300	47.2

D3	8.8	424.69	30	10.36
			60	13.39
			80	15.31
			190	24.67
			210	26.19
			230	27.66
			276	30.89
			300	32.48
			D4	8.8
60	47.1			
80	48.07			
190	52.9			
210	53.8			
230	54.6			
276	56.5			
300	57.4			

IV.3.2 Calcul de tassment methode pressiometrique

$$s = \frac{\alpha q H}{EM} \dots\dots\dots(30)$$

$$EM = \frac{18}{0.264644} = 73.038 \text{ bar}$$

$$= 7303 \text{ Kpa}$$

Alors

$$s = \frac{\alpha q H}{EM} = \frac{1 \cdot 315 \cdot 27}{7303}$$

$$s = 1164 \text{ mm}$$

IV.4. Discussions des resultants:

Tableau IV.17 Comparaison des valeur du tassement réel et calculé.

Les plaque	Tassement réel	Tassement calculé
D	58	19.9
D1	35	56.7
D2	58	47.2
D3	23	32.48
D4	30	57.4

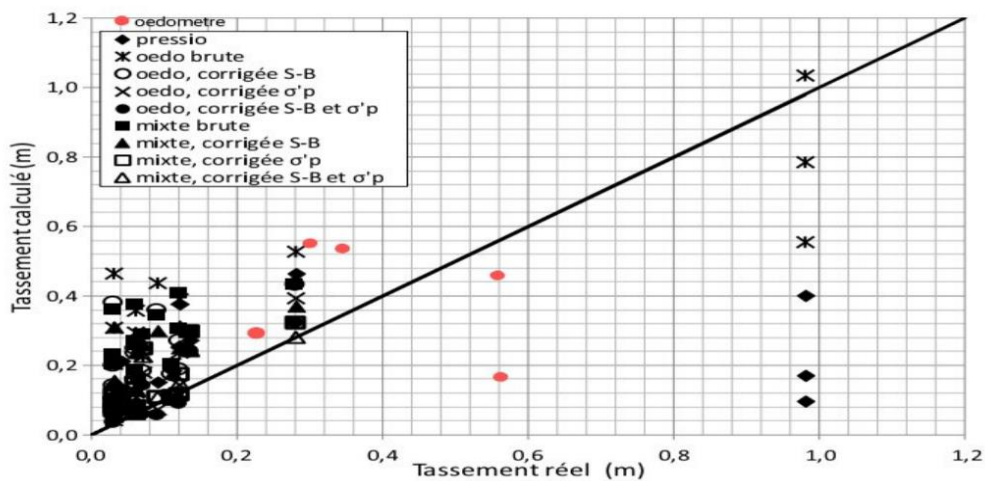


Figure IV14 Comparaison des valeurs du tassement prévu et des valeurs du tassement réel.

Commentaire :

Selon le graphique, les points rouges représentent les valeurs du tassement calculé, tandis que les points noirs représentent les valeurs du tassement réel mesuré.

On peut observer que la majorité des points rouges ne se trouvent pas sur la droite de pente 1, qui correspondrait à une parfaite correspondance entre les valeurs calculées et mesurées. Cela indique que les valeurs de tassement calculées ne correspondent pas toujours bien aux valeurs réelles mesurées.

Cela suggère qu'il y a probablement des écarts entre les hypothèses et les conditions réelles de terrain, ce qui se traduit par des différences entre le tassement calculé et le tassement réel observé. Cela souligne l'importance de bien calibrer les modèles de calcul pour qu'ils reflètent

fidèlement le comportement réel du sol.

Une analyse plus approfondie des paramètres et hypothèses utilisés dans les calculs serait nécessaire pour identifier les sources de ces écarts et améliorer la prédiction du tassement.

IV.5 Instrumentation pendant la phase de constriction

Le remblai a été instrumenté pendant la phase de construction pour d'une part mieux comprendre le comportement de leur fondation (La Rochelle et al., 1974); (Blondeau et al., 1977); and (Ramalho et al, 1983a;)(Brand & Premchitt, 1989) et aussi; (Lavallée et al., 1992); (Rowe et al., 1995) et d'autre part minimiser l'effet des différentes sources des incertitudes dans l'évaluation de la stabilité de l'ouvrage. Ces incertitudes sont liées principalement à l'effet de l'échantillonnage, aux erreurs de mesure inévitable, à l'imperfection des modèles mathématiques, ainsi qu'à la variabilité dans le temps et dans l'espace des paramètres géotechniques (Favre., 2000),(Denis., 1998), (Magnan et al., 1999),(John Atkinson., 2007),(Zhi-Liang Wang., 2007), (Sadaoui Omar., 2008), et d'autre part généraliser les résultats sur les zones qui comportent les mêmes caractéristiques géologiques et géotechniques.

Pour simplifier l'analyse de rupture, la section d'étude a été divisée en quatre zones (A, B, C, D) à cause de la différence en hauteur dans les quatre zones c'est-à-dire différente condition de chargement de fondation, la disposition des appareils d'observation est montrée dans la (fig. IV15).

La forme, les dimensions et les étapes d'installation des plaques de tassement sont présentées dans les schémas suivants (fig. IV16), (fig. IV17).

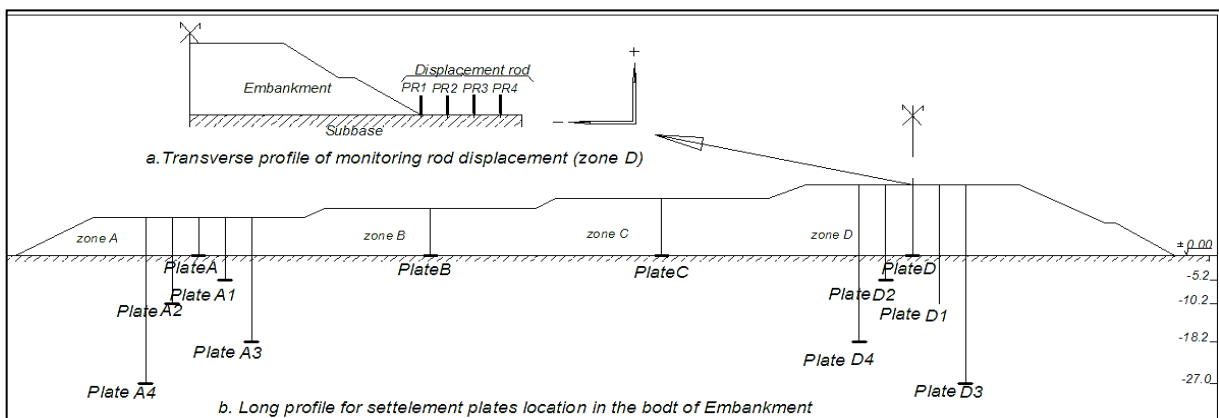


Figure. IV15 Positions d'instruments de surveillance.

Les plaques de tassement de différentes profondeurs et leur dimension sont exposées dans la

figure (FIG 16)

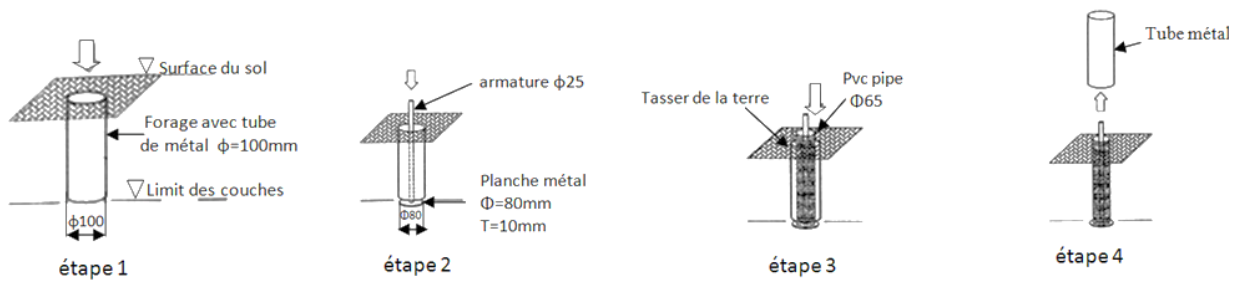


Figure. IV16. Schémas de la plaque de tassement des différentes profondeurs

La figure suivante présente les plaques de tassement installées sur la surface du sol (fig. IV17).

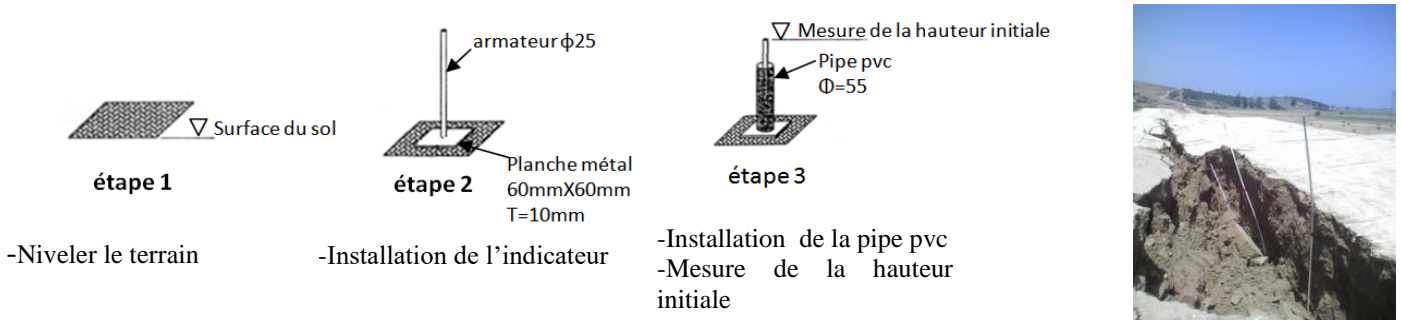


Figure. IV17 Schémas des plaques de tassement installées sur la surface du sol.

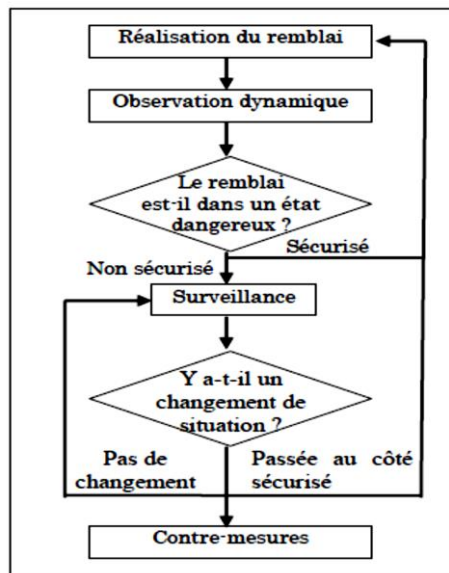


Figure IV.18 Organigramme du retour d'informations du résultat d'observation

IV.6 Programme relatif à la réalisation du remblai

Le remblai a été effectué après l'inscription de l'assise et du décapage suivi du *pBT*. Le matériau

" C1A3 a été utilisé, après un déblai aux environs du pk 385, la méthode de compactage a été déterminée par une machine (compacteur vibrant) 20t (BW219) et effectuant 6 passes de compactage.

L'épaisseur d'une couche d'épandage sera égale ou inférieure à 30cm et le nombre de passes de compactage de chaque couche sera confirmé au cours de l'exécution du remblai.

En tenant compte de l'assurance de la qualité, les spécifications sur les travaux du remblai de l'emprise seront appliquées au remblai dont la qualité sera assurée en précédant aux essais de plaque de chaque couche conformément au règlement.

IV.6.1 Calendrier d'exécution des travaux

L'importance du calendrier de chargement sur la consolidation de fondation et leur comportement avec le chargement cité par de différentes littératures est analysée d'après le calendrier de l'exécution du remblai (tab IV17).

Tableau IV17 : Calendrier d'exécution des travaux

Dates	Hauteur des Remblais (m)
Le 18/06/2008	Branchement et tests des appareils de contrôle
Le 23/06/2008	Achèvement du remblai d'une hauteur de 1.5
Le 03/07/2008	Achèvement du remblai d'une hauteur de 3.0
Le 16/07/2008	Achèvement du remblai d'une hauteur de 4.0
Le 26/07/2008	Achèvement du remblai d'une hauteur de 9.5
Le 27/07/2008	Achèvement du remblai d'une hauteur de 10.5
Le 28/07/2008	Achèvement du remblai d'une hauteur de 11.5
Le 29/07/2008	Achèvement du remblai d'une hauteur de 13.8
Le 30/07/2008	Achèvement du remblai d'une hauteur de 15.0
Le 31/07/2008	Pas de travaux et apparition de fissures sur la surface du remblai d'une hauteur de 15.0 m

IV.6.2. Analyse des courbes de chargement à différentes profondeurs

Par l'analyse de l'évolution des différentes phases de rupture, il paraît qu'il y a un manque de portance au niveau de l'assise du remblai, ce qui oriente donc l'analyse vers ce niveau (assis) où :

Pour les plaques de tassement D et D2 positionnées dans la partie supérieure de la fondation

(fig. IV19). L'état limite ultime est à 5 mètres. Et le déplacement dans les deux plaques est grand environ 30cm. Dans cette condition le chargement a été stoppé pendant 10 jours ce qui permet la consolidation du sol sous les charges posées et le sol devient plus résistant et devient apte de recevoir plus de charges.

De plus le caractère de l'état sur consolidé de la partie supérieure de fondation a empêché l'apparence de la rupture dans le corps du remblai.

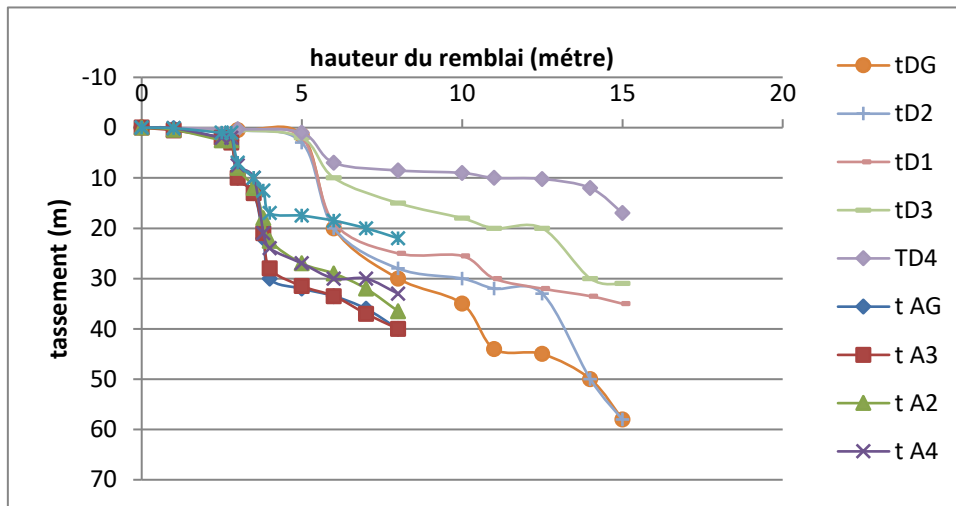


Figure. IV19. Courbes de chargement rupture de la fondation

L'exploitation des essais pressiométriques pour l'évaluation de la portance des fondations comme présenté par J. Dumaset al 1995, J.L. Braud et al 1992, M. Gambin 1995, Olivier Combarieug 1997 Erard Degoutte et al 2005 et ; John Atkinson, 2007 J. Baroth et al2010 et autres.

La formule d'Olivier Combarieug (1997) permet d'évaluer la portance de différente zone et de la comparer à celle calculée par les valeurs expérimentales observées lors de la construction.

L'état limite ultime q_u

$$q_u = 0,9.P_{le} \dots \dots \dots (31)$$

L'état limite de service q_s où le mouvement est relativement large mais la structure n'est pas endommagée

$$q_s = \frac{q_u}{F} \dots \dots \dots (32)$$

Où F = coefficient de sécurité égal 3.0

Les résultats montrent que pour les zones ;

A, $q_s = 76,5 \text{ kpa}$;

D, $q_s = 78,75\text{kpa}$;

C, $q_s = 112,5\text{kpa}$;

B, $q_s = 90\text{kpa}$;

La courbe suivante montre la comparaison entre les valeurs expérimentales avec celle calculée par la méthode pressiométrique (fig. IV20).

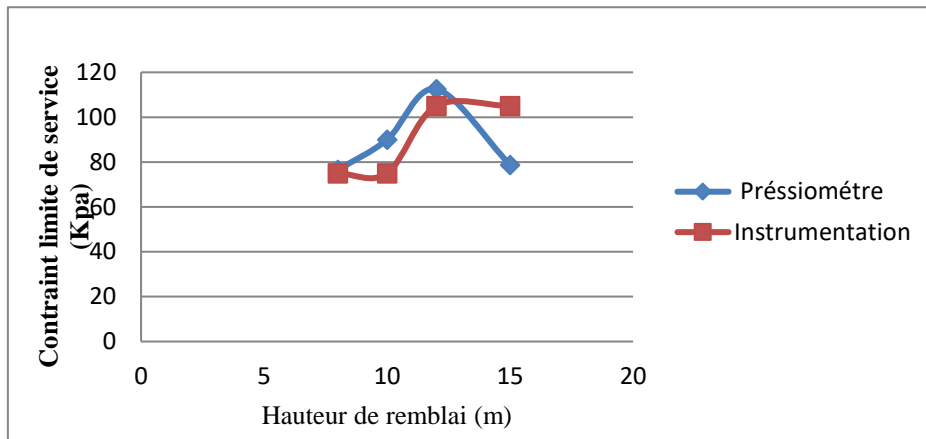


Figure. IV20. Capacité portance évaluée par la méthode pressiométrique et comparée avec les résultats de l'instrumentation.

L'évaluation de la capacité portance des différentes zones par l'exploitation des mesures pressiométriques, donne des résultats qui concordent avec le comportement sur terrain, tel que la rupture présentée dans la courbe de chargement qui se produit pour la hauteur du remblai qui atteint les 5m, et c'est proche des résultats montrés par l'exploitation des mesures pressiométriques.

L'expérience menée sur ce type de construction montre que le moment critique de la rupture se produit à court terme, notre cas d'étude confirme cet état de fait où la rupture s'est produite pendant la phase de construction.

En exploitant au premier lieu, les études réalisées par le bureau d'étude japonais Pacific Consultant International sur le site après la rupture puis, on confirme les résultats par la méthode empirique qui relie le facteur de sécurité F_s directement avec la limite de liquidité et l'indice de plasticité IP. Cette relation est constatable suite à l'expérience menée sur la rupture de plusieurs remblais expérimentaux, notamment celle présentée par (G. Pilot., 1973).

L'étude réalisée par le bureau d'étude à été faite à l'aide des calculs relatifs aux glissements de terrains circulaires par la méthode de Bishop simplifié (fig IV21).

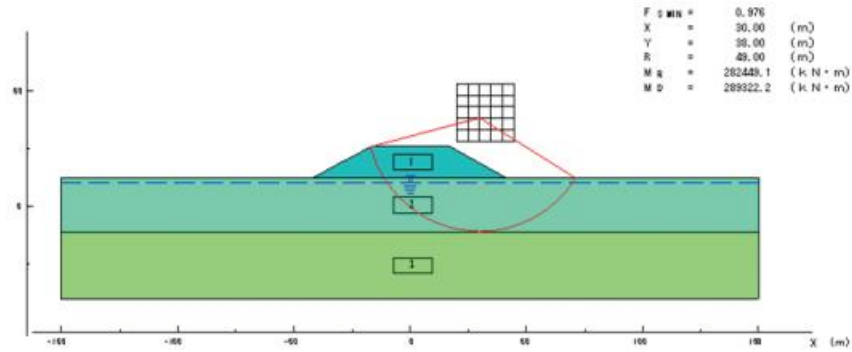


Figure. IV21. Résultat de glissement circulaire (Pacific Consultant International, 2008)

Les résultats donnent un indice de sécurité 1,6 lorsque la hauteur du remblai a été de 8m, lorsque la hauteur du remblai atteignait 10m, ces résultats dans cette partie de remblai sont satisfaisants pour garantir la stabilité. Pour la hauteur de remblai 12m les résultats donnent un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,27, comparable aux résultats de la hauteur de 15m qui donnent un coefficient de sécurité minimal de glissement $f_s = 1.01$ (Fig. IV22)

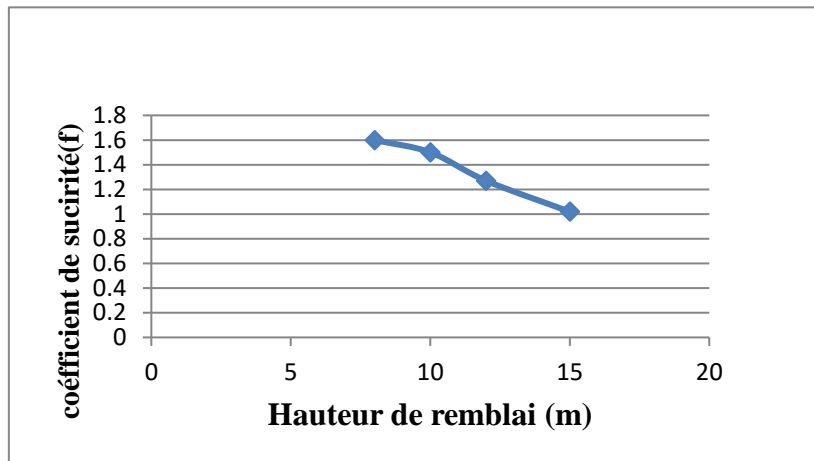


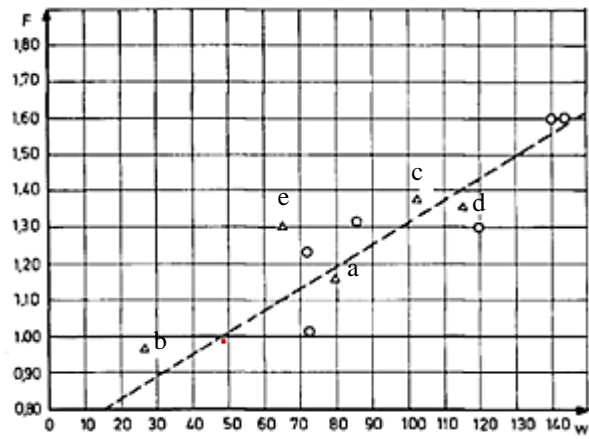
Figure. IV22. Courbe représente la relation entre le coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de remblai.

En revenant aux caractéristiques géotechniques de la zone d'étude présentée dans le tableau.IV8 On obtient que $w_{Lmoy} = 49,82\%$ (fig IV23) et $W_{pmoy} = 24,15\%$ donc un indice de plasticité IP est de l'ordre de 25,67% (fig IV23). L'exploitation de cette donnée pour le calcul de coefficient de sécurité montre que :

$$f = \frac{6.WI}{1000} + 0,7 \dots \dots \dots (33)$$

Alors

$$f = \frac{6.49,82}{1000} + 0,7 = 0,99 \dots \dots \dots (34)$$



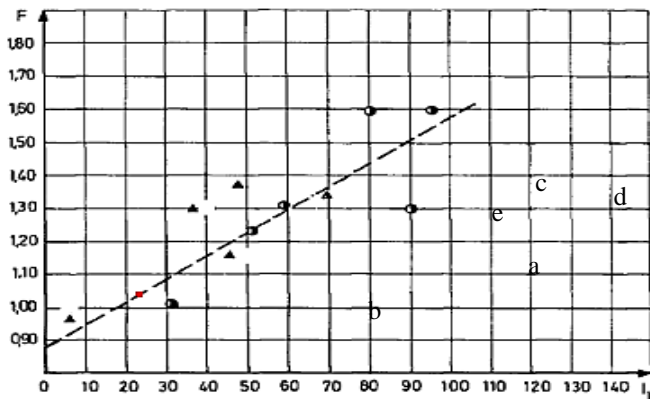
- a) PORNIC
- b) NARBONNE
- c) ST-ANDRE-DE CUBZAC
- d) LANESTER-LE-ROHU
- e) CD 58
- .) PK 384algérie

Figure. IV23 relation empirique entre le coefficient de sécurité f et les limites de liquidité W_L

Ainsi que pour le cas de l'exploitation de l'indice de plasticité IP, le facteur de sécurité F_s est donné comme suit :

$$f_s = \frac{7.IP}{1000} + 0,9 \dots \dots \dots (35)$$

$$f_s = \frac{7.23,5}{1000} + 0,9 = 1,07 \dots \dots \dots (36)$$



- a) PORNIC
- b) NARBONNE
- c) ST-ANDRE-DE CUBZAC
- d) LANESTER-LE-ROHU
- e) CD 58
- .) PK 384ALGÉRIE

Figure. IV24 Relation empirique entre le coefficient de sécurité f et l'indice de plasticité I_p

Ces résultats montrent que la valeur du coefficient de sécurité est d'autant plus surévaluée que la plasticité du sol de fondation qui est plus forte.

A cette effet (G. Pilot et al., 1978)) ont montrés que lors du coefficient de sécurité voisin de 1 similaire ce qui est le cas dans le nôtre où le coefficient de sécurité compris entre 0,9 Fs 1,07 alors il faut voir la déformation du sous-sol pour mieux comprendre le problème.

IV.7 Application le Principe de la construction par étape qui est basé sur la théorie de consolidation de Terzaghi

Par l'application de la méthode de (Mandel et Salencon., 1969) citée par (Legrand J et al., 1977) pour évaluer la stabilité, alors le remblai a été assimilé à une semelle superficielle et les calculs sont basés sur l'évaluation de la cohésion non drainée avec le temps, et de la consolidation. Un programme de chargement a été effectué selon notre condition (sans drain).

Les conditions à tenir en compte dans les calculs sont celles les plus défavorables (court terme). Et il faut rappeler que cette méthode est basée sur le calcul de la hauteur maximale du remblai H1 qui peut être montée sur un sol de cohésion c_{u1} avec un coefficient de sécurité F généralement 1,5.

Pression maximale admissible sur le sol est estimée par la méthode de Mandel et Salencon lorsque le remblai est large vis-à-vis de l'épaisseur du sol compressible ;

$$q_{max} = c_u \cdot Nc \left(\frac{B}{h}\right) \dots \dots \dots (37)$$

Où :

Nc : Coefficient de portance

B : Largeur du remblai

H : épaisseur de la couche compressible

Contrainte apportée par le remblai q

$$q = \gamma H \dots \dots \dots (38)$$

Est le coefficient de sécurité F

$$F = \frac{q_{max}}{q} \dots \dots \dots (39)$$

Pour $F=1,5$ en peut déduire la première évaluation de la hauteur critique H1 où :

$$1,5 = \frac{c_u \cdot Nc}{\gamma H} \Rightarrow F = \frac{50,6,2}{20 \cdot H} \Rightarrow H1 = \frac{73,5}{1,5 \cdot 27} = 9m \dots \dots \dots (40)$$

Cela signifie que pour les premières des phases de construction, la première couche ne doit pas dépasser 9m.

Après la consolidation complète, l'accroissement moyen de la cohésion Δc_{u1} où :

$$\Delta c_{u1} = \frac{1}{2} \gamma H 1 \text{tg} \phi \dots \dots \dots (41)$$

$$\text{donc } c_u = \frac{1}{2} \cdot 21 \cdot 9 \cdot \text{tg} 16 = 27 \text{kpa} \dots \dots \dots (42)$$

Alors la cohésion devient comme suit :

$$c_{u2} = c_u + \Delta c_{u1} = 50 + 27 = 75 \text{ kpa} \dots \dots \dots (43)$$

Donc cet accroissement de la cohésion permet d'atteindre la hauteur H2 où :

$$H2 = \frac{c_{u2} \cdot Nc}{1,5 \cdot 27} = \frac{6,2 \cdot 75}{1,5 \cdot 21} = 14 \text{ m} \dots \dots \dots (44)$$

La cohésion après consolidation de la deuxième couche devient ;

$$\Delta c_{u2} = \frac{1}{2} \gamma H \text{tg} \varphi_{cu} = 41,16 \text{ kpa} \dots \dots \dots (45)$$

Alors

$$c_{u3} = c_{u2} + \Delta c_{u2} = 41,16 + 75 = 116,16 \text{ kpa} \dots \dots \dots (55)$$

Cette cohésion permet de construire jusqu'à la hauteur H3 tel que :

$$H3 = \frac{6,2 \cdot 116,6}{31,5} = 22 \text{ m} \dots \dots \dots (56)$$

A la lumière de ces résultats on pourra donc monter le remblai en trois étapes :

Mis en place directement 9m pour atteindre 14m la c_u doit être

$$c_u = \frac{\gamma H \cdot F}{Nc} = 72 \text{ kpa} \dots \dots \dots (57)$$

Soit un accroissement de la cohésion Δc_u après consolidation sous la première phase de 9m,

$$\Delta c_u = 72 - 50 = 22 \text{ kpa} \dots \dots \dots (58)$$

Degré de consolidation

$$U = \frac{2 \cdot \Delta c_u}{\gamma H \text{tg} \varphi_{cu}} = \frac{44}{21,9 \cdot 0,28} = 52,92\% \dots \dots \dots (59)$$

Le temps d'attente entre les deux phases est calculé comme suit :

$$t = \frac{tv \cdot h^2}{cv} \text{ pour } U=53\% \quad tv=0,23 \dots \dots \dots (60)$$

Alors $t=0,013$ ans

Pour la deuxième couche $H=14$ m,

$$c_{u \text{ moyen}} = \frac{14 \cdot 21,1,5}{6,2} = 71,12 \dots \dots \dots (61)$$

Soit un accroissement moyen

$$\Delta c_u = 71,12 - 50 = 21,12 \text{ kpa} \dots \dots \dots (62)$$

Degré de consolidation

$$U_2 = \frac{2 \cdot \Delta c_u}{\gamma H \text{tg} \varphi_{cu}} = \frac{42,24}{82,32} = 0,513 \cdot 100 = 51,3\% \dots \dots \dots (63)$$

$$t_v = 0,21 \text{ alors } t = \frac{t_v \cdot h^2}{c_v} = \frac{0,21 \cdot 12,5^2 \cdot 10^4}{1,52 \cdot 10^3} = 6,71 \text{ ans} \dots \dots \dots (64)$$

Pour la troisième couche H=15m,

$$c_{u \text{ moyen}} = \frac{15 \cdot 21 \cdot 1,5}{6,2} = 76,20 \dots \dots \dots (65)$$

Accroissement moyen

$$\Delta c_u = 76,20 - 71,12 = 5,08 \text{ kpa} \dots \dots \dots (66)$$

Degré de consolidation

$$U_3 = \frac{2 \cdot \Delta c_u}{\gamma H \text{tg} \varphi_{cu}} = \frac{10,179}{88,2} = 0,115 \cdot 100 = 11,5\% \dots \dots \dots (67)$$

$$T_v = 0,02 \text{ alors } t = \frac{t_v \cdot h^2}{c_v} = \frac{0,02 \cdot 12,5^2 \cdot 10^4}{1,52 \cdot 10^3} = 0,63 \text{ ans} \dots \dots \dots (68)$$

On constate que les valeurs théoriques sont très nettement supérieures aux valeurs observées, cette divergence résulte par l'effet de la sous-estimation des coefficients de consolidation C_v déterminés au laboratoire, (Leroueil et al., 1985), (Boutonnier et Guer Pillon, 2005) ont recommandé ainsi qu'il faudrait introduire des valeurs de C_v 10 à 30 fois supérieures à celles effectivement choisies pour que les valeurs théoriques et observées se coïncident.

La courbe (IV24) donne l'amélioration de la cohésion en fonction de la hauteur du remblai

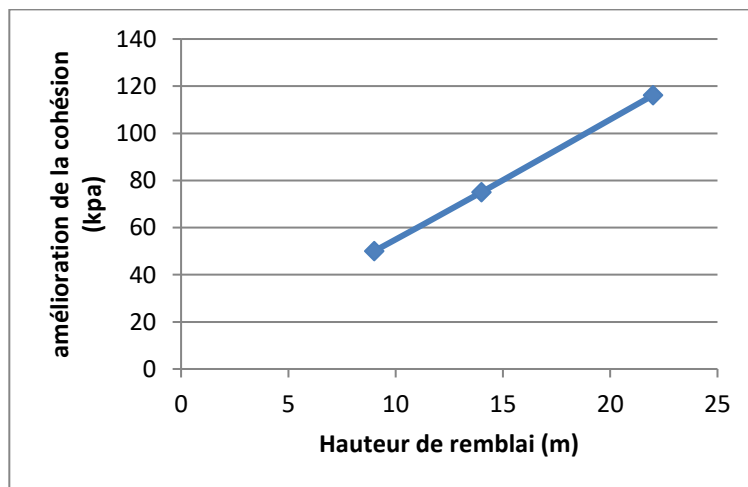


Figure.IV24. Amélioration de la cohésion en fonction de la hauteur du remblai

Les résultats sont présentés sous forme de la courbe dans la figure IV25), et la figure IV26.

Les deux courbes montrent que l'écart est important entre ce qui a été réalisé sur terrains (fig. V27) et le programme de chargement nécessaire et nous constatons que ce dernier doit prendre une période plus que celle préconisée par le maître d'ouvrage.

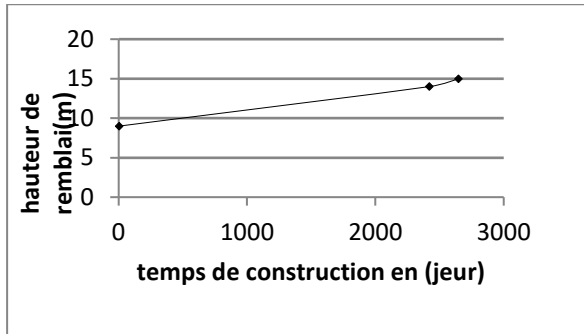


Figure. IV25. Courbe de représentation du calendrier de la montée de remblais

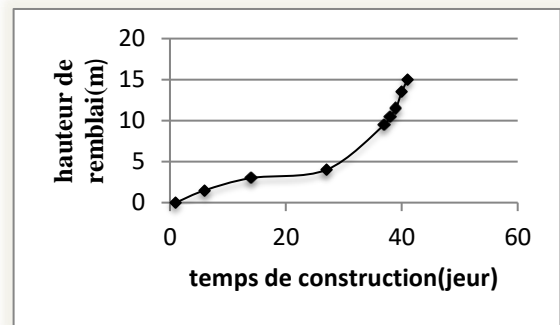


Figure. IV26. Courbe de representation d'un Programme dechargement (Prendre en consideration le 80 %de consolidation des sols)

Le chargement a été fait de façon rapide, ce qui va à l'encontre de mode de l'exploitation des techniques de construction par étapes, qui nécessitent après la limitation de la géométrie du remblai un contrôle précis de la vitesse de consolidation et l'évaluation des gains de résistance en cours de construction (Khemissa.M ; 1999).

IV.7.1. Analyse de l'évolution des déplacements avec le temps

Par l'analyse des courbes du déplacement (fig.IV27).avec le temps on constate ce qui suit :

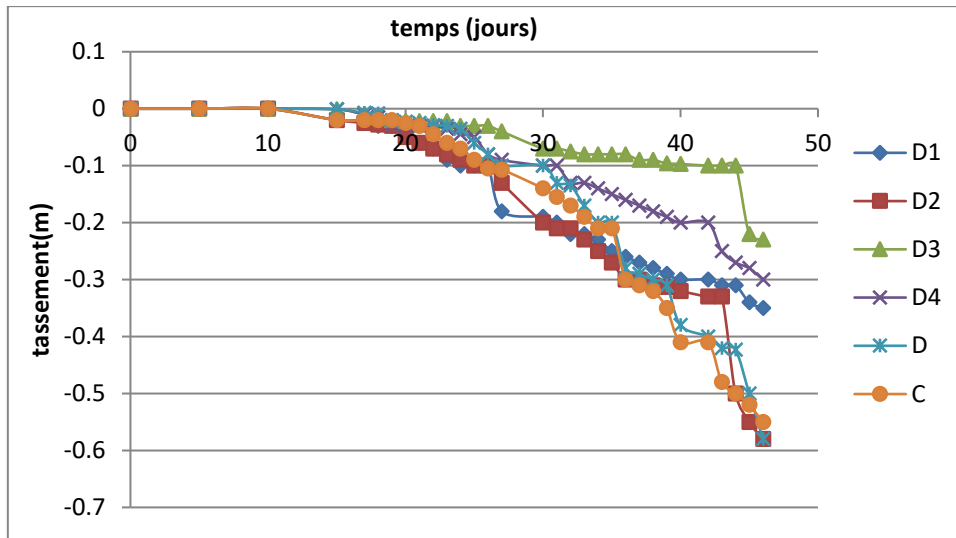


Figure. IV27. Déplacement vertical des plaques de tassement dans les zones C et D.

-pour les premières phases de construction, les déplacements verticaux ont été faibles, et les déplacements horizontaux ont été très faibles, car le sol de fondation est dans un état surconsolidé semblable à ceux rapportés par (Tavenas *et al.*, 1979), (Jardine et Hight., 1987) et (Suzuki., 1988).

Avec le chargement ultérieur en passe à la deuxième étape de la vie des remblais sur sol compressible (Tavenas et Leroueil., 1980), (Ramalha et al., 1983), (Jardine and Hight., 1987), le sol de fondation devient normalement consolidé avec un comportement non drainé (Leroueil et al., 1990)., les déplacements verticaux importants et les déplacements horizontaux aussi importants.

Au début de chargement où le sol de fondation est dans un état surconsolidé caractérisé par une pression interstitielle faible. Avec le chargement, le sol de fondation devient normalement consolidé et dans cette étape du chargement l'argile est caractérisée par une compressibilité élevée et une dissipation de pression interstitielle faible qui développe la génération de la surpression interstitielle soit $B > 1$ semblable avec les résultats de (Tavenas et al., 1979), (Jardine et Hight., 1987) et (Suzuki., 1988), (Gavan Hunter et al., 2003),



Figure.IV28.Apparition des fissures sur la surface du remblai d'une hauteur de 15m

Le 1^{er} aout vers 9 h, on a assisté à une évolution de l'affaissement du remblai de hauteur 15m et une propagation au corps du remblai de hauteur h=10 et 12m(fig.IV29)

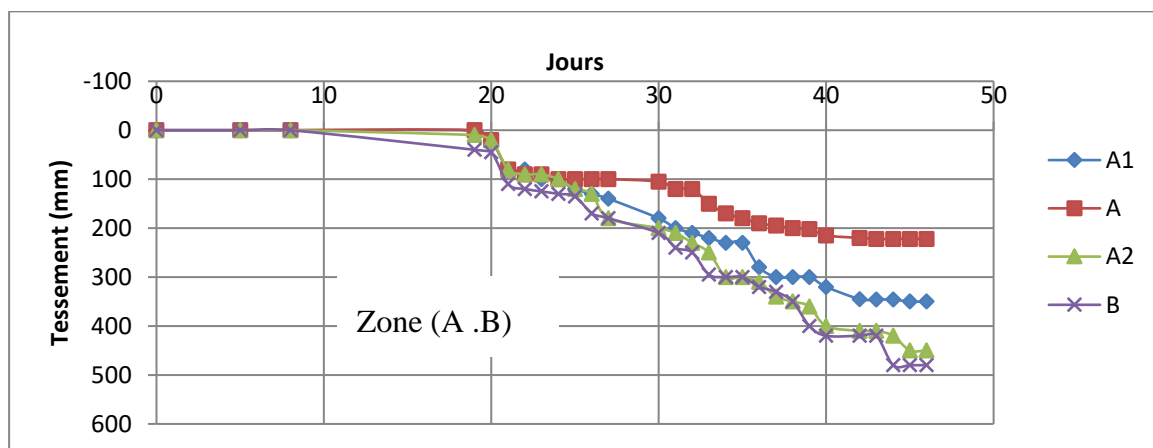


Figure. IV29.Déplacement vertical des plaques de tassement dans les zones A et B

La partie centrale de la zone (D) s'est effondrée, faisant remonter les extrémités (soulèvement du pied).

Par l'analyse des courbes de déplacement dans les différentes zones et leur formalisme sur terrain dans les différentes phases de la rupture, on a constaté que les grands déplacements se produisent dans la zone à grande hauteur du remblai (zone D) la rupture s'amorce par une déformation locale importante, qui se traduit par une forte augmentation de la pression interstitielle, conduisant à une diminution de la résistance au cisaillement. La rupture se propage complètement par l'effet de l'intensité des contraintes de cisaillement transmises par le remblai. Causant ainsi le déclenchement de la rupture dans cette zone dont l'influence atteint les zones de B= 10m, C=12m ..

L'analyse des courbes de tassement observées sous l'axe du remblai permet de contrôler les prévisions du projet pour l'amplitude du tassement final et la vitesse de tassement du sol au

cours du temps.

IV8.Extrapolation des courbes de tassement observées (méthode d'Asaoka)

Il existe de différentes méthodes d'extrapolation des courbes de tassement observées, le chercheur japonaise Asaoka a proposé la méthode la plus séduisante, cette méthode repose sur l'assimilation des courbes de tassement à une combinaison linéaire des fonctions exponentielles et elle permet de déterminer la vitesse de tassement au cours du temps.

Nous rappelons que la méthode d'Asaoka comporte les opérations successives suivantes :

- tracer de la courbe de tassement de la couche compressible au cours du temps, s(t) ;
- choix d'un intervalle de temps Δt et lecture sur la courbe des tassements s_i aux temps [t₀+iΔt]_{i=0, 1, 2, ..} ;
- report sur un diagramme spécial des points S_{i-1}, S_i) ;
- tracer sur le diagramme d'une ou plusieurs droites (suivant les conditions de chargement) passant par les points expérimentaux.

Pour l'extrapolation, on peut utiliser directement la dernière droite tracée sur les figures en déterminant les tassements en temps espacés d'At, ou bien passer par les valeurs du tassement final et du coefficient de consolidation du sol, en utilisant la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi.

Le calcul du coefficient de consolidation verticale se fait par l'utilisation de la formule proposée par Asaoka :

$$C_v = \frac{5}{12} H^2 \frac{\ln \alpha_1}{\Delta t} \dots\dots\dots(69)$$

Où : H désigne la distance de drainage de la couche compressible.

L'application de la formule précédente pour le cas du remblai du Pk 384 donne les résultats présentés dans les figures ci-dessous.

Pour la plaque de tassement DG (figIV30) la hauteur de drainage de la couche compressible H=15m

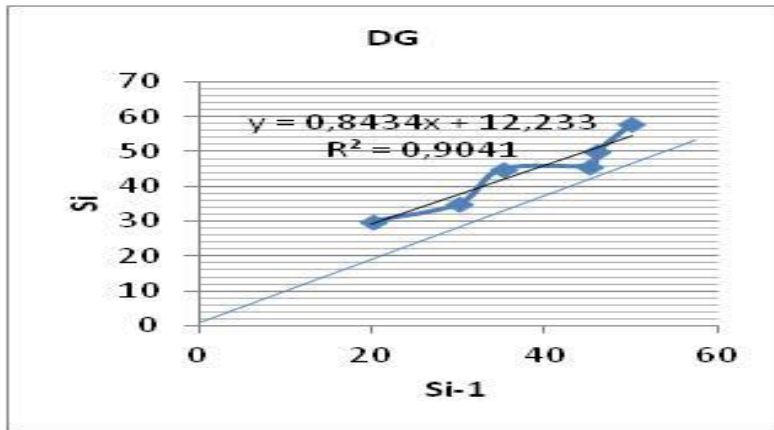


Figure. IV30. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement DG

Les pentes des droites α_i donnent :

$\alpha_1 = 37^\circ$, $\alpha_2 = 2^\circ$, $\alpha_3 = 15^\circ$ donc le coefficient de consolidation donne ;

$$c_{v1} = 93,75 \frac{\ln 37}{1} = 338,52 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(70)$$

$$c_{v2} = 93,75 \frac{\ln 2}{1} = 64,98 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(70)$$

$$c_{v3} = 93,75 \frac{\ln 15}{3} = 253,88 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(71)$$

D'après la courbe (fig. IV30) il apparut le cas de construction par étape avec fluage à la fin de chaque phase de chargement.

Pour le résultat de la plaque de tassement D1, il se présente dans la courbe (fig. IV31)

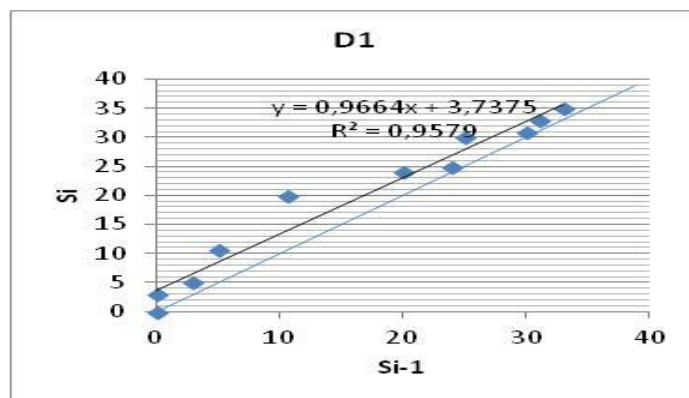


Figure. IV31. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement D1

La hauteur de drainage de la couche compressible $H=20m$ et, les pentes des droites α_i donnent : $\alpha_1 = 30^\circ$, $\alpha_2 = 18^\circ$, $\alpha_3 = 3^\circ$

$$c_{v1} = 166,7 \frac{\ln 30}{2} = 283,43 \text{ jours} \dots\dots\dots(72)$$

$$c_{v2} = 166,7 \frac{\ln 18}{3} = 160,57 \text{ jours} \dots\dots\dots(73)$$

$$c_{v3} = 166,7 \frac{\ln 3}{1} = 183,10 \text{ jours} \dots\dots\dots(74)$$

D'après ce résultat, il montre le cas de construction par étape avec fluage à la fin.

Pour le cas de la plaque de tassement D2 elle est présentée dans la courbe (fig. IV32)

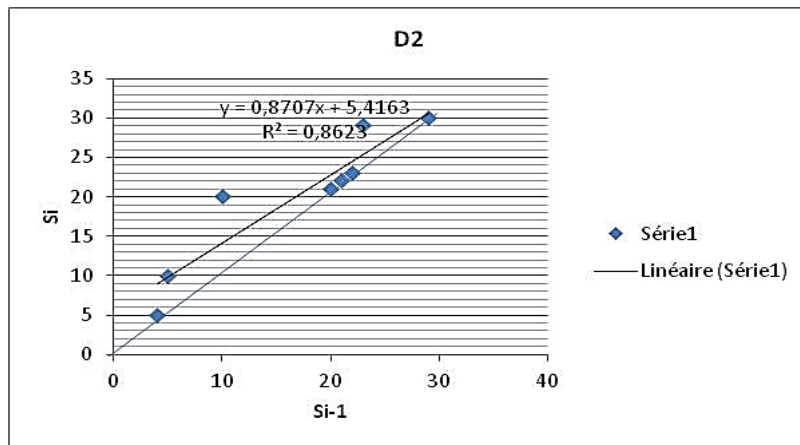


Figure. IV32. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement D2

la hauteur de drainage de la couche compressible H=25m et, les pentes des droites α_i donnent

$$\alpha_1 = 14^\circ, \alpha_2 = 15^\circ, \alpha_3 = 7^\circ$$

$$c_{v1} = 260,42 \frac{\ln 14^\circ}{2} = 343,62 \text{ jours} \dots\dots\dots(75)$$

$$c_{v2} = 260,42 \frac{\ln 15^\circ}{4} = 176,30 \text{ jours} \dots\dots\dots(76)$$

$$c_{v3} = 260,42 \frac{\ln 7^\circ}{1} = 506,74 \text{ jours} \dots\dots\dots(77)$$

La courbe (fig. IV32) présente donc le cas de construction par étape avec fluage dans la première phase de chargement.

Concernant les résultats de la plaque de tassement D3, il est présenté dans la courbe (fig. IV33)

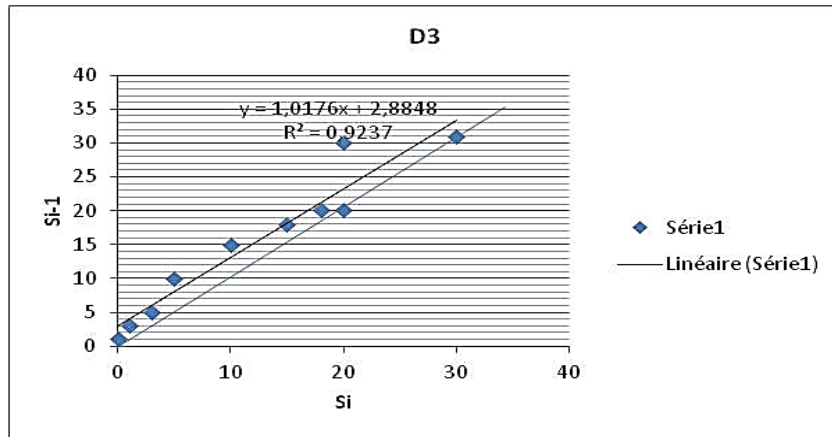


Figure. IV33. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement D3

La hauteur de drainage de la couche compressible $H=8m$ et, les pentes des droites α_i donnent

$$\alpha_1 = 3^\circ, \alpha_2 = 20^\circ, \alpha_3 = 20^\circ$$

$$c_{v1} = 26,7 \cdot \frac{\ln 3^\circ}{2} = 14,65 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(78)$$

$$c_{v2} = 26,7 \cdot \frac{\ln 20^\circ}{2} = 39,94 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(79)$$

$$c_{v3} = 26,7 \cdot \frac{\ln 20^\circ}{6} = 13,31 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(80)$$

D'après la courbe (fig. IV33), il apparut le cas de construction par étape avec fluage à la fin de chaque phase de chargement.

A propos des résultats de la plaque de tassement D4, ils sont présentés dans la courbe (fig. IV34)

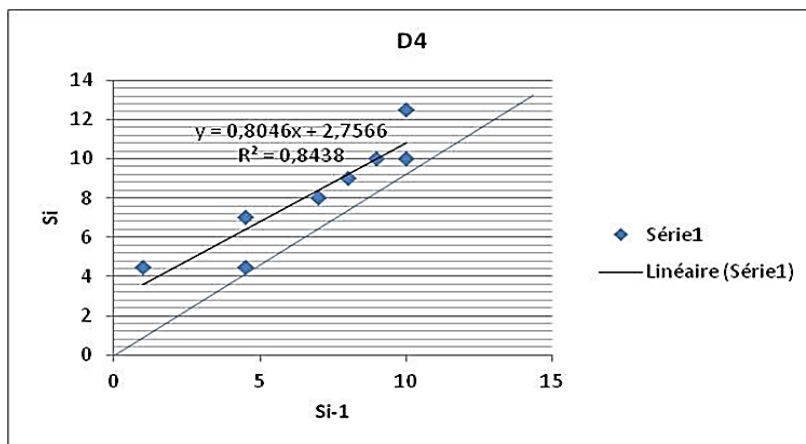


Figure. IV34. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement D4

La hauteur de drainage de la couche compressible H=10m et, les pentes des droits α_i donne :

$$\alpha_1 = 64^\circ, \alpha_2 = 5^\circ, \alpha_3 = 1^\circ$$

$$c_{v1} = 41,6 \cdot \frac{\ln 64^\circ}{2} = 86,64 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(81)$$

$$c_{v2} = 41,6 \cdot \frac{\ln 5^\circ}{1} = 67,06 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(82)$$

$$c_{v3} = 41,6 \cdot \frac{\ln 2^\circ}{2} = 0 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(83)$$

D'après ces résultats, on assiste au cas de construction par étape avec fluage à la fin

Relatif aux résultats de la plaque de tassement CG, ils sont exposés dans la courbe (fig. IV35)

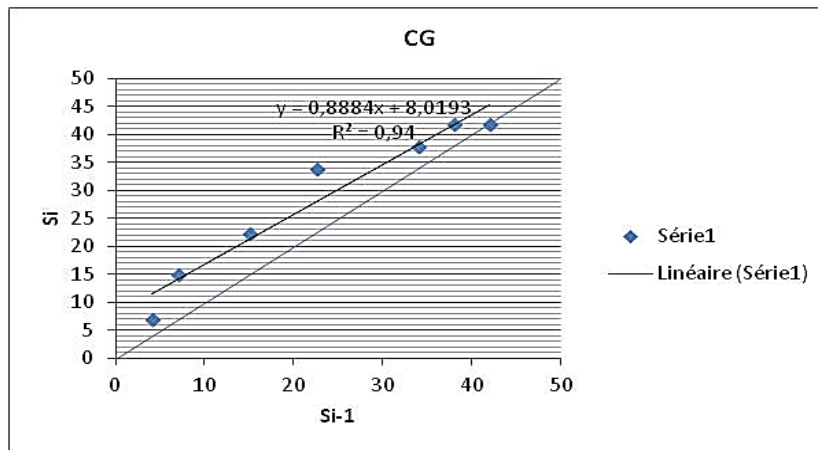


Figure. IV35. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement CG

La hauteur de drainage de la couche compressible H=15m et, les pentes des droits α_i donne :

$$\alpha_1 = 12^\circ, \alpha_2 = 32^\circ, \alpha_3 = 28^\circ$$

$$c_{v1} = 93,75 \cdot \frac{\ln 12^\circ}{2} = 116,47 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(84)$$

$$c_{v2} = 93,75 \cdot \frac{\ln 32^\circ}{4} = 81,22 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(85)$$

$$c_{v3} = 93,75 \cdot \frac{\ln 28^\circ}{2} = 156,19 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(86)$$

D'après la courbe (fig. IV35), on peut distinguer le cas de construction par étape avec fluage à la fin de chaque phase de chargement.

Pour les résultats de la plaque de tassement BG, ils sont exposés dans la courbe (fig. IV33)

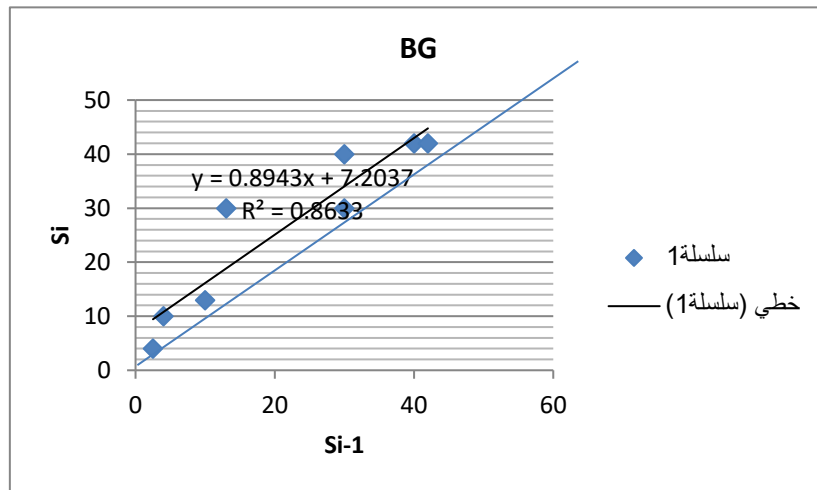


Figure. IV36. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement BG

La hauteur de drainage de la couche compressible H=15m et, les pentes des droites α_i donne :

$$\alpha_1 = 5^\circ, \alpha_2 = 0^\circ, \alpha_3 = 20^\circ$$

$$c_{v1} = 93,75 \cdot \frac{\ln 5^\circ}{1} = 150,88 \frac{m^2}{j} \dots \dots \dots (87)$$

$$c_{v2} = 93,75 \cdot \frac{\ln 2^\circ}{2} = 32,49 \frac{m^2}{jours} \dots \dots \dots (88)$$

$$c_{v3} = 93,75 \cdot \frac{\ln 20^\circ}{3} = 93,61 \frac{m^2}{jours} \dots \dots \dots (89)$$

Les résultats montrent le cas de chargement par étape selon la recommandation d'ASAOKA.

Pour les résultats de la plaque de tassement A1, ils sont exposés dans la courbe (fig. IV37)

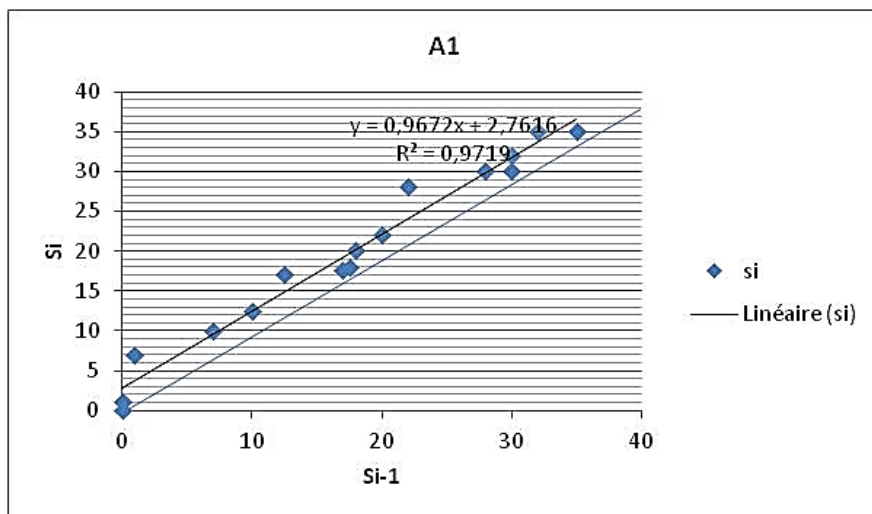


Figure. IV37. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement A1

La hauteur de drainage de la couche compressible H=25m et, les pentes des droits α_i donne :

$$\alpha_1 = 40^\circ, \alpha_2=3^\circ, \alpha_3=16^\circ$$

$$c_{v1} = 260,41 \cdot \frac{\ln 40^\circ}{5} = 192,12 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(90)$$

$$c_{v2} = 260,41 \cdot \frac{\ln 3^\circ}{1} = 286,09 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(91)$$

$$c_{v3} = 260,41 \cdot \frac{\ln 16^\circ}{2} = 361,01 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(92)$$

Les résultats montrent le cas de construction par étape avec fluage à la fin.

Pour les résultats de la plaque de tassement A2, sont exposés dans la courbe (fig. IV38)

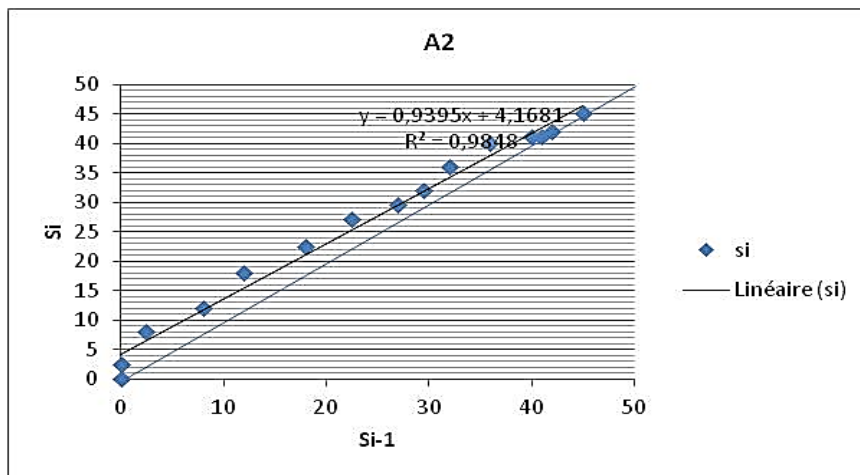


Figure. IV38. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement A2

La hauteur de drainage de la couche compressible H=20m et, les pentes des droits α_i donne :

$$\alpha_1 = 45^\circ, \alpha_2= 17^\circ, \alpha_3=23^\circ$$

$$c_{v1} = 166,7 \cdot \frac{\ln 45^\circ}{2} = 317,22 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(93)$$

$$c_{v2} = 166,7 \cdot \frac{\ln 17^\circ}{2} = 236,1 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(94)$$

$$c_{v3} = 166,7 \cdot \frac{\ln 23^\circ}{3} = 174,19 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(95)$$

D'après les résultats on peut remarquer, le cas de construction par étape avec fluage à la fin.

Pour les résultats de la plaque de tassement A3, il est exposé dans la courbe (fig. IV39)

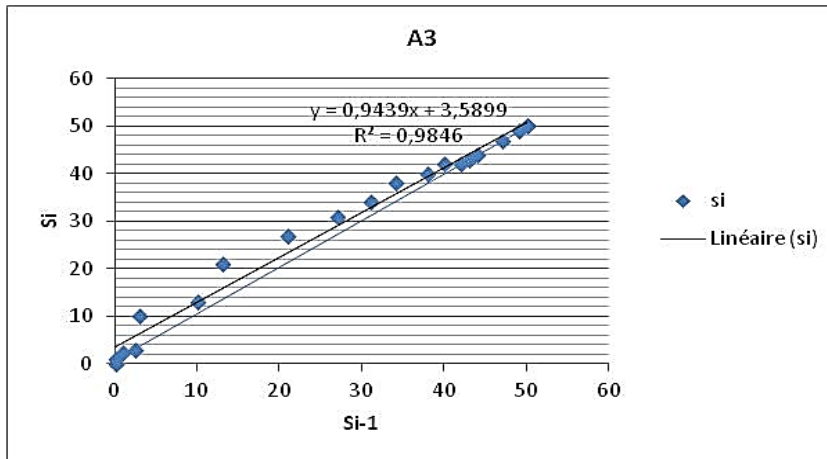


Figure. IV39. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement A3

La hauteur de drainage de la couche compressible $H=10m$ et, les pentes des droites α_i donne:

$$\alpha_1 = 20^\circ, \alpha_2 = 15^\circ, \alpha_3 = 12^\circ$$

$$c_{v1} = 41,7 \cdot \frac{\ln 20^\circ}{3} = 41,60 \text{ jours} \dots\dots\dots(99)$$

$$c_{v2} = 41,7 \cdot \frac{\ln 15^\circ}{2} = 56,41 \text{ jours} \dots\dots\dots(100)$$

$$c_{v3} = 41,7 \cdot \frac{\ln 12^\circ}{2} = 51,76 \text{ jours} \dots\dots\dots(101)$$

Les résultats présentent le cas de construction par étape avec fluage à la fin de chaque phase de chargement.

Dans le cas de la plaque de tassement A4, les résultats sont exposés dans la courbe (fig.IV40)

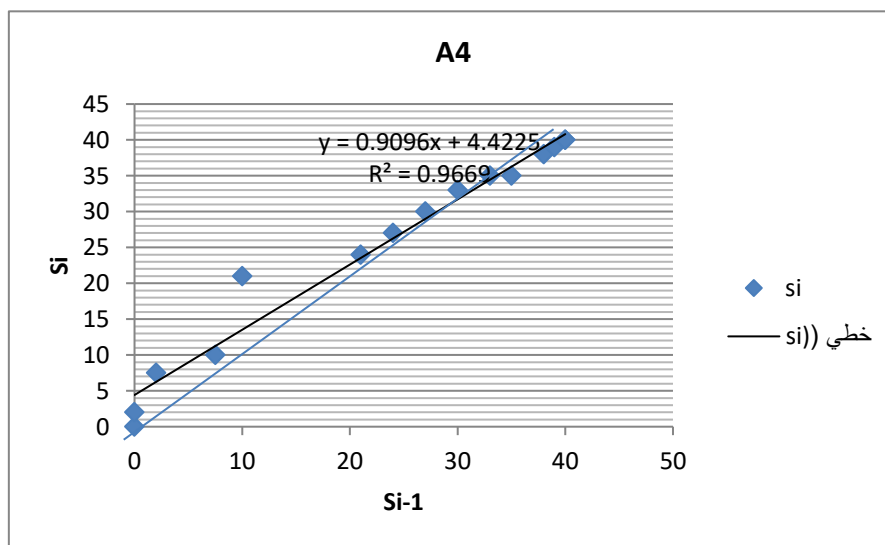


Figure. IV40Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement A4

La hauteur de drainage de la couche compressible H=8m et, les pentes des droits α_i donne:

$$\alpha_1 = 30^\circ, \alpha_2=10^\circ, \alpha_3=14^\circ$$

$$c_{v1} = 26,66 \cdot \frac{\ln 30^\circ}{2} = 45,34 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(102)$$

$$c_{v2} = 26,66 \cdot \frac{\ln 10^\circ}{2} = 30,7 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(103)$$

$$c_{v3} = 26,66 \cdot \frac{\ln 14^\circ}{2} = 30,7 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(104)$$

Les résultats dans ce cas présent le cas de construction par étape avec fluage à la fin.

En fin pour le cas de la plaque de tassement AG, les résultats sont exposés dans la courbe (fig. IV41)

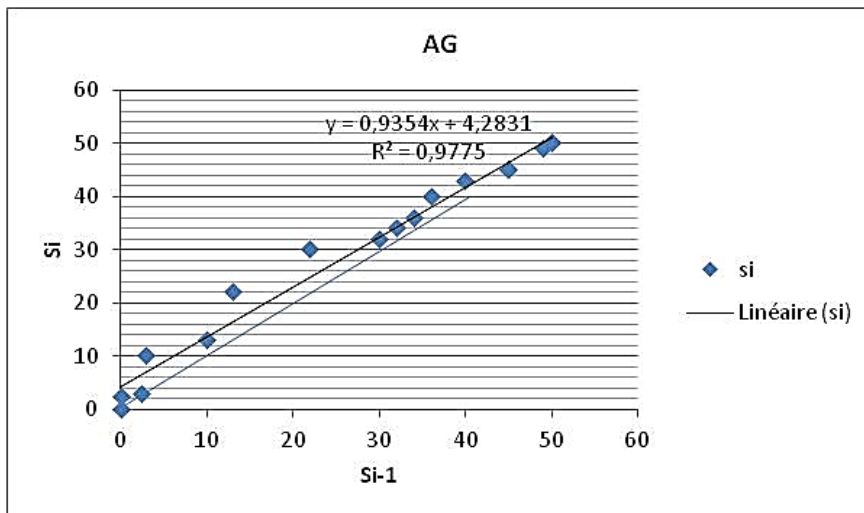


Figure. IV41. Construction d'Asaoka pour la plaque de tassement AG

La hauteur de drainage de la couche compressible H=15m et, les pentes des droits α_i donne:

$$\alpha_1 = 40^\circ, \alpha_2=7^\circ, \alpha_3=13^\circ$$

$$c_{v1} = 93,75 \cdot \frac{\ln 40^\circ}{2} = 172,92 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(105)$$

$$c_{v2} = 93,75 \cdot \frac{\ln 7^\circ}{2} = 91,21 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(106)$$

$$c_{v3} = 93,75 \cdot \frac{\ln 13^\circ}{8} = 30,05 \frac{m^2}{jours} \dots\dots\dots(107)$$

Les résultats dans ce cas, révèlent le cas de construction par étape avec fluage dans la première

et à la fin des phases de chargement. Une fois l'analyse des courbes de tassement à été achevée et les coefficients de consolidation réels sont estimés pour les différentes zones et avec les profondeurs. On procède à une simulation numérique avec les paramètres des essais au la boratoire et voir en suite les différents facteurs intervenant dans la fiabilité de cette analyse.

V9. Mesure corrective aux calculs des tassements sous le remblai autoroutier :

Tableau IV19 :comparaison entre les valeurs calculeés et valeurs réelles.

	les plaque	Profondeur	Uv (%)		Cv (m ² /j)		t (jour)	
			Calcul	réel	Calcul	réel	Calcul	réel
30 jour	D	0	23	17	0.038	253.88	29.9	0.002
	D1	-10.2	12	50		183.1	36.57	0.43
	D2	-5.2	18	66		506.74	25	0.44
	D3	-27	10	20		4.88	29.82	0.42
	D4	-18.2	3	76		67.06	28.16	
	C	0		28		81.22		0.17
	B	0		42		32.49		0.97
	A1	-5.2		45	0.064	286.09		0.35
	A2	-10.2		40	0.057	236.1		0.3
	A3	-18.2		62	0.113	56.41		0.55
	A4	-27		62	0.113	45.34		0.44
A	0		25	0.075	30.05		0.37	
42 jour	D	0	27	68		64.98		1.3
	D1	-10.2	14	75	0.021	160.57	51.8	11
	D2	-5.2	19	106	0.026	176.3	28.85	
	D3	-27	3.5	25	0.022	13.31	33.14	
	D4	-18.2	11	153	0.022	86.64	42.24	
	C	0		80		116.47		1
	B	0		82		150.88		0.8
	A1	-5.2		87		286.09		
	A2	-10.2		82		317.22		0.7
	A3	-18.2				41.6		
	A4	-27				30.7		
A	0				91.21			

Commentaire :

Les éléments suivants peuvent être notés à partir du tableau IV19 :

1. Il présente une comparaison entre les valeurs calculées et les valeurs réelles pour différents paramètres (les blocs, la profondeur, U,CV et t(jour)) liés aux calculs des tassements sous le

remblai autoroutier.

2. Pour chaque paramètre, on peut voir les valeurs calculées et les valeurs réelles correspondantes, permettant d'évaluer l'écart entre les deux.
3. Cela permet d'identifier les paramètres pour lesquels les valeurs calculées sont les plus proches des valeurs réelles, ainsi que ceux pour lesquels il y a un écart plus important.
4. Cette comparaison peut être utile pour ajuster les méthodes de calcul et améliorer la précision des prévisions de tassement dans ce type de projet de construction de remblai autoroutier.

Dans l'ensemble, ce tableau fournit des informations quantitatives permettant d'évaluer la pertinence des calculs effectués par rapport aux mesures réelles observées sur le terrain.

Calcul de tassement méthode préssiométrique

$$s = \frac{\alpha q H}{EM} = \frac{1*315*27}{7303}$$

$$s = 1164 \text{ mm}$$

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS GENERALES

L'expérience acquise lors de cette étude montre qu'une précaution particulière liée principalement au comportement sous l'effet de chargement des sols compressibles doit être prise.

Les critères du choix des techniques disponibles pour la mise en place des remblais fondés sur un sol compressible sont une phase indispensable à l'amont. Cependant, celle-ci a fait défaut lors de l'élaboration du remblai au PK 384 à El Taref.

La technique de construction par étape a été choisie par les techniciens en place du fait de son avantage économique. La formation géologique principale est une couche argileuse de 25m d'épaisseur, reconnue par sa faible perméabilité et un temps de consolidation long ; elle n'est pas prise en compte du fait de l'exigence du délai de construction imposé par l'Agence Nationale des Autoroutes.

La spécificité du site du point de vue localisation montre qu'elle est située dans une zone inondable ce qui a empêché en quelque sorte aux argiles d'avoir un temps de consolidation suffisamment important. Sans oublier l'autre spécificité du site qui est en rapport avec la nature du matériau qui est insensible à l'eau notamment pour les couches inférieures où l'on a un contact direct avec l'eau à la hauteur de cette couche. La mise en place d'un drain rocheux seul ou bien avec renforcement par des nappes de géotextile, est une solution préconisée dans ce cas, car elle garantit la durabilité du remblai et assure sa stabilité.

L'instrumentation in situ pendant la phase de construction (surveillance) est une opération indispensable pour la compréhension du mécanisme de rupture et aussi le comportement des remblais et leurs fondations avant la rupture.

L'interprétation et l'exploitation des premiers résultats des déplacements comme critère de surveillance nous ont permis d'évaluer l'étude soulignée au début. Ceux-ci en fonction de leur nombre et leur fiabilité nécessitent une expérience de terrain pour pouvoir juger la stabilité avant la rupture, et éviter donc un retard de réhabilitation de l'ouvrage après sa rupture, ainsi une perte économique considérable.

L'éloignement des points de mesures pris pendant la phase de construction du remblai au PK 384 a masqué la prévision de la rupture, ce qui est difficile à rattraper par d'autres techniques de prévision comme la modélisation numérique ou bien par des formules empiriques.

L'analyse de la rupture sur le remblai du PK 384 montre qu'elle s'est produite par l'effet du

taux de chargement rapide qui a une influence directe sur la génération de la surpression interstitielle, et le déplacement horizontal et vertical dans la couche compressible de la zone D. La sous-estimation des mesures d'auscultation pendant la phase de construction a en quelque sorte masquée le comportement réel de la fondation.

En définitive, une recommandation qu'on peut avancer c'est que la disposition des piquets de déplacement à côté du remblai est incapable de prédire le comportement réel que l'on cherche à suivre. Cependant l'installation des inclinomètres est nécessaire dans ces conditions pour détecter les mouvements horizontaux aux différentes profondeurs près du remblai.

BIBLIOGRAPHIE

Aissi,A., Bensihamedi, S., Bouafia,A.,Belagra, L.(2013),Behaviour study of monitored embankment founded on compressible soil, World Journal of Engineering.10, no.5, 455-462.

Can. Geotech. J 40, pp. 209-220.

Chai, J.C., Bergado, D.T. (1993), Some techniques for finite element analysis of embankments on soft ground. Can. Geotech. J 30, pp. 710-719.

F. Baguelin, L. Lay, S.Y Ung

F. Tavenas., Leroueil, S. (1980), The behaviour of embankments on clay foundations. Can. Geotech. J 17, pp. 236-260.

Fondasol, Paris, France

Gambin, M. (1995), Reasons for the success of menardpressuremeter. Fourth international symposium on pressuremeters. May, Sherbrooke.canada

Gnanendran, C.T., Manivannan, G., Lo, S.C.R. (2006), Influence of using a creep, rate, or an elastoplastic model for predicting the behaviour of embankments on soft soils. Can. Geotech. J 43, pp. 134-154.

Government of india ministry of railways. (2005), Guidelines on soft soils- stage construction method, Guideline No.: GE: G – 5, pp.76.

Hunter, G., Fell, R. (2003), Prediction of impending failure of embankments on soft ground.

Hunter, G., Fell, R., Khalili, N. (2000), The deformation behaviour of embankments on soft ground. The University of New South Wales Report, Sydney, R-391.

Indraratna, B., Balasubramaniam, A.S., Balachandran, S. (1992), Performance of test embankment constructed to failure on soft marine clay. International Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 1, pp. 12-33.

J.P. Sanfratello

Jardine, RJ. And D.W. Hight. (1987), Behaviour and analysis of embankments on soft clays. In Embankments on Soft Clays, ed. RJ.Jardine and D.W. Hight. Athens: P.W.R.C. Pub. Pp. 159-244.

Jean-Pierre M. (2007), Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation. Techniques de l'Ingénieur. P23.

John, A. (2007), *The Mechanics of Soils and Foundations*, 2nd Edition. Taylor & Francis, pp.441.

Khemissa, M. (1999), méthodologie d'étude et règles de construction des remblais sur sols compressibles, Actes du Séminaire sur les terrassements dans les grands travaux, Sétif, 30-31 mai 1999, Algérie.

Laboratoire Central Des Ponts Et Chaussées. (1973), remblais sur sols compressibles, Bulletin de liaison des LPC, 361p.

Lecritique des résultats des essais in situ et calcul de capacité portante des fondations en utilisant le pénétromètre statique et le préssiomètre. Direction des ressources humaines. Département formation. CTC- centre Alger, Bejaia.

Legrand, j., Bourges F., MAGNAN J.P., MIEUSSENS M., PIEGNAUD M., PILOT G., PUIG J., QUEYROI D., VAUTRAIN J. (1977), remblai sur sols compressibles., association amicale des ingénieurs anciens élèves de l'école national des ponts et chaussés. Paris, p207

Leroueil, S., Magnan J.P., Tavenas F. (1985), Remblais sur argiles molles. Techniques et Documentation Lavoisier, Paris, 342 p.

Magnan J.P, Claude M septembre.(1980). Remblais sur sols compressibles Instrumentation et exploitation des mesures Bulletin de liaison des LPC, pp 61-70

Mestat, Ph., Bourgeois, E., Riou, Y. (2004), Numerical modelling of embankments and Underground works. *Computers and Geotechnics* 31, pp. 227-236.

Oliveira, P.J.V., Lemos, L.J.L., Coelho, P.A.L.F. (2010), Behavior of an atypical embankment on soft soil: field observations and numerical simulation. *J. Geotech. Geoenviron. Eng* 136, pp. 35-47.

Olivier, C. (1997), Capacité portante des fondations superficielles, Préssiomètre et essais de laboratoire. Bulletin Des Laboratoires des Ponts Et Chaussées. Septembre. 4134 – pp. 53-72.

Pacific consultants international. Décembre.(2009), rapport spécifique de remblai dans les zones inondables et humides. Autoroute Est-Ouest de l'algérie PK 384+220-pk385+100, p39

Pacific consultants international. Octobre. (2009), rapport spécifique de remblai dans les zones inondables et humides., autoroute Est-Ouest de l'algérie PK 384, p29.

Pilot, G. (1973), Etude de la rupture de cinq remblais sur sols mous. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, Vol. 64, pp. 89-101

Sadaoui, O. (2008), Analyse

Samia, A., (2006). Ressources en eaux, mobilisation et utilisation dans bassin versant de la mafragh. Mémoire de magister en Géographie et Aménagement du territoire, université de Constantine. 186p.

Soils&Found. 28(4): 1-18.

Suzuki, O. (1988), The lateral flow of soil caused by banking on soft clay ground. JSSMFE

Tavenas, F., Roy, M., La Rochelle, P., Leroueil, S., Trak, B. (1978), Les remblais d'essais de Saint-Alban. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Vol. 98, pp. 42-52.

Zhi-liang, W., Yong-chi L., R.F, Shen, (2007). Correction of soil parameters in calculation of embankment settlement using a BP network back-analysis model, Engineering Geology 91, pp. 168-177.

Zibani,F.(2012), Effet de la variabilité des paramètres de sol sur le comportement des ouvrages de géotechnique.thèse magister, département de Génie Civil, Tizi Ouzou.algérie.

LES ANNEXES

ANNEXE 1

Classification des sols d'après Ménard (Cassant, tome1, p.265)

Nature de sol	E_m (Mpa)	P_L (Mpa)
Vases et tourbes	0,2 - 1,5	0,02 - 0,15
Argiles plastiques	3 - 8	0,3 - 0,8
Argile raides	8,0 - 40	0,6 - 2
Marnes	5 - 1000	0,6 - 6
Sables Vaseux	0,5 - 2	0,1 - 0,5
Limon	2 - 10	0,2 - 1,5
Sable et gravier	8 - 100	1,2 - 5
Sables sédimentaires	7,5 - 40	1 - 5
Roches calcaires	80 - 20000	3 à(+) de 10
Remblais récents	0,5 - 1,0	0,05 - 0,3
Remblais anciens	4 - 15	0,4 - 1
Remblais graveleux récents bien compacts	10 - 15	1 - 2,5

ANNEXE 2.

Valeurs du coefficient rhéologique du sol α' données par Bachelier § Parez et Sanglerat.

Type de sols	Valeurs de α' données par Bachelier et Parez	Valeurs de α' données par Sanglerat
Sables	$1 < \alpha' < 2$	1,5
Argile molle	-	$5 < \alpha' < 10$ ($q_c < 1$ Mpa)
Sable argileux	$2 < \alpha' < 4$	$2 < \alpha' < 5$: $1,5 < q_c < 3$ Mpa
Limons argileux	$2,5 < \alpha' < 4$	-
Argiles compactes et marnes	$3 < \alpha' < 5$	$2 < \alpha' < 5$: pour $q_c < 3$ Mpa
Tourbes	$\alpha' = 0,7$ à $0,8$	-

ANNEXE 3.

Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265)

	q_c (bars)	Nature	Résistance de pointe (q_c)	Effort total (R_T)	Observations
Sols fins peu consistants	$q_c < 10$	Vase	q_c augmente peu avec la profondeur (z)	R_T varie peu avec (z).	Nécessité de mesures précises
		Tourbe		R_T varie très légèrement avec (z).	
		Argile molle		R_T croit avec (z).	
sols fins consistants	$10 < q_c < 30$	Limon	q_c varie peu avec la profondeur (z)	R_T croit légèrement avec la profondeur (z)	en présence de graviers ou de cailloux. q_c peut présenter une courbe en "dents de scie"
		Argile	q_c augmente légèrement avec la profondeur (z)	R_T croit linéairement avec la profondeur (z)	
sols grenus	$30 < q_c < 200$	Sable lâche	q_c croit légèrement avec (z).	R_T varie légèrement avec la profondeur (z)	q_c et R_T peuvent présenter des variations dues à l'hétérogénéité ou à la variation des compacités du sable. et à la présence de graviers
		Sable compact	q_c pratiquement constant en fonction de z	R_T reste constant en fonction de z	
sols carbonatés	$10 < q_c < 60$	Craie	q_c croit avec (z)	R_T varie peu avec la profondeur (z)	q_c et R_T sont très fortement influencés par la présence de modules dans les craies molles.
		Marne	q_c croit avec (z)	R_T croit avec la profondeur (z)	R_T sensible à l'augmentation de la compacité (forme parabolique).