

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**Calcule et modélisation numérique de la stabilité du
Remblai sur zone inondable**

Domaine : Sciences et Technique

Spécialité :

GENIE CIVIL

OPTION

Géotechnique

Par

Noms, Prénoms des Etudiants (es)

1/Abderrahim Salaheddine

2/Rehailia safwane

3/Bouhadjar med salah

DEVANT LE JURY :

PRESIDENT : PR. HACEN CHAOOUCH

EXAMINATRICE: DR G. BOUKHATEM

ENCADREUR: PR B. SBARTAI

Année 2019

RESUME

LES REMBLAIS DE GRANDE HAUTEUR SONT PARFOIS RENCONTRES DANS LES AUTOROUTES ET EN PARTICULIERS CEUX QUI SONT FONDES SUR DES SOLS COMPRESSIBLES. LA CONSTRUCTION D'OUVRAGES SUR LES SOLS ARGILEUX PRESENTE DIVERSES DIFFICULTES TELLES QUE LES FORTS TASSEMENTS PROVOQUES PAR LA FORTE COMPRESSIBILITE ET LA FAIBLE RESISTANCE DE CE TYPE DE SOL.

LE TRAVAIL PRESENTE DANS CE MEMOIRE A POUR BUT D'ANALYSER LA STABILITE DES REMBLAIS EN TERRE.

EN PREMIER TEMPS ON A PRESENTE DES GENERALITES SUR LES REMBLAIS, LES REMBLAIS DE GRANDE HAUTEUR ET LEURS MODES DE DEFORMATIONS.

ENSUITE ON A EXPOSE LES DIFFERENTES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAIS ET DES CALCULS DES TASSEMENTS.

ON A PRESENTE TOUS LES MODULES DU CODE DE CALCUL PAR ELEMENTS FINIS PLAXIS, LEUR MODE DE FONCTIONNEMENT, L'INTRODUCTION DES DONNEES, LA MODELISATION DES PHASES DE CALCULS, LA LECTURE DES RESULTATS ET LE TRACE DES DIFFERENTES COURBES.

ON A TERMINE PAR UNE APPLICATION PRATIQUE, QUI A CONSISTEE A LA SIMULATION NUMERIQUE DE LA STABILITE-MECANIQUE ET LE CALCUL DES DEFORMATIONS DU REMBLAI SUR ZONE INONDABLE AU NIVEAU DE LA COMMUNE DE LAZROU BATNA.

MOTS CLES : STABILITE — REMBLAI — TASSEMENTS- MODELISATION NUMERIQUE — ELEMENTS FINIS.

ABSTRACT

High embankments are sometimes encountered in highways and in particular those based on compressible soils. The construction of structures on clay soils presents various difficulties such as the strong settlements caused by the high compressibility and low resistance of this type of soil.

The work presented in this thesis aims to analyze the stability of earth embankments.

At first, we presented generalities on embankments, high embankments and their modes of deformation.

Then we presented the various methods of analysis of the stability of embankments and compaction calculations were presented.

We presented all the modules of the PLAXIS finite element calculation code, their mode of operation, the introduction of the data, the modeling of the calculation phases, the reading of the results and the drawing of the various curves.

We finished with a practical application, which consisted in the numerical simulation of the mechanical stability and the computation of the deformations of the embankment on flood zone at the level of the municipality of lazrou Batna.

Key words: stability - embankment - settlement - numerical modeling - finite elements.

ملخص

تصادف السدود العالية في بعض الأحيان في الطرق السريعة وخاصة تلك التي تعتمد على التربة القابلة للضغط. يطرح بناء الهياكل على التربة الطينية صعوبات مختلفة مثل المستوطنات القوية الناتجة عن الانضغاط العالي والمقاومة المنخفضة لهذا النوع من التربة.

. يهدف العمل المقدم في هذه الرسالة إلى تحليل استقرار سدود الأرض

في البداية ، قدمنا العموميات على السدود والسدود العالية وأنماط تشوهها

. ثم تم عرض الطرق المختلفة لتحليل استقرار السدود وحسابات الضغط

وطريقة عملها وإدخال البيانات ونمذجة مراحل الحساب PLAXIS قدمنا جميع الوحدات النمطية لرمز حساب العناصر المحدودة .
وقراءة النتائج ورسم المنحنيات المختلفة

لقد انتهينا من تطبيق عملي ، يتمثل في المحاكاة العددية للاستقرار الميكانيكي وحساب تشوهات السد على منطقة الفيضان على مستوى بلدية لزو باتنة

الكلمات المفتاحية: الاستقرار - السد - التسوية - النمذجة العددية - العناصر المحدودة

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	01
CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES REMBLAIS	02
1.1. Terminologie de base :	03
1.1.1. Le Remblai.....	03
1.1.2 Le remblaiement.....	04
1.1.3 Les remblais de grande hauteur.....	04
1.2. Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur.....	05
1.2.1 La Géométrie du remblai.....	05
1.2.2 Méthodes de dimensionnement des remblais.....	05
1.2.3 Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai.....	08
1.3. Modes de déformations des grands remblais.....	08
1.3.1 Poinçonnement du sol de fondation.....	08
1.3.2 Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement).....	09
1.3.3 Rupture rotationnelle avec fissuration du remblai.....	09
1.3.4 Tassement de sol de fondation.....	10
CHAPITRE 2 : Méthode D'Analyse de la Stabilité des Remblais	11
2.1. Introduction :	12
2.1.1. Notion de facteur de sécurité.....	12
2.2. Études de la stabilité des pentes.....	13
2.2.1. Méthodes Analytiques.....	13
2.2.2 Méthodes Numériques.....	15
2.3 Etude des tassements du sol de fondation.....	17
2.3.1 Principe De Calcul Des Tassements.....	17
2.3.2 Les Principales méthodes de calcul des tassements.....	18
2.4. Conclusions.....	18
Chapitre 3 : Présentation du projet	20
3.1 Introduction.....	21
3.1.1. Changement sur le projet	21

3.2- Localisation géographique.....	22
3.3- Topographie.....	22
3.4- Aperçu géologique.....	22
3.5. Contexte Hydraulique et Hydrogéologique de la Section	23
3.5.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	23
3.6 Reconnaissance du sol.....	24
3.6.1- Organisation.....	24
3.7 ESSAIS DE LABORATOIRE.....	28
3.7.1-Paramètres de nature.....	28
3.7.2-Paramètres d'état.....	28
3.7.3- Paramètres mécaniques.....	28
3.8-Résulta de la reconnaissance	29
3.9. CONCLUSION.....	29
Chapitre 04 : Calcule de la Stabilité du remblai sur zone inondable.....	31
4.1. Introduction.....	32
4.2 - Localisation géographique.....	32
4.3 Caractéristiques Géométriques du Profil Critique	33
4.4 Données Stratigraphiques au Droit du Profile Critique.....	33
4.5. Logiciel Plaxis.....	34
4.5.1 Présentation de Plaxis.....	34
4.6. Modèles Géotechniques.....	34
4.7. Caractéristiques Mécaniques Retenus pour le Calcule.....	36
4.8 Résultats (Output).....	52
4.9. Conclusion.....	57
Conclusion générale.....	58

La liste des Figures

Figure 1. 1 : Types de Remblai (ferroviaire, routier)	03
Figure 1. 2 : Exemples de Remblai	03
Figure 1.3 : Remblai de grande hauteur.....	04
Figure 1.4 : Caractéristiques géométrique d'un remblai	05
Figure 1.5 la construction par couches du remblai	06
Figure 1.6 : Remblai isolé	07
Figure 1.7 : Répartition des contraintes à la base du remblai	07
Figure 1.8 : Augmentation progressive du poids volumique	08
Figure 1.9 : Phasage de la construction par couches	08
Figure1.10 : Rupture par poinçonnement	09
Figure 1.11 : Rupture rotationnel sans fissuration	09
Figure 1.12 : Rupture rotationnel avec fissuration	10
Figure 1.13 : Allure de la courbe de consolidation	11
Figure 2.1 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture	13
Figure 2.2 : Surface de rupture potentielle.	14
Figure 2.3 : méthode conventionnelle de calcule	15
Figure 2.4: Principales méthodes de calcul des tassements.....	19
Figure 3.1 : L'emplacement du futur ouvrage.....	22
Figure 3.2 : aperçu topographique.....	23
Figure 3.3 : EXTRAIT DE LA CARTE GEOLOGIE DE LA REGION DU AIN YAGHOUT.....	23
Figure 3.4 : Le Bassin Versant étudié.....	24
Figure3.5 sondage pressiométrique déjà réalises.....	26
Figure 3.6 : sondage carottier complémentaire.....	28
Figure-4.1 les limites de la commune.....	33
Figure-4.2 localisation du site.....	34
Figure 4.3 (A, B) Modèle géotechnique à long terme retenu du PK13+600.....	36

Figure 4.4 fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol sc06.....	39
Figure 4.5 fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol sc04.....	41
Figure 4.6 fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol sc03.....	43
Figure 4.7 fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol sc02.....	45
Figure 4.8 fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol sc01.....	47
Figure 4.9. Maillage du projet.....	47
Figure.4.10. (A, B, C) Génération des surpressions en présence de la nappe phréatique.....	49
Figure .4.11. (A, B) Génération des contraintes effectives initiales.....	50
Figure.4.12 Fenêtre des phases de calcule	51
Figure 4.13.(A, B, C) activation des couches du remblai.....	52
Figure 4.14 Fenêtre d'évolution de calcule.....	53
Figure 4.15 (A, B) Déplacement total.....	54
Figure 4.16 Déformation du massif du sol.....	54
Figure 4.17 Contraintes total.....	55
Figure 4.18 contraintes effective.....	55
Figure 4.19 pressions interstitielles actives.....	56
Figure 4.20 information sur le calcule.....	56
Figure 4.21 courbe facteur de sécurité par rapport aux étapes.....	57
Figure 4.22 pression interstitielle excessives par rapport aux temp.....	56
Figure 4.23 courbe du tassement par rapport au temp.....	56

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa grandeur.....	06
Tableau 3.1. Programme d'investigation géotechnique complémentaire.....	27
Tableau 4.1: caractéristiques géométriques du profil en travers critique.....	34
Tableau 4.2 : Caractéristiques mécaniques du remblai SC05.....	37
Tableau 4.3 : Caractéristiques mécaniques du remblai SC04.....	39
Tableau 4.4 : Caractéristiques mécaniques du remblai SC03.....	41
Tableau 4.5 : Caractéristiques mécaniques du remblai SC02.....	43
Tableau 4.6 : Caractéristiques mécaniques du remblai SC01.....	45

LISTE DES NOTATIONS

c : cohésion

c' : cohésion effective

c_u : cohésion non drainée

cc : indice de compression

E : module d'élasticité (module d'Young)

FS : coefficient de sécurité

G : module de cisaillement du sol (module de Coulomb)

h : hauteur du talus

N_f : indice de frottement

N_s : indice de stabilité

σ'_p : pression de pré consolidation

σ'_{vo} : pression effective des terres

U : pression interstitielle

U_l : effort dû à la pression d'eau latérale

W : poids des terres

β : angle du talus

γ : poids volumique

γ_d : poids volumique sec

γ_{sat} : poids volumique saturé

ϕ : angle de frottement interne

ϕ' : angle de frottement interne effectif

ϕ_u : angle de frottement interne non drainé

u : coefficient de Poisson

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure

σ' : contrainte effective

α : inclinaison de la surface de rupture

τ_{max} : résistance au cisaillement

τ : contrainte de cisaillement mobilisée

ψ : angle de dilatance

ΣMs_f : coefficient total de sécurité (facteur de sécurité)

INTRODUCTION GENERALE

L'évolution du réseau routier et autoroutier impose parfois le passage par des sols compressibles de ma La construction des remblais sur sol compressible posent de nombreux problème.

La construction des remblais sur sol compressible pose de nombreux problème (stabilité, tassement, déformation) des ouvrages en terre. Les sols compressibles, sont des sols qui tassent lorsqu'on les soumet à une charge. La notion de compressibilité n'est donc significative que si l'on fait référence aux déformations admissibles induites par l'ouvrage projeté, ces déformations amplitude et vitesse dépendent de la nature du sol support et de l'importance des charges appliquées.

Le calcul des remblais a longtemps été abordé du point de vue de la stabilité. Toutefois la prise en compte des déformations avant la rupture s'avère de plus en plus nécessaire dans la pratique de l'ingénieur.

Ce travail de thèse constitue une contribution à l'étude du comportement d'un remblai routier. Le cas étudié concerne la réalisation du tronçon routier sur zone inondable d'environ 500m que fait partie de La pénétrante de Batna qui doit relier l'Autoroute Est-Ouest à l'Autoroute des Hauts Plateaux.

L'objectif de ce travail est plus particulièrement axé sur la stabilité du profil critique à savoir le PK13+600 est son vis-à-vis du tassement et du glissement.

Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique ont permis de mettre au point des modèles rhéologiques et des algorithmes de résolution, conduisant à des modélisations qui prennent mieux en compte le comportement observé sur le terrain.

L'analyse de la stabilité des remblais est souvent traitée à l'aide de plusieurs méthodes analytiques (méthodes d'équilibres limites) et méthodes numérique (utilisation du logiciel).

La modélisation par éléments finis ou différences finies permet d'étudier l'effet de nombreux phénomènes sur la stabilité des pentes, cette modélisation permet de définir un facteur de sécurité en réduisant simplement les caractéristiques de résistance jusqu'à ce que la rupture se produise (méthode c- ϕ réduction).

La modélisation du comportement des sols est une étape importante qui conditionne la qualité des analyses des ouvrages.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé en quatre chapitres :

Chapitre 1 : Généralité sur les remblais ; terminologie de base ; modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur ; dimensionnement des remblais ; types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai ; modes de déformations des grands remblais ; poinçonnement du sol de fondation ; rupture rotationnelle avec et sans fissuration du remblai ; tassement de sol de fondation.

Chapitre 2 : les méthodes d'analyse de la stabilité des remblais : calcul de la stabilité ; méthodes de calcul de la stabilité et de déformation de remblai ; principe de calcul des tassements.

Chapitre 3 : présentation du projet incluant : Changement sur le projet la localisation géographique la topographe le Contexte hydrologique et hydraulique la Reconnaissance du sol (essai in situ et au laboratoire).

Chapitre 4 : comporte une application numérique au calcul de stabilité du remblai routier sur zone inondable situé dans la commune de lazrou (wilaya de Batna) avec le logiciel Plaxis.

CHAPITRE 01 : GENERALITE SUR LES REMBLAIS

1. GENERALITES SUR LES REMBLAIS

1.1. Terminologie de base :

On précise ici un certain nombre de termes très courants qui seront régulièrement utilisés par la suite et qu'il convient de bien connaître.

1.1.1 Le Remblai :

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel. Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, bâtiments, super-structures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...).



Figure 1. 1 : Types de Remblai (ferroviaire, routier)

(1)

La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le compose et de leur mise en œuvre. Les matériaux, issus des déblais (Consiste à abaisser le niveau du terrain par enlèvement des terres du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau correcte (pour assurer une portance suffisante) et compactés (pour garantir leur stabilité).



Figure 1.2 : Exemples de Remblai

(2)

1.1.2 Le remblaiement :

Remblayer un terrain avant des travaux de construction : c'est même une technique d'aménagement de terrain.

Il est indispensable dans les cas suivants :

- la profondeur du décapage est supérieure à l'épaisseur du dallage futur et de sa fondation
- le terrain doit être mis à l'abri des inondations
- le dallage doit être placé au niveau de la plate-forme des camions ou des wagons.

1.1.3 Les remblais de grande hauteur :

Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactées. Leurs déformations peuvent être importantes et évoluer au cours du temps. Ils sont le plus souvent hétérogènes parfois constitués de matériaux évolutifs. Ils comportent des ouvrages transversaux et longitudinaux (Les réseaux d'assainissement des eaux). Les remblais de grande hauteur peuvent également être construits avec des matériaux de caractéristiques moins sécuritaires (sols fins argileux notamment). Dans ce cas, leur conception et leur réalisation ne s'appuient plus seulement sur les règles empiriques évoquées précédemment, mais font aussi un large appel à des études spécifiques de mécanique des sols et des roches au même titre qu'un ouvrage d'art. Il n'est pas possible de déplacer les sols utilisés en remblai sur de grandes distances et il faut donc s'accommoder des matériaux disponibles. Cela doit inciter les projeteurs à adapter très tôt le tracé, pour éviter d'avoir ensuite à prendre des risques excessifs sur la qualité des matériaux employés.



Figure 1.3 : Remblai de grande hauteur

(3)

1.2. Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur :

On doit tout d'abord présenter la géométrie utilisée ainsi que les méthodes de dimensionnement afin de mener à bien l'étude théorique.

1.2.1 La Géométrie du remblai :

Il faut choisir la géométrie 2D qui convient parfaitement pour le type de calculs qu'on souhaite mettre en place. Le schéma suivant modélise le profil transversal d'un remblai. h représente la hauteur du remblai et (i) la pente.



Figure 1.4 : Caractéristiques géométrique d'un remblai (4)

1.2.2 Méthodes de dimensionnement des remblais :

Le dimensionnement du corps principal de remblai présente les différents choix nécessaires à la construction d'un remblai, l'épaisseur des couches du remblai en passant par la pente de talus et la hauteur totale du remblai à construire.

PENTE DE REMBLAI :

Pour obtenir un équilibre stable, nécessaire à la bonne tenue des terres en remblais et des tranchées, il convient de donner aux talus qui limitent ces terrassements une inclinaison convenable. Cette pente se définir :

- Par la tangente de l'angle (pente) que fait ce talus avec l'horizontale Pente : $Tg(i) = h / b$

-L'angle i doit toujours être inférieur à l'angle de frottement interne appelé φ .

- D'une manière générale, les pentes de talus des remblais de hauteur moyenne à grande hauteur peuvent être fixées a priori en fonction de la hauteur du remblai et de la nature des matériaux conformément aux indications données dans le tableau ci-après :

Nature du matériau	Hauteur du remblai		
	$h \leq 5 \text{ m}$	$5 \leq h \leq 10 \text{ m}$	$h \geq 10$
Sols et matériaux cohérents sensibles à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable	Pente $\leq 2/3$	Pente $\leq 1/2$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux granulaires insensibles à l'eau d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux issus de roche dure non altérée	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$ avec risberme

Tableau 1.1 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur

L'ÉPAISSEUR DES COUCHES DE REMBLAI :

On peut construire le remblai par étapes sur des hauteurs successives (en vérifiant la valeur de $f=1,5$) cas des déformations trop importantes. L'accroissement de la cohésion non drainée C_u qui résulte de la consolidation est : $\Delta C_u = \gamma H_1 \cdot T_g \phi_c u$

On déterminera la hauteur suivante H_2 en utilisant :

$$H_2 = \frac{\pi+2}{\gamma F} (c^{(0)} + \Delta c_u)$$

Où $c^{(0)}$ est la cohésion initiale du sol avant la construction du remblai.

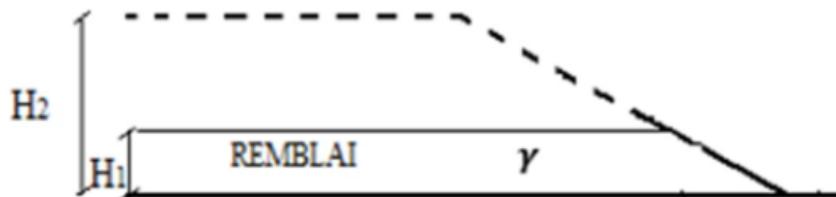


Figure 1.5 la construction par couches du remblai (5)

H_1 : Épaisseur maximale pour la résistance initiale du sol

H_2 : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente.

➤ **HAUTEUR TOTALE DU REMBLAI A CONSTRUIRE :**

Le GTR limite les remblais à des hauteurs :

- Les remblais de faible hauteur sont limités à 5 m.
- Les remblais de hauteur moyenne sont limités à 10 m.
- Les remblais de grande hauteur dépassent 10 m.

Pour atteindre le niveau désiré pour le profil projeté, la hauteur totale du remblai à construire est donnée par la formule suivante : $R_t = H_r \cdot 100 / (100 - T)$

Où : R_t : hauteur totale du remblai à construire.

H_r : hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé Pour la surcharge.

T : pourcentage de tassement prévu.

1.2.3 Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai :

Trois types de modélisation peuvent être envisagés pour la représentation de la construction d'un remblai isolé :

➤ **UNE PRESSION TRAPEZOÏDALE, UNIFORME SUR UNE GRANDE LONGUEUR :**

Le remblai n'est pas pris en compte dans le maillage, il est supposé infiniment souple et les déformations latérales à sa base sont libres (figure 1.6). Lorsque le remblai est très large par rapport à sa hauteur H , il est normal de supposer que, dans la région centrale, la répartition des contraintes à la base du remblai est verticale, uniforme et vaut $\gamma \cdot H$



Figure 1.6 : Remblai isolé (6)



Figure 1.7 : Répartition des contraintes à la base du remblai (7)

➤ **UNE AUGMENTATION PROGRESSIVE DU POIDS VOLUMIQUE DANS LE REMBLAI :**

Cette approche a l'inconvénient d'imposer de manière instantanée toute la rigidité du remblai, alors que seule une fraction de son poids est appliquée. Tous les nœuds du remblai se déforment instantanément, et ceci quel que soit l'instant de construction de l'ouvrage. D'une manière rigoureuse, ce type de calcul ne peut représenter d'un essai en centrifugeuse ou il y a une montée progressive de la gravité. Cependant, pour les problèmes habituels, cette approche est encore souvent utilisée ; seules les déformations du sol de fondation sont alors exploitables.

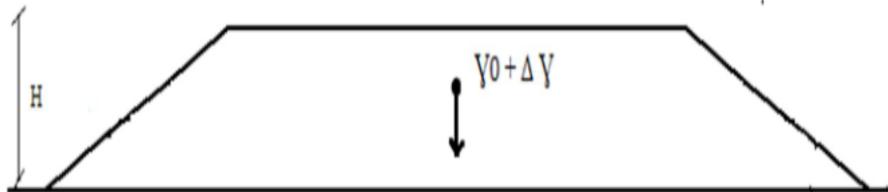


Figure 1.8 : Augmentation progressive du poids volumique (8)

➤ **UN PHASAGE DE LA CONSTRUCTION PAR COUCHES DU REMBLAI :**

Cette approche est la plus satisfaisante, car elle permet de tenir compte de la technique de la construction, en installant des couches successives de sol (terrassement). Le calcul par éléments finis s'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées.

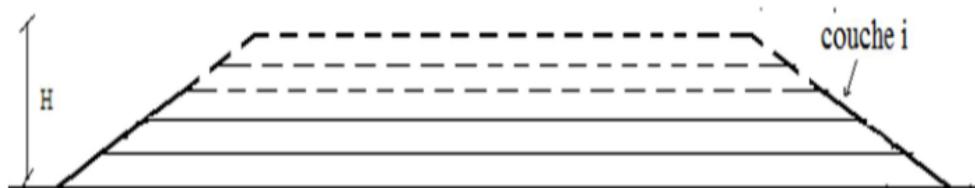


Figure 1.9 : Phasage de la construction par couches (9)

1.3. Modes de déformations des grands remblais :

Les ruptures de remblais sur argiles molles présentent des caractères particuliers dus à la présence fréquente en surface d'une croûte superficielle altérée et fissurée, dont le rôle est prépondérant dans la définition du mode de rupture des remblais et dans le choix du modèle de calcul correspondant. Cette particularité est liée à la forte résistance au cisaillement de cette croûte ou du matériau de remblai lorsqu'il est cohérent. Selon l'importance de cette couche, les ruptures de remblai observées ont été classées en trois grandes catégories (Magnan et al. 1984)

1.3.1 Poinçonnement du sol de fondation :

Lorsque la croûte superficielle est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement sans subir de cisaillement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. Il y a formation de deux bourrelets au niveau du terrain naturel de part et d'autre du talus (Figure 1.5)

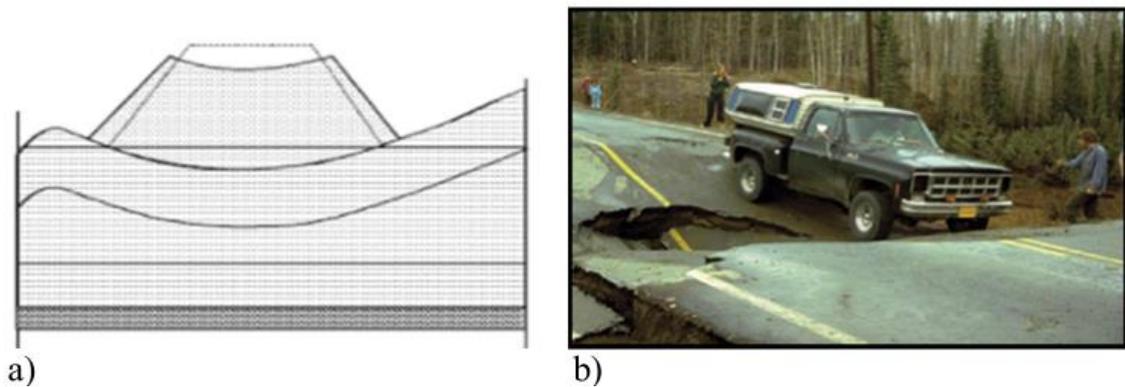


Figure1.10 : Rupture par poinçonnement (10)

Des instabilités de Capacité portante par poinçonnement de la couche de sol mou sur compressibles. (L'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles.

1.3.2 Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement) :

Lorsque la croûte est épaisse et nettement plus consistante que le sol mou, les déplacements horizontaux de la couche molle ne sont pas transmis au remblai qui ne se fissure pas. La rupture rotationnelle constitue la forme de glissement la plus répandue. Le glissement se traduit par un escarpement bien marqué en tête, un basculement du remblai et un bourrelet de pied. Ces glissements sont généralement profonds et la surface de rupture est souvent tangente au substratum (sauf si celui-ci est à grande profondeur). La stabilité d'un remblai sur sol mou est la plus critique à court terme, pendant ou à la fin de la construction. Par la suite, la cohésion non drainée augmente et le coefficient de sécurité également. Plus un sol est imperméable, plus le temps de passage au long terme est important (Mestat et al. 1999). Un choix judicieux de la géométrie du remblai lors de son édification permet d'éviter que celui-ci soit en état de rupture sous l'effet des contraintes de cisaillement induites dans le massif de fondation. La vérification de ce choix se fait au moyen du calcul de l'équilibre suivant une surface de rupture probable, généralement de forme circulaire (Mestat et al. 1999).

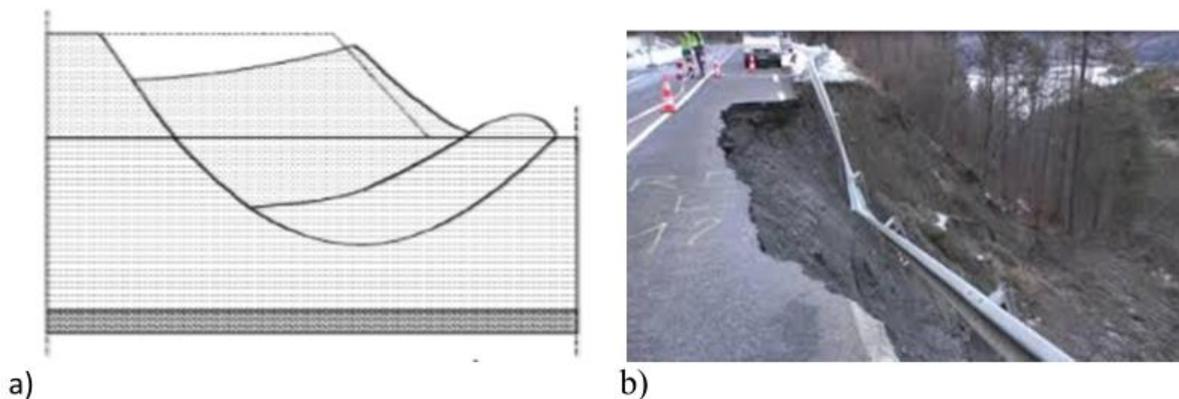


Figure 1.11 : Rupture rotationnel sans fissuration (11)

1.3.3 Rupture rotationnelle avec fissuration du remblai :

Lorsque la croûte est mince, elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement

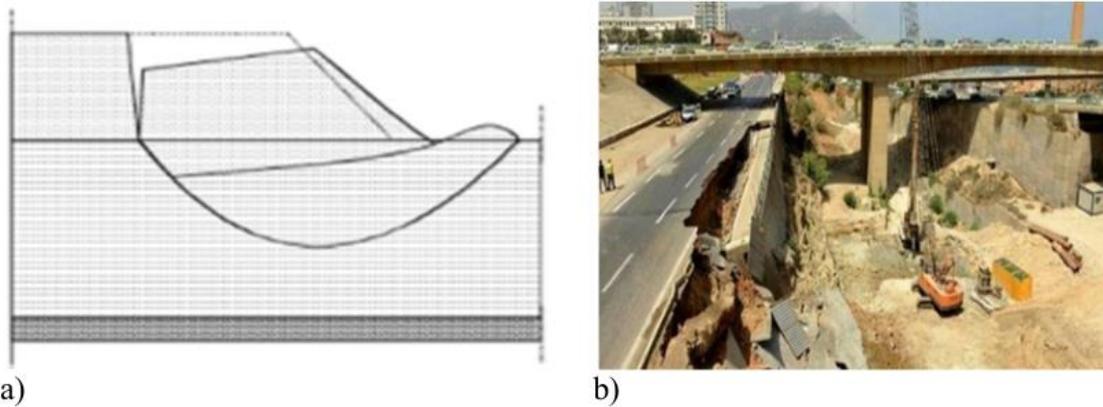


Figure 1.12 : Rupture rotationnel avec fissuration

(12)

1.3.4 Tassement de sol de fondation :

Dans un grand remblai, le tassement est d'autant plus important que l'énergie de compactage soit faible par rapport à la charge statique des couches sus-jacentes. Le tassement se produit pour une faible part pendant la construction du remblai, pour l'essentiel pendant la phase dite de consolidation primaire et pour le reste pendant la période dite de compression secondaire. Le tassement immédiat (pendant la mise en place des couches successives du remblai) se développe en général à volume de sol constant, de sorte qu'il s'accompagne de déplacements horizontaux d'amplitude équivalente. Le tassement de consolidation primaire tend vers sa valeur finale en suivant une loi exponentielle. Le tassement de compression secondaire augmente comme le logarithme du temps. Les tassements calculés doivent être pris en compte dans l'épaisseur totale du remblai à mettre en place pour obtenir à terme la cote prévue au projet. En particulier, il faut analyser la stabilité en tenant compte de l'épaisseur totale du remblai, tassements compris.

Des tassements importants dans les remblais de grandes hauteurs lors de construction par étapes, dans chaque étape.

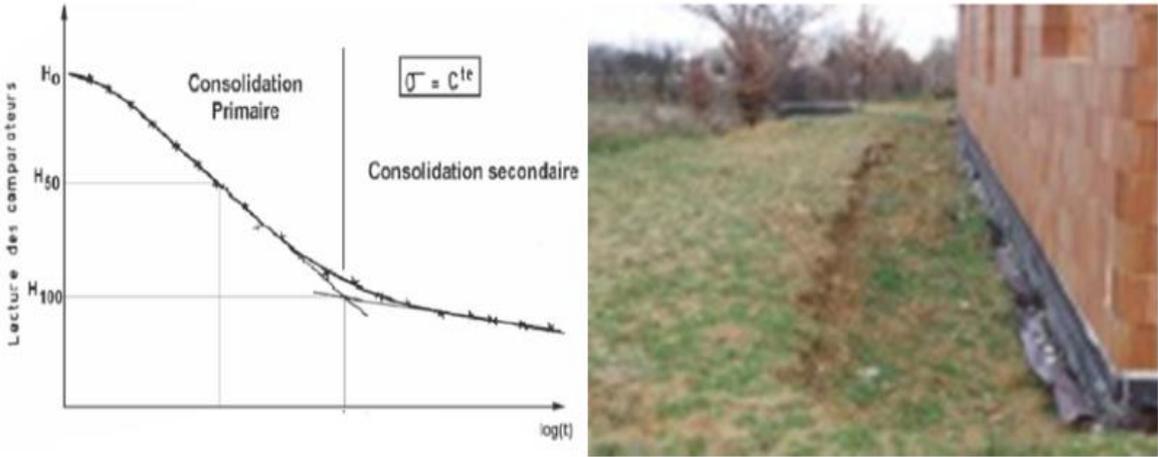


Figure 1.13 : Allure de la courbe de consolidation

(13)

CHAPITRE 02 : M'ETHODES D 'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAIS

2.1. Introduction :

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli : (talus naturels, remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation ...). Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement. L'analyse de la stabilité des pentes contre les glissements s'effectue habituellement à la rupture à l'aide :

→ des méthodes d'équilibre limite.

→ des méthodes numériques telles que méthode des éléments finis ou différences finis.

Ces méthodes donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

2.1.1. Notion de facteur de sécurité :

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression suivante :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus

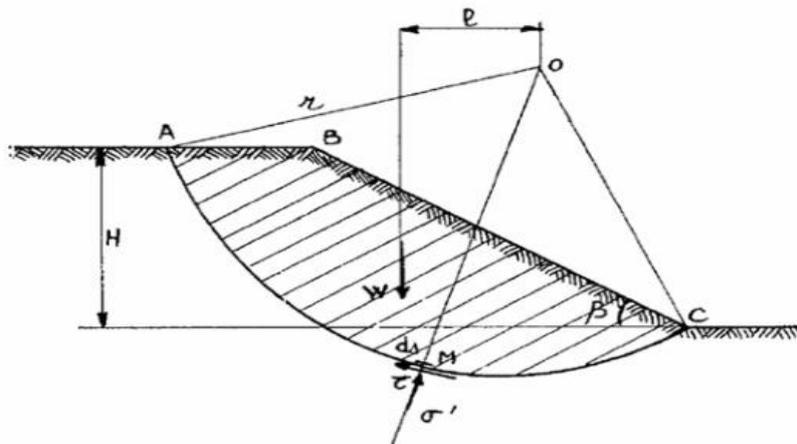


Figure 2.1 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture (14)

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture

Si $F < 1$, il y a rupture

Si $F = 1$, il y a équilibre limite

2.2. Études de la stabilité des pentes :

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

→ Les méthodes analytiques.

→ Les méthodes numériques.

2.2.1. Méthodes Analytiques :

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

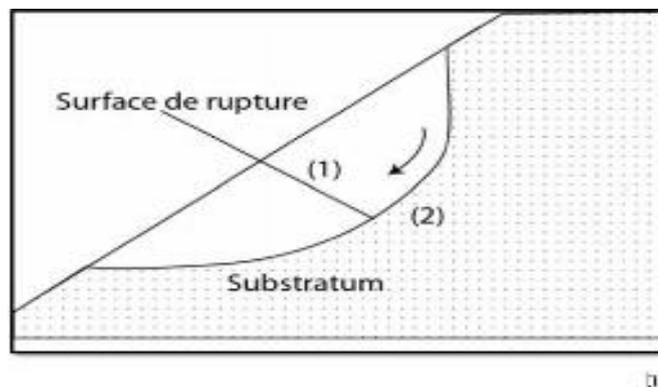


Figure 2.2 : Surface de rupture potentielle. (15)

Les méthodes incluent :

- Des méthodes à l'équilibre limite.
- Des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.

→ Méthodes d'équilibre limite :

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito et al., 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente, le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable. La figure 2.2 présente une simple surface de rupture

supposée circulaire et le bilan des efforts pour une tranche x concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles.

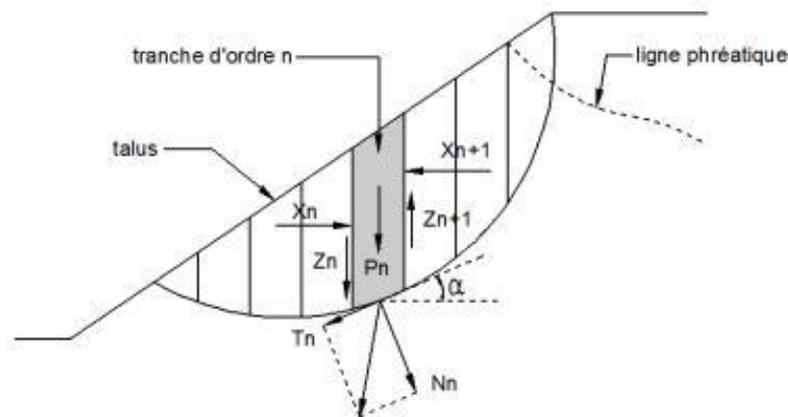


Figure 2.3 méthode conventionnelle de calcul

(16)

→ METHODE DE L'ANALYSE L'IMITE :

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al. 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$FS = \frac{C}{C_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m}$$

D'où c et φ : respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol,
 C_m : la cohésion mobilisée et φ_m est l'angle de frottement mobilisé.

L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient à :

- Son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture attaché aux matériaux,
- Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut : Équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale...

⊕ Pente sans renforcements « cas défavorable » :

L'application de l'approche cinématique exige l'égalité du taux du travail des forces externes et le poids propre du sol, et le taux de dissipation de l'énergie interne pour n'importe quel champ de déplacement qui est régi par la règle de normalité et aussi compatible avec la vitesse aux limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible).

Hypothèses classiques de La Méthode De L'équilibre Limite :

Les méthodes les plus employées, pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes de géométrie quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols homogènes ou hétérogènes, sont des variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrauliques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

-La manière d'utiliser les équations statiques pour définir le coefficient de sécurité,

- Les hypothèses utilisées pour rendre le problème statiquement déterminé.

➤ La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (A. BENAÏSSA, 2003) :

1. Le problème est supposé bidimensionnel.
2. Il existe une ligne de glissement.
3. Le coefficient de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite
4. Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Coulomb. La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture)

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées nous pouvons citer ici, sans tenter d'en faire une description exhaustive :

→ **Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de (Fellenius, 1936)** : Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement.

→ **Méthode simplifiée de (Bishop, 1955)** : Qui néglige les forces tangentielles entre tranches. Les forces normales aux bases des tranches sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical.

→ **Méthode de (Spencer, 1967)** : Qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces inter tranches.

→ **Méthode complète de (Janbu, 1968)** : Qui suppose que le point d'application de chaque force inter tranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée.

2.2.2 Méthodes Numériques :

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant. Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation. La

géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

→La méthode des éléments finis :

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.

→La méthode des différences finies :

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977), c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

→Choix de La méthode :

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat.

→Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

2.3 Etude des tassements du sol de fondation :

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (rupture circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes de tassements ou, plus généralement, de déformation et de consolidation des sols de fondation ont une influence plus discrète mais aussi importante sur le comportement et, par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles. Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié (Magnan et al., 1984)

2.3.1 Principe De Calcul Des Tassements :

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et sur l'essai œdométrique. Elles peuvent être appliquées valablement lorsque l'ouvrage et le sol de fondation vérifient les conditions suivantes :

Couche d'argile comprise entre deux couches drainantes (ou une couche drainante et une couche imperméable) et chargée uniformément sur toute sa surface (Mestat et al., 1988).

Ces conditions sont satisfaites lorsque la surface chargée est de grande étendue, de telle façon que les déplacements latéraux du sol, au moins dans la zone centrale, puissent être considérés comme négligeables (Bourges, 1976).

En revanche, ces conditions ne sont plus satisfaites si des déformations latérales notables se développent sous la fondation. Dans ce cas, des contraintes de cisaillement apparaissent dès le chargement et provoquent souvent des tassements plus importants que ceux dus au phénomène de consolidation. A cette catégorie de problème se rattachent les ouvrages fondés sur des sols compressibles de faible capacité portante : remblais routiers de grande largeur, remblais servant d'assise à des pistes d'aérodromes ou à des voies ferroviaires etc....

2.3.2 Les Principales méthodes de calcul des tassements :

Le calcul des tassements est obtenu par différentes méthodes selon le binôme (type d'ouvrage nature du sol). On distingue deux principales méthodes :

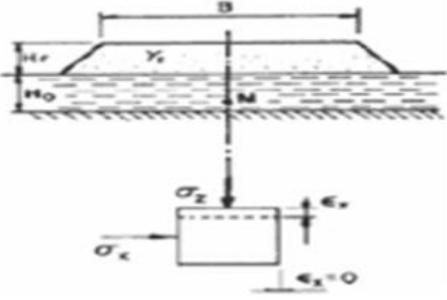
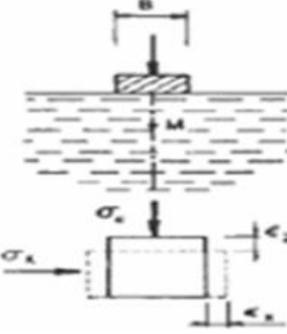
Méthode oedométrique	Méthode Préssiométrique
<p data-bbox="427 506 735 607"><u>Ouvrages concernés</u> les remblais de grandes dimensions :</p> 	<p data-bbox="879 506 1385 573"><u>Ouvrages concernés</u> fondation ponctuelle ou linéaire :</p> 

Figure 2.4: Principales méthodes de calcul des tassements

(17)

2.4. Conclusions

Les remblais sur sols compressibles ont fait l'objet de nombreux développements depuis l'année 1960 et des méthodes de calcul classiques sont utilisées dans la pratique. Ces méthodes nous ont permis de constater que :

- les méthodes de calculs classiques des tassements utilisées ont été développées il y a une dizaine d'années, et servent toujours de référence. De nombreux auteurs ont proposé des aménagements à ces théories, mais personne n'a encore trouvé une solution définitive au problème de la prévision des déformations des sols.
- l'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture mais également de permettre la définition d'un programme optimal de construction. Une sous-estimation excessive du coefficient de sécurité peut allonger la réalisation d'un chantier et à la limite conduire à mettre en œuvre inutilement des techniques onéreuses, telles que des banquettes latérales ou des drains verticaux.
- l'expérience a montré que les talus restent toujours stables si $F_s > 1,2$ et que, le glissement est pratiquement inévitable si $F_s < 1$. Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, risque d'autant plus grand que F_s diminue. Le coefficient global de sécurité minimal requis est généralement de 1,4 à 1,5.
- la constance du coefficient de sécurité le long de la surface de rupture et les hypothèses simplificatrices utilisées rendent l'analyse de sécurité globale et approchée. Cependant, malgré leurs imperfections, les méthodes de calcul à la rupture

seront vraisemblablement employées longtemps encore, car elles s'appuient sur une longue expérience. Elles ont cependant un défaut majeur, qu'il est impossible de corriger tant que le sol est considéré comme rigide plastique. Il n'est pas possible de prévoir, avec ces méthodes, l'influence des mouvements du sol sur des structures existantes (ouvrages d'art, habitations, etc.). C'est dans cette voie que se développent actuellement des méthodes de calcul en déformation basées sur l'utilisation des lois de comportement des sols et leur traitement par la méthode des éléments finis.

- l'analyse de la consolidation par la méthode de Terzaghi (1925) présente de nombreuses limitations. Ces limitations peuvent être actuellement supprimées par l'utilisation de programmes de calcul par éléments finis. Ceux-ci permettent de faire une analyse réaliste du processus de consolidation en prenant en compte la nature bidimensionnelle ou tridimensionnelle des déformations et de l'écoulement de l'eau dans le sol de fondation, l'effet du fluage ainsi que la variation des paramètres de déformabilité et de perméabilité. Parmi ces programmes numériques, le code de calcul par éléments finis "Plaxis".

Chapitre 03 : Présentation du projet

3.1 Introduction

La pénétrante de Batna est la première des autoroutes qui doivent relier l'Autoroute Est-Ouest à l'Autoroute des Hauts Plateaux. Celle de Batna n'a été validée qu'en 2013 alors que jusque-là la ville de Batna ne devait être reliée qu'à travers les dédoublements de la RN3 en direction de Constantine et de la RN75 en direction de Sétif.

Le tracé de cette pénétrante travers les territoires des wilayas de Mila, Oum El Bouaghi et Batna, depuis la sortie autoroutière de Chelghoum Laïd, jusqu'à la ville de Batna, en croisant les RN75 et RN3. Elle est longue de 62 km avec un profil en 2x3 voies. Le projet a été découpé en deux lots. Le premier lot de 20 km situé dans la wilaya de Batna a été lancé en premier. Les travaux ont été officiellement lancés le 3 juillet 2014, pour un coût de 45 milliards de DZD (400 millions d'€).

Dans les 20 premiers kilomètres la Société d'Etudes et Réalisation d'Ouvrages d'Art de l'Est « SEROEST » a prévu la réalisation d'un viaduc de 1200m sur Chott Guedain de 30 travées de 40m.

3.1.1. Changement sur le projet

- Mais à la faveur des modifications apportées au projet de la liaison autoroutière reliant Batna à l'autoroute Est/Ouest notamment la substitution d'une partie du viaduc par un remblai sur zone inondable du Pk 13+400 au Pk 13+900 une étude géotechnique spécifique à cette zone est rendue nécessaire.
- Le remblai est de 5.89m de hauteur, dont les talus latéraux ont une pente de "1V/2H" est une Longueur 500ml. Ce remblai doit être construit sur une Pente du terrain naturel très faible.

3.2- Localisation géographique

L'emplacement géographique de ce tronçon est situé sur le territoire de commune de LAZROU. La partie concernée par la reconnaissance se trouve au niveau du PK13+425 et PK13+800.



Photo du site (Google earth)

Figure3.1 : L'emplacement du futur ouvrage

(18)

3.3- Topographie

L'assiette se développe sur une morphologie quasi régulière.



Figure3.2 aperçu topographique (19)

3.4- Aperçu géologique

D'après la carte géologique d'Algérie du Nord feuille N° 146 de AIN YAGHOUT établie à l'échelle 1/50.000 -ème, l'assiette s'inscrit principalement dans la formation géologique du Quaternaire et Mio Pliocène, comme décrit sur l'extrait suivant :

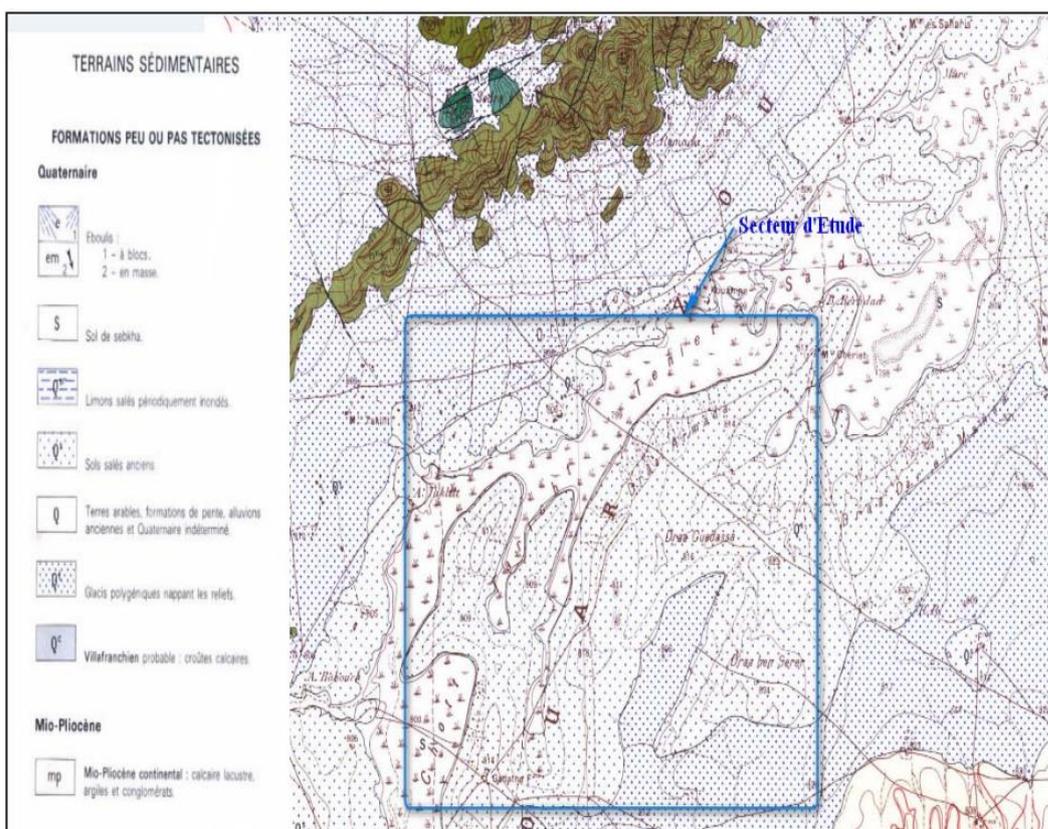


Figure3.3 EXTRAIT DE LA CARTE GEOLOGIE DE LA REGION DU AIN YAGHOUT

« FEUILLE N°146 » à l'échelle 1/50000

(20)

Il s'agit des formations sédimentaires peu ou pas tectonisées qui appartiennent essentiellement au Quaternaire :

- Sol de Sebkha d'appellation « S »
- Limons salés périodiquement inondés d'appellation « Q S »

3.5. CONTEXTE HYDRAULIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE DE LA SECTION

Le bassin versant qui alimente le Chott "Gadaine" fait partie du grand bassin versant des hauts plateaux constantinois (BV-07).

Du point de vue hydrologique et climatologique cette région s'insère dans le climat Semi-aride avec des précipitations moyennes annuelles inférieures à 300 mm sous forme de pluies irrégulières à caractère torrentiel. L'hiver est froid et peu humide avec de fréquentes chutes de neige, par contre l'été est chaud et sec. La température moyenne annuelle est de l'ordre de 15° c.

3.5.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Le bassin versant étudié couvre une superficie de 1798.78 km² dont environ 30 % sont constitués de montagnes et collines et le reste de plaines. Les parties en relief sont partiellement couvertes de forêts et de reboisement, les parties basses sont essentiellement exploitées par l'agriculture et le pâturage.

Ce bassin remonte jusqu'aux sommets du Djebel Tafrent (1165 m), Djebel Foughal (1579 m), Djebel Messaouda (1425 m), Djebel Enza (1915 m), Djebel Thouguerth Ali (2039 m), Djebel Aich Ali (1802 m), Djebel Bou Arif (1454 m), Djebel Azem (1057 m).

Le chott Gadaine constitue un bassin de réception endoréique qui est alimenté par deux principaux tributaires l'oued El Mahder et l'oued Louni.

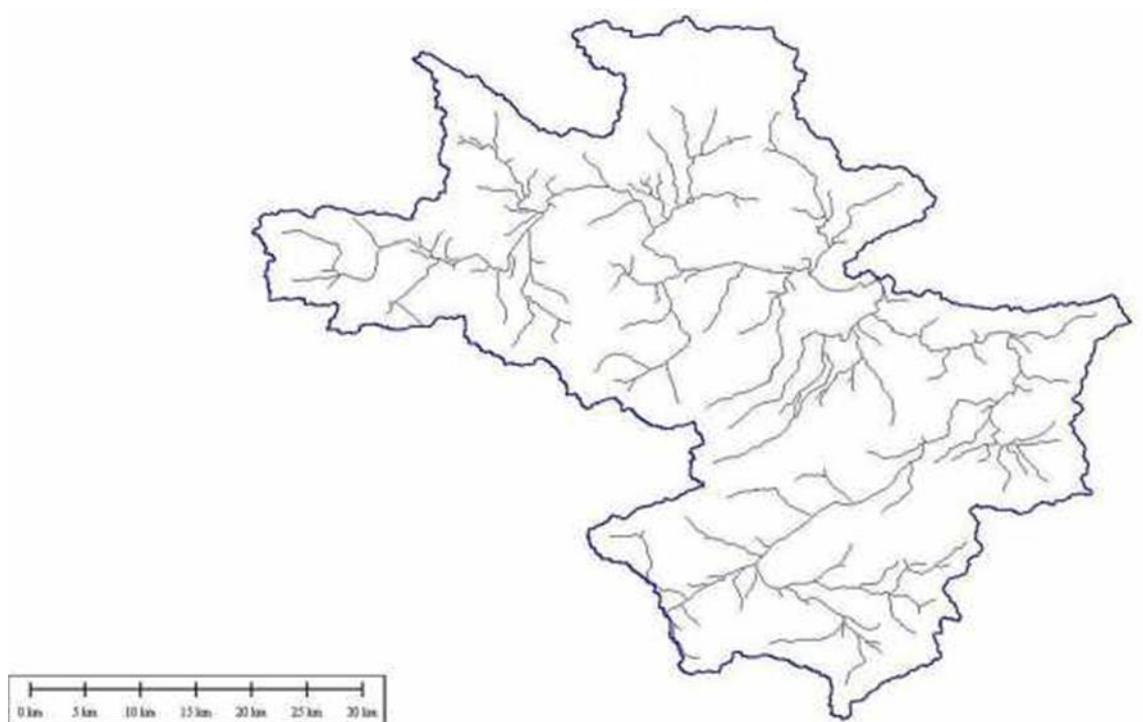


Figure 3.4 : Le Bassin Versant étudié

(21)

Chapitre 03 : Présentation du projet

- Du point de vue hydraulique et hydrogéologique, la section concernée par la présente étude de stabilité se présente comme suit :

- Sections Pk 13+400 – Pk 13+640 et Pk 13+840 – Pk 13+900 : Ces deux sections ne sont pas affectées par les eaux de la zone inondable (Q 100) à la côte 801,80.

- Section Pk 13+640 – Pk 13+840 localisée dans une dépression du T.N et risque de se retrouver de ce fait, inondée par les eaux jusqu'à la côte 801,80 (Q 100).

Le profil en travers géotechnique critique applicable à la section est défini au droit du profil du

PK13+600 la nappe a été située à un mètre au-dessus du sol de fondation.

3.6 RECONNAISSANCE du sol

3.6.1- Organisation

- **Essai in situ :**

Selon le programme établi par SERO EST BATNA, les sols du projet ont été reconnus par les essais « in situ » suivants :

Vingt-sept (27) sondages pressiométriques notés SP1 à SP27 descendus jusqu'à 20m et 30m de profondeur avec un essai à chaque 2 mètres Il s'agit d'utiliser un appareillage marque LIM de type G « sonde emboîtée » Répond aux exigences de la norme NF P94-110 et constitué par un contrôleur de Pression volume (CPV), une tubulure coaxiale à haute pression talon, de 45m et une Sonde Tri cellulaire coaxiale revêtue d'une membrane souple, et une gaine toilée à Haute pression ; dans le but de connaître :

- les déformations du sous-sol selon les paliers de contraintes ;

* Module pressiométrique (E),

* Pression de fluage (Pf),

* Pression limite (Pl).

- la nature des couches traversées par le forage destructif (réalisé au moyen d'une sondeuse TEREDO).

- Des sondages pressiométriques SP 19 à SP 28 et SC01, ont été exécutés dans le cadre de la campagne géotechnique au niveau du futur remblai sur zone inondable du pk13+400 au pk13+900 mais spécifique au viaduc.

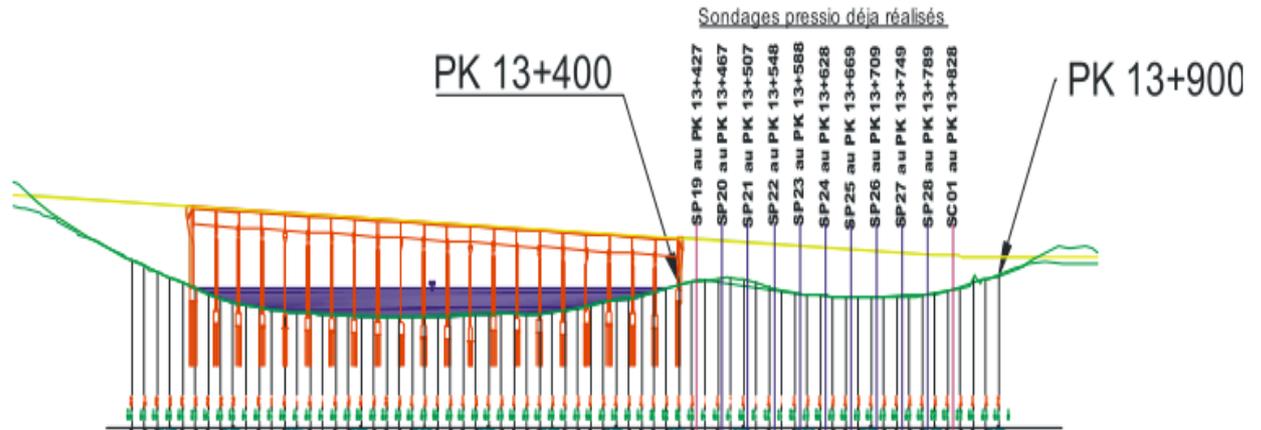


Figure 3.5 sondage pressiométrique déjà réalisés

(22)

- Toutefois, il est à signaler que les investigations géotechniques suscitées ont-été menées dans le but de permettre le dimensionnement des fondations (appuis) du viaduc, prévu initialement à cet endroit. L'examen de ces documents fait apparaître les points et les insuffisances suivants :

- Les échantillons soumis aux essais en laboratoire (physiques et mécaniques) ont-été prélevés à des profondeurs importantes, ce qui ne nous permet pas de déterminer les paramètres mécaniques des couches supérieures du sol support du remblai et par conséquent procéder à la vérification des critères de stabilité de l'ouvrage (glissements, tassement et poinçonnement).

- Un programme d'investigation géotechnique complémentaire devra être réalisé pour permettre une meilleure appréciation des couches de sols en place pour pouvoir calculer la stabilité du remblai sur zone inondable.

Les sondages carottés seront exécutés au moyen d'un carottier double ou triple de diamètre 101 à 116 mm et ils seront exécutés jusqu'à une profondeur de 25 m. Le diamètre minimum des échantillons obtenus est de 86 mm, même en base de sondage. Le matériel de forage sera adapté à la nature des terrains.

- Les travaux seront conduits par un chef sondeur expérimenté et feront l'objet d'un levé précis par un géologue / géotechnicien ou un technicien supérieur qualifié. Le but des sondages est de fournir les renseignements les plus complets possibles sur les sols étudiés. Les difficultés rencontrées, les changements d'aspect, de consistance et de nature des sols doivent être soigneusement notés et repérés dans les logs des sondages et dans les rapports. Au fur et à mesure de l'exécution de chaque sondage, le chef sondeur établit des coupes techniques sur le chantier sur lesquelles sont notés avec exactitude : Les prélèvements effectués selon la norme XP P 94-202 de décembre 1995.

Ces échantillons serviront pour les essais en laboratoire. Tout risque d'interférence de la technique de prélèvement sur la représentativité de l'échantillon doit être minimisé. Des précautions minimales sont à prendre concernant le nettoyage des outils et la minimisation du risque de contamination des échantillons avec les outils de prélèvement ou le matériel de conditionnement. Les prélèvements de terrains sont soigneusement repérés et classés dans des caisses à casiers. Elles sont équipées :

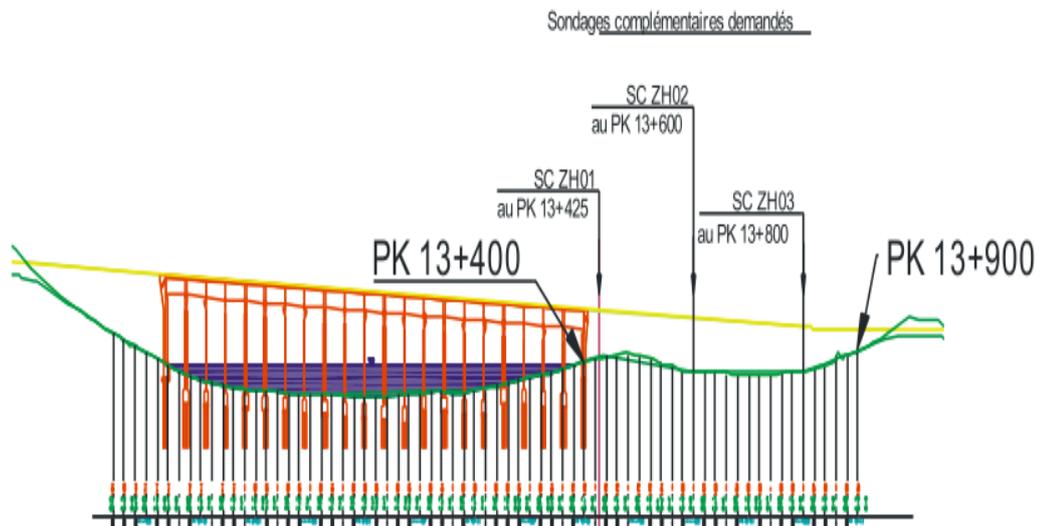
Chapitre 03 : Présentation du projet

- De couvercles,
- D'une matérialisation par séparation de chaque passe de carottage ou prélèvement pour échantillon intact.
- D'une identification indélébile de toutes les profondeurs.
- D'une identification indélébile de l'adresse du chantier.
- D'une identification indélébile du numéro des sondages.
- D'une identification indélébile du numéro de la caisse.

L'ensemble des échantillons intacts prélevés dans les sondages carottés fera l'objet d'essais d'identification comme montre sur le tableau3.1 :

Tableau3.1. Programme d'investigation géotechnique complémentaire

Sondage N°	PK	X	Y	Prof sondage (m)	
SC ZH01	PK 13 + 425	255 744.33	3 966 352.20	25	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Identifications (teneurs en eau/granulo - sédimento/limites Atterberg/densités/VBS) sur chaque couche ✓ Essais de cisaillement CD + CU sur chaque couche ✓ Essai de compressibilité et de consolidation(Cv) (courbes de compressibilité et de consolidation)
SC ZH02	PK 13 + 600	255 608.58	3 966 462.63	25	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Identifications (teneurs en eau/granulo - sédimento/limites Atterberg/densités/VBS) sur chaque couche ✓ Essais de cisaillement CD + CU sur chaque couche ✓ Essai de compressibilité et de consolidation(Cv) (courbes de compressibilité et de consolidation)
SC ZH03	PK 13 + 800	255 453.34	3 966 588.74	25	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Identifications (teneurs en eau/granulo - sédimento/limites Atterberg/densités/VBS) sur chaque couche ✓ Essais de cisaillement CD + CU sur chaque couche ✓ Essai de compressibilité et de consolidation(Cv) (courbes de compressibilité et de consolidation)



(23)

- Les normes applicables pour la réalisation des essais Sur des échantillons prélevés dans les zones en remblais compressibles. Sont les normes européennes du type EN et les normes françaises type NF comme suit :

- Granulométrie NF P 94-056
- Sédimentométrie NF P 94-057
- Teneur en eau pondérale des sols NFP 94-050
- Limité d'Atterberg NF P 94-051
- VBS NF P 94-068
- Essai de compressibilité à l'œdomètre XP P94-090-1
- Essai de cisaillement CD NF P94-071-1 Août 1994
- Essai de cisaillement CU NF P94-071-1 Août 1994

3.7 ESSAIS DE LABORATOIRE

Les échantillons paraffinés prélevés des sondages carottés ont été soumis aux essais suivants

3.7.1-Paramètres de nature

- . La granularité
- L'argilosité
- Limites d'Atterberg
- Limite de liquidité W_l %
- Limite de plasticité W_p %
- Indice de plasticité IP

3.7.2-Paramètres d'état

- . Mesure de la teneur en eau (w_n %)
- Mesure de la Mesure de la densité apparente sèche γ_d (t/m³)
- Mesure de la densité apparente humide γ_h (t/m³)
- Mesure de degré de saturation S_r %

3.7.3- Paramètres mécaniques

- ❖ **Essais drainés de cisaillement à la boîte de Casa grande (essais CU), consolidés, non Pour apprécier le comportement du sol à court terme :**
 - Cohésion interne apparente du sol (C_u bars) :
 - Angle de frottement interne apparent du sol(ϕ°)
- ❖ **Essais de cisaillement à la boîte de Casa grande (essais CD), consolidés, drainés pour apprécier le comportement du sol à long terme**
 - Cohésion interne apparente du sol (C_u' bars)
 - Angle de frottement interne apparent du sol ($\phi^{\circ'}$)

❖ Détermination des caractéristiques mécaniques de compressibilité à l'odomètre

- Pression de pré-consolidation (P_c bars)
- Coefficient de compressibilité (C_c)
- Coefficient de gonflement (C_g)
- Détermination de coefficient de consolidation à l'œdomètre
- Coefficient de consolidation (C_v)

3.8-Résultats de la reconnaissance

En général les sondages carotte livrent une lithologie analogue : il s'agit d'un terrain homogène sur le plan lithologique, composé d'une argile noirâtre surmontant un limon argileux encroûte légèrement graveleux varicolore et un encroûtement de calcaire dur de couleur blanchâtre.

⊕ SC01 :

00.00-01.60m : argile limoneuse noirâtre ;

01.60-25.00m : limon argileux crayeux encroûté brun à blanchâtre compact.

⊕ SC02 :

- 00.00 -00.30m terre végétale

00.30 - 15.60m : limon argileux encroûté dur, légèrement graveleux, de couleur rougeâtre à blanchâtre :

- 15.60-25.00m : encroûtement très dur blanchâtre.

⊕ SC03 :

-00.00- 00.90m : argile limoneuse noirâtre

- 00.90 18.40m : limon argileux très encroûté blanchâtre légèrement graveleuse

18.40-25.00m : limon argileux très encroûté versicolore

La coupe lithologique détaillée du sondage carotté illustré par des photos de caisses à carottées annexée en « B >>

3.9. CONCLUSION

Les sondages carottés réalisés au niveau du PK13+425, PK13+600 et PK13+800 au lieu-dit LAZROU, relatifs au projet de « Construction du lot N°1 section reliant la ville de Batna à Bir Chouhada »

Sur le plan lithologique, il s'agit d'un sol homogène, composé d'une argile noirâtre surmontant un limon argileux encroûté légèrement graveleux varicolore et un encroûtement de calcaire dur de couleur blanchâtre.

Les résultats des essais de laboratoire sur ces sols montrent :

Chapitre 03 : Présentation du projet

De point de vue granularité, il s'agit essentiellement d'un sol de nature argile limoneuse ou limon argileux de classe « H » et « C ».

- De point de vue argilosité, les valeurs de bleu de méthylène distinguent les sols limoneux de plasticité moyenne à sol argileux.

- Les limites de d'Atterberg classent ces sols dans la catégorie des limons très plastiques à argile très plastiques. C'est un sol proche de la saturation à saturé et moyennement dense

✓ **Les caractéristiques mécaniques donnent les résultats suivants :**

➤ **Cisaillement consolidé -non drainé (CU)**

- Cohésion interne $0.061 < C_u \text{ (bar)} < 0.777$: avec une moyenne de 0.384 bar
- Angle de frottement $12 < \phi^\circ < 29$ avec une moyenne de 21°

➤ ***Cisaillement consolidé - drainé (CD)**

- Cohésion interne $0.17 < C' \text{ (bar)} < 0.375$; avec une moyenne de 0.285 bar
- Angle de frottement $21 < \phi^\circ < 25$; avec une moyenne de 23.5°

➤ **Compressibilité à l'Œdomètre**

- Pression de pré consolidation : P_c est de l'ordre de 1.22 à 2.37 bars avec une Moyenne de 1.82 bar.
- Coefficient de compressibilité : C_c de 0.15 à 0.33; avec une moyenne de 0.212 bar
- Coefficient de gonflement : C_g de 0.04 à 0.05 avec une moyenne de 0.05 bar
- Coefficient de consolidation C_v : $C_v \text{ (cm}^2/\text{s)}$ est de l'ordre de $5.93 \cdot 10^{-4}$ à $2.93 \cdot 10^{-2}$

- Selon le RPA le site est classe dans la catégorie S2(site ferme)

Chapitre 04 :

Calcule de la Stabilité du remblai sur zone inondable

4.1. Introduction :

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols.

Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

On a adopté un phasage de la construction par couches du remblai car cette approche permet de tenir compte de la technique de construction, en installant des couches successives de sol (tassement).

Le calcul par éléments finis s'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées.

4.2 - Localisation géographique

L'emplacement géographique de ce tronçon est situé sur le territoire de la commune de LAZROU. La partie concernée (remblai) se trouve au niveau du PK13+425 au PK13+800.

Le territoire de la commune de Lazrou est situé au nord de la wilaya de Batna. Elle a une Superficie de 168 km². Coordonnées 35° 50' 35" Nord, 6° 13'



Figure-4.1 les limites de la commune

(24)



Figure-4.2 localisation du site

(25)

4.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PROFIL CRITIQUE

L'étude de stabilité du remblai sur zone inondable du Pk13+400 au Pk 13+900 sur un linéaire de 500m. L'analyse de stabilité a porté sur le profil en travers le plus défavorable (hauteur maximale du remblai est de 5,89 m au Pk 13+600).

Par conséquence notre étude de stabilité saura exclusive au pk 13+600.

Les caractéristiques géométriques du profil critique retenu pour l'analyse de stabilité sont données sur le tableau 4.1 :

Profil	Hauteur à l'Axe (m)	Pente talus (V/H)	Risberme (O/N)	Hauteur / Largeur
13+600	5,89	1/2	NON	5,89 /45,89

Tableau 4.1: caractéristiques géométriques du profil en travers critique

4.4 DONNEES STRATIGRAPHIQUES AU DROIT DU PROFIL CRITIQUE

La lithologie du sol en place mise en évidence par la campagne d'investigation complémentaire est appliquée au profil critique du PK 13+600 comme indiqué ci-dessous :

- 0,00 à 2,00 m : Argile limoneuse brunâtre,
- 2,00- 25,00 m : Limons argileux crayeux encroûtés bruns à blanchâtres compacts.

4.5. Logiciel Plaxis :

4.5.1 Présentation de Plaxis :

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti.

Bien que très fiable sur le plan numérique, de point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure.

Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

4.5.2. Fonctionnement du Logiciel :

➤ Définition des données (Input) :

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec Plaxis, on devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide de programme d'entrée des données (Input).

On a deux différents types de comportement de sol :

· Comportement drainé

Aucune surpression interstitielle n'est générée

· Comportement non drainé

Permettre la génération complète des surpressions interstitielles.

4.6. MODÈLES GÉOTECHNIQUES

➤ Hypothèses et géométrie

En pratique, pour des remblais qui sont relativement longs, une analyse en déformation plane d'une section transversale courante de l'ouvrage est appropriée. Donc le remblai sera analysé en déformations planes.

La figure (A, B) 5.7 représente le modelé retenu pour le calculer au pk 13+600 :

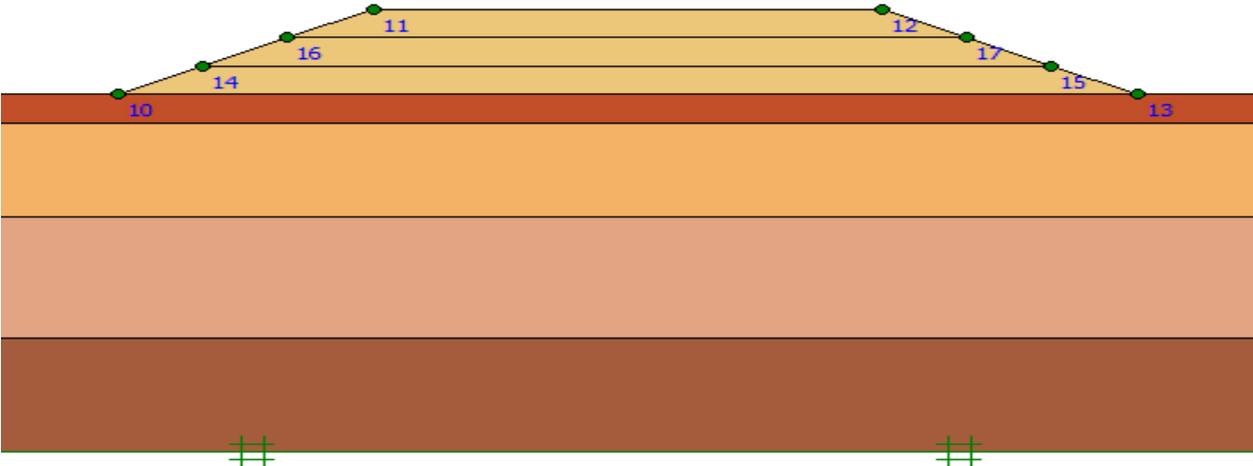


Figure A

Pour réduire le calcul la moitié du profile sera retenu pour le calculer vu qu'il est sémitique la figure (B) représente le profile retenu :

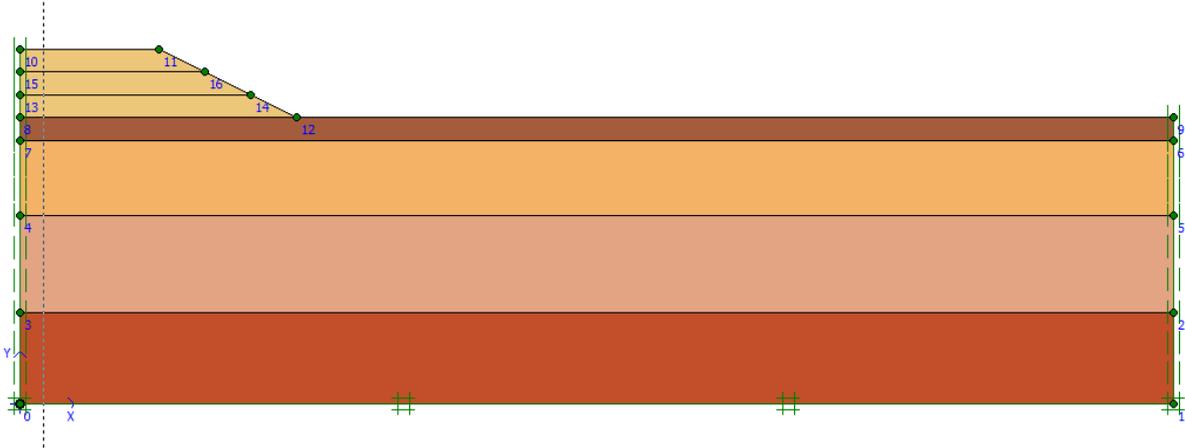


Figure B

Figure 4.3 (A, B) Modèle géotechnique à long terme retenu du PK 13+600

4.7. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES RETENUES POUR LE CALCUL

- Le sol est modélisé par le critère elasto-plastique de mohr-coulumb. Les propriétés du sol sont résumées dans les tableaux suivants :

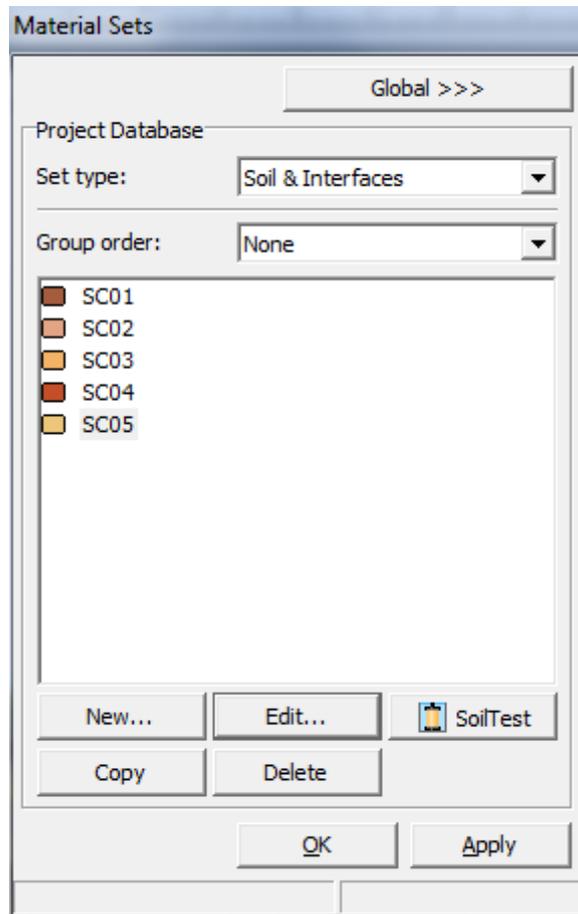


Tableau 4.2 Caractéristiques mécaniques du remblai SC05

Paramètres	Désignations	Valeurs
Poids volumique apparent	$\gamma_{\text{unsat}}(\text{Kn}/\text{m}^3)$	16
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}(\text{Kn}/\text{m}^3)$	20
Module de Young	$E(\text{Kn}/\text{m}^2)$	3000
Coefficient de poisson	U	0,3
Cohésion	$C(\text{Kn}/\text{m}^2)$	1
Angle du frottement interne	$\phi (^{\circ})$	30
Angle de dilatation	$\psi (^{\circ})$	0

Mohr-Coulomb - SC05

General Parameters Interfaces

Material set

Identification: SC05

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 16,000 kN/m³

γ_{sat} : 20,000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1,000 m/day

k_y : 1,000 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Mohr-Coulomb - SC05

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 3000,000 kN/m²

ν (nu): 0,300

Strength

c_{ref} : 1,000 kN/m²

ϕ (phi): 30,000 °

ψ (psi): 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 1153,769 kN/m²

E_{oed} : 4039,000 kN/m²

Velocities

V_s : 26,580 m/s

V_p : 49,740 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

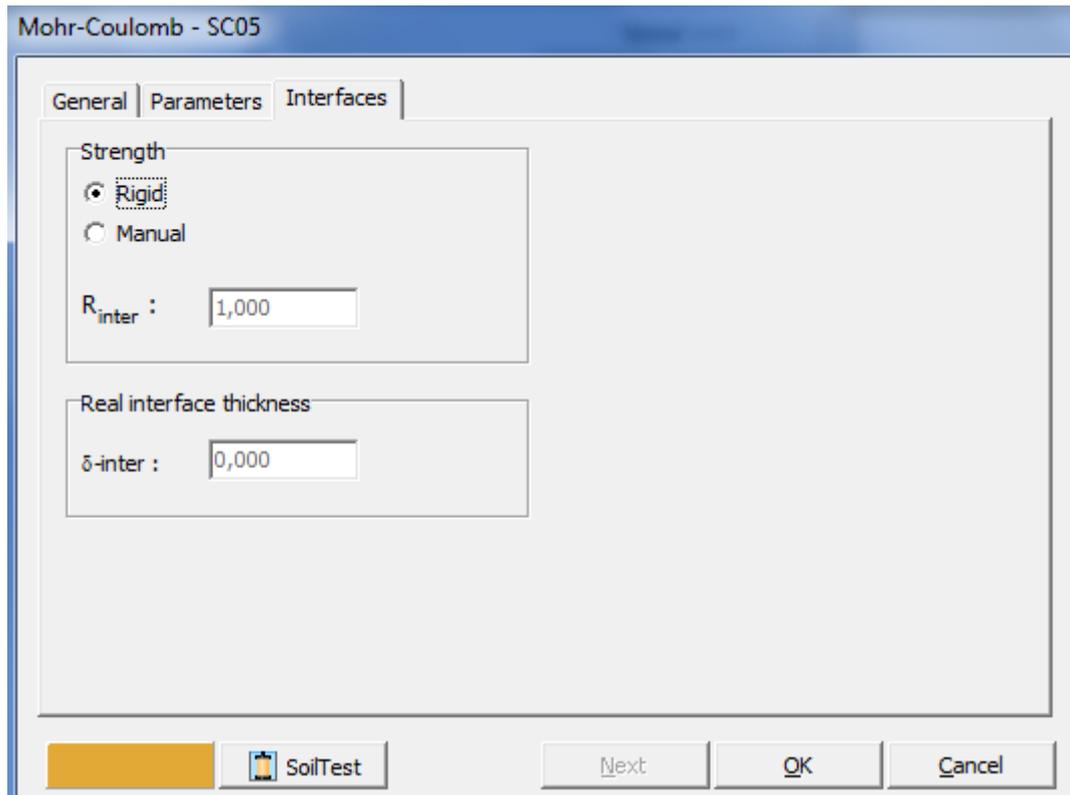


Figure 4.4 fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol sc05

Tableau 4.3. Caractéristiques mécaniques de la couche SC04

Paramètres	Désignations	Valeurs
Poids volumique apparent	$\gamma_{unsat}(Kn/m^3)$	17.30
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat}(Kn/m^3)$	22.86
Module de Young	$E(Kn/m^2)$	8450
Coefficient de poisson	ν	0.3
Cohésion	$C(Kn/m^2)$	26
Angle du frottement interne	$\phi (^{\circ})$	24
Angle de dilatation	$\Psi (^{\circ})$	0

Mohr-Coulomb - SC04

General Parameters Interfaces

Material set

Identification: SC04

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: UnDrained

General properties

γ_{unsat} : 17,300 kN/m³

γ_{sat} : 22,860 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1,000E-05 m/day

k_y : 1,000E-05 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Mohr-Coulomb - SC04

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 8450,000 kN/m²

ν (nu): 0,300

Strength

c_{ref} : 26,000 kN/m²

ϕ (phi): 24,000 °

ψ (psi): 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 3250,000 kN/m²

E_{oed} : 1,138E+04 kN/m²

Velocities

V_s : 42,910 m/s

V_p : 80,270 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

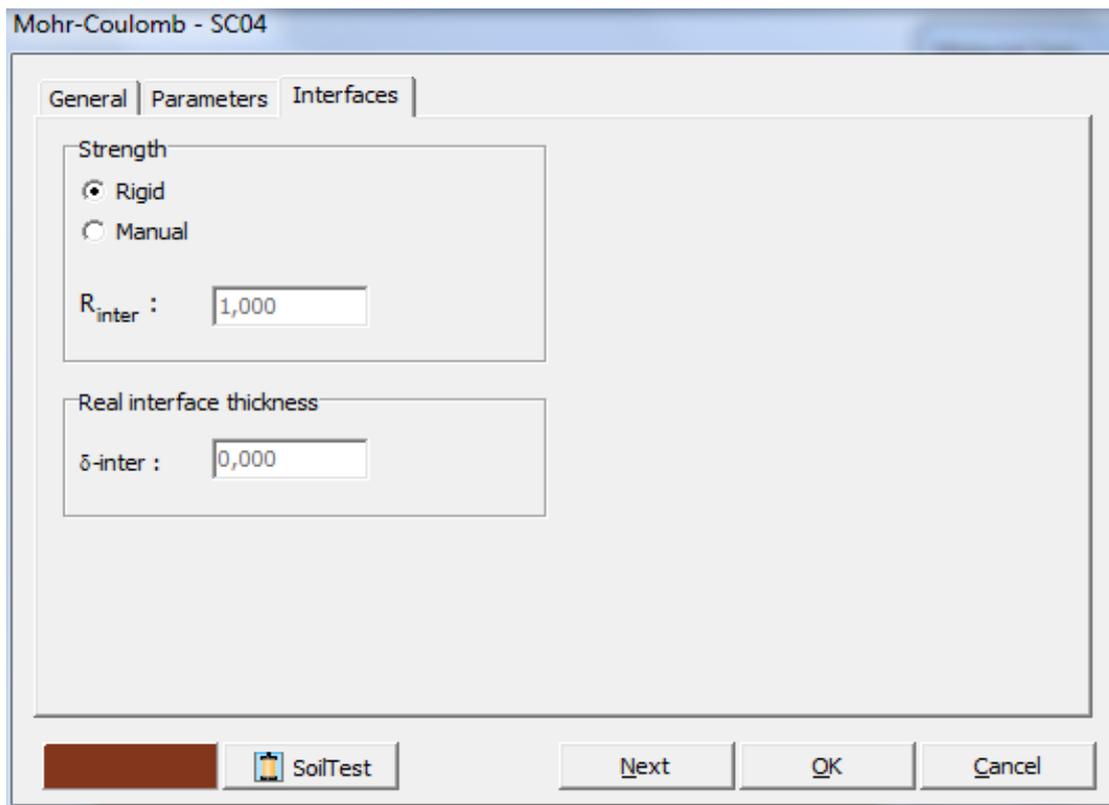


figure 4.5 fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol sc04

Tableau 4.4 Caractéristiques mécaniques de la couche SC03

Paramètres	Désignations	Valeurs
Poids volumique apparent	$\gamma_{\text{unsat}}(\text{Kn}/\text{m}^3)$	17.3
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}(\text{Kn}/\text{m}^3)$	18.85
Module de Young	$E(\text{Kn}/\text{m}^2)$	14240
Coefficient de poisson	ν	0.3
Cohésion	$C(\text{Kn}/\text{m}^2)$	33
Angle du frottement interne	$\phi (^{\circ})$	21
Angle de dilatation	$\psi (^{\circ})$	0

Mohr-Coulomb - SC03

General Parameters Interfaces

Material set

Identification: SC03

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: UnDrained

General properties

γ_{unsat} : 17,300 kN/m³

γ_{sat} : 18,850 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1,000E-05 m/day

k_y : 1,000E-05 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Mohr-Coulomb - SC03

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 1,424E+04 kN/m²

ν (nu): 0,300

Strength

c_{ref} : 33,000 kN/m²

ϕ (phi): 21,000 °

ψ (psi): 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 5476,923 kN/m²

E_{oed} : 1,917E+04 kN/m²

Velocities

V_s : 55,700 m/s

V_p : 104,200 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

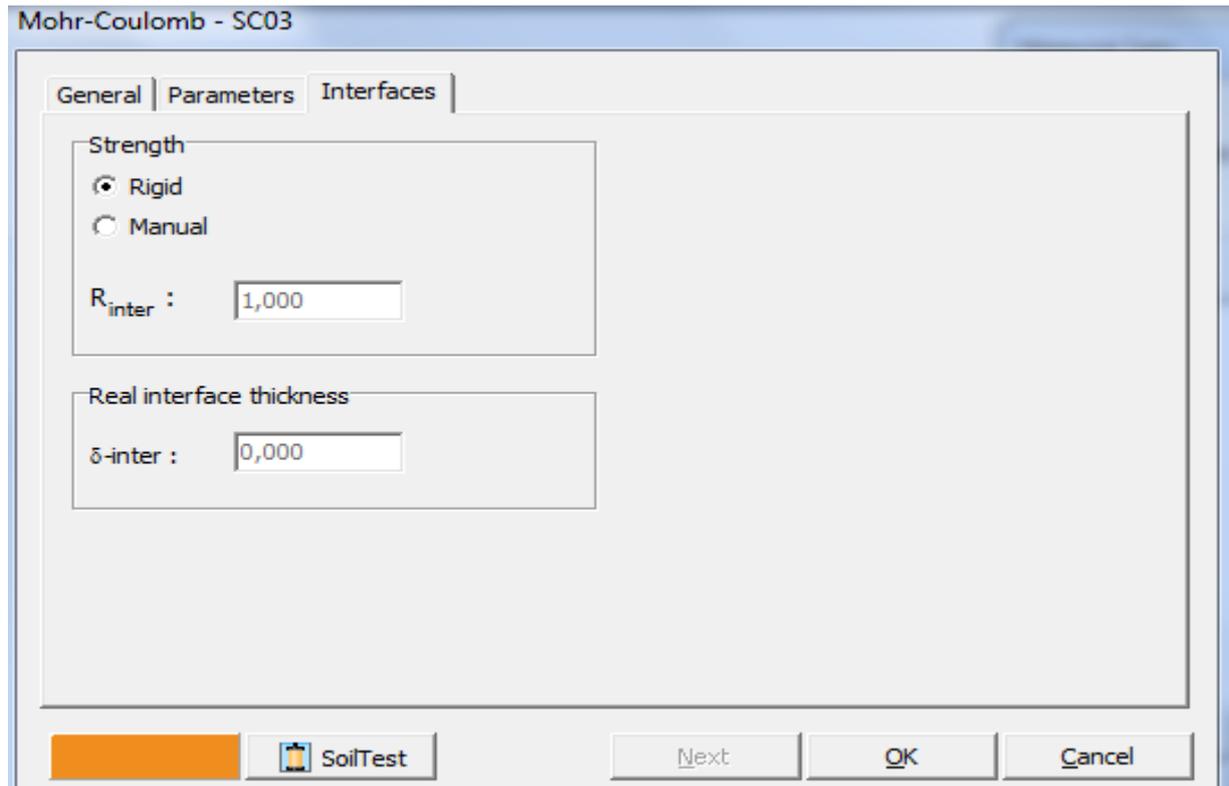


Figure 4.6 fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol sc03

Tableau 4.5. Caractéristiques mécaniques de la couche SC02

Paramètres	Désignations	Valeurs
Poids volumique apparent	$\gamma_{\text{unsat}}(\text{Kn/m}^3)$	17.3
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}(\text{Kn/m}^3)$	21.9
Module de Young	$E(\text{Kn/m}^2)$	16710
Coefficient de poisson	ν	0,3
Cohésion	$C(\text{Kn/m}^2)$	17
Angle du frottement interne	$\phi(^{\circ})$	25
Angle de dilatation	$\psi(^{\circ})$	0

Mohr-Coulomb - SC02

General Parameters Interfaces

Material set

Identification: SC02

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: UnDrained

General properties

γ_{unsat} : 17,300 kN/m³

γ_{sat} : 21,900 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1,000E-05 m/day

k_y : 1,000E-05 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Mohr-Coulomb - SC02

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 1,671E+04 kN/m²

ν (ν): 0,300

Strength

c_{ref} : 17,000 kN/m²

ϕ (ϕ): 25,000 °

ψ (ψ): 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 6426,923 kN/m²

E_{oed} : 2,249E+04 kN/m²

Velocities

V_s : 60,340 m/s

V_p : 112,900 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

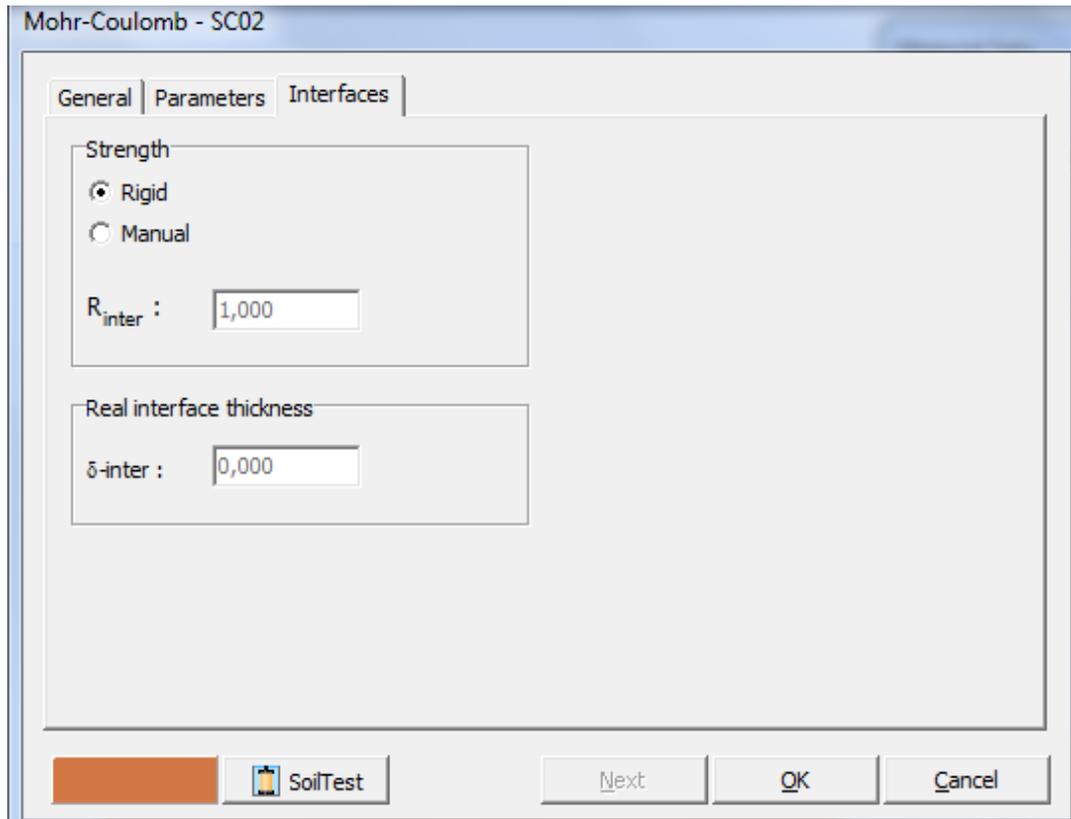


Figure 4.7 fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol sc02

Tableau 4.6 Caractéristiques mécaniques de la couche SC01

Paramètres	Désignations	Valeurs
Poids volumique apparent	$\gamma_{unsat}(Kn/m^3)$	17.3
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat}(Kn/m^3)$	21.9
Module de Young	$E(Kn/m^2)$	22190
Coefficient de poisson	ν	0.3
Cohésion	$C(Kn/m^2)$	17
Angle du frottement interne	$\phi (^{\circ})$	25
Angle de dilatation	$\psi (^{\circ})$	0

Mohr-Coulomb - SC01

General Parameters Interfaces

Material set

Identification: SC01

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: UnDrained

General properties

γ_{unsat} : 17,300 kN/m³

γ_{sat} : 21,900 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1,000E-05 m/day

k_y : 1,000E-05 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Mohr-Coulomb - SC01

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 2,239E+04 kN/m²

ν (nu): 0,300

Strength

c_{ref} : 17,000 kN/m²

ϕ (phi): 25,000 °

ψ (psi): 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 8611,538 kN/m²

E_{oed} : 3,014E+04 kN/m²

Velocities

V_s : 69,840 m/s

V_p : 130,700 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

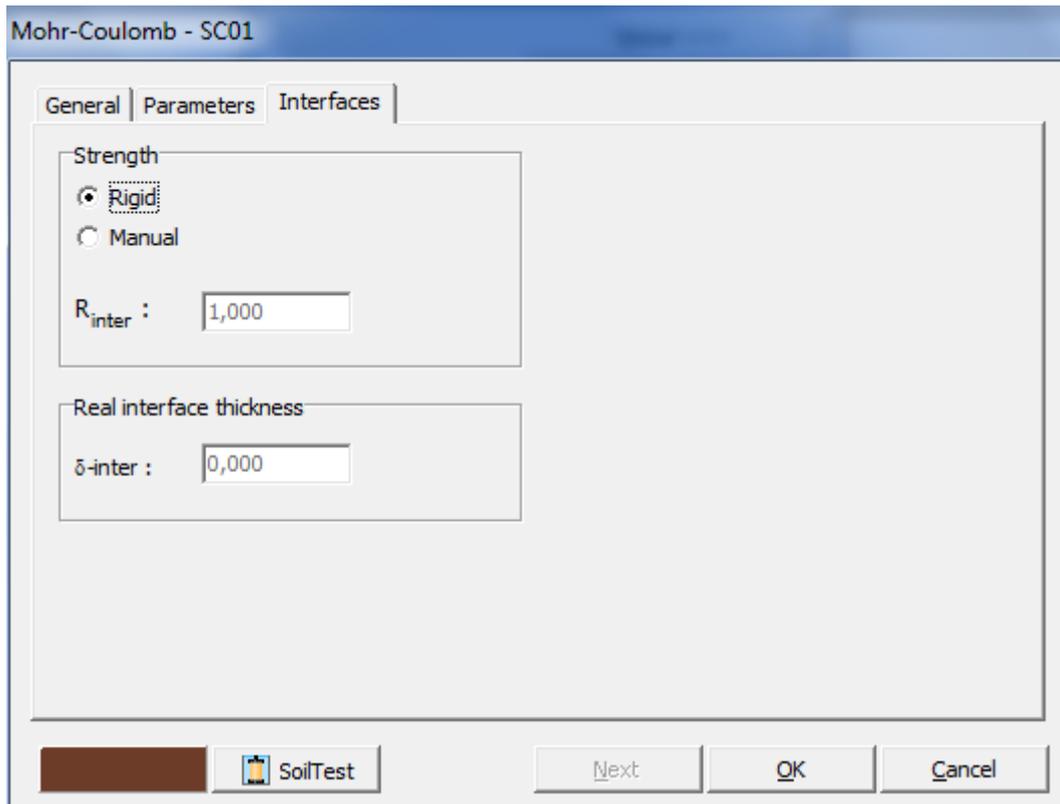


Figure 4.8 fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol sc01

- **Génération le maillage** : l'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.

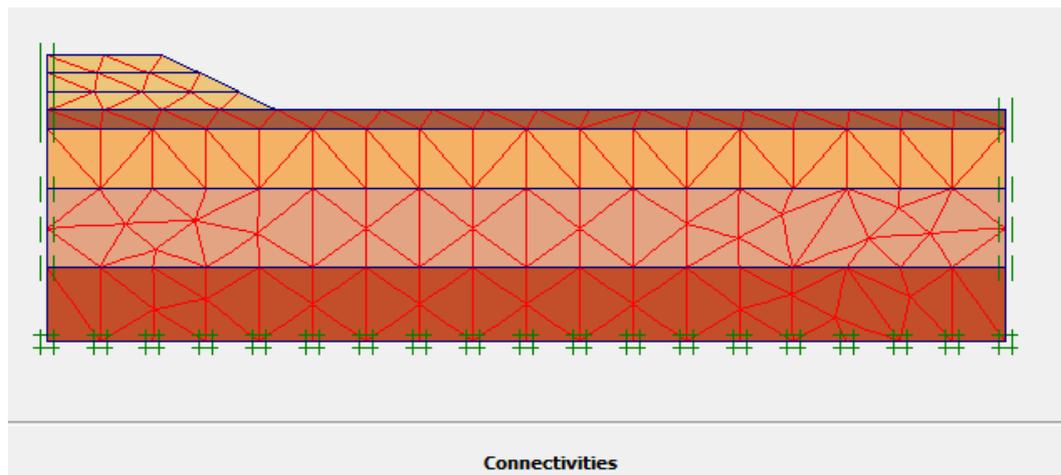


Figure 4.9. Maillage du projet

- **Les pressions interstitielles** : ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

- **Conditions initiales** : Une fois le modèle géométrique est créé le maillage d'éléments finis est généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).



Figure A

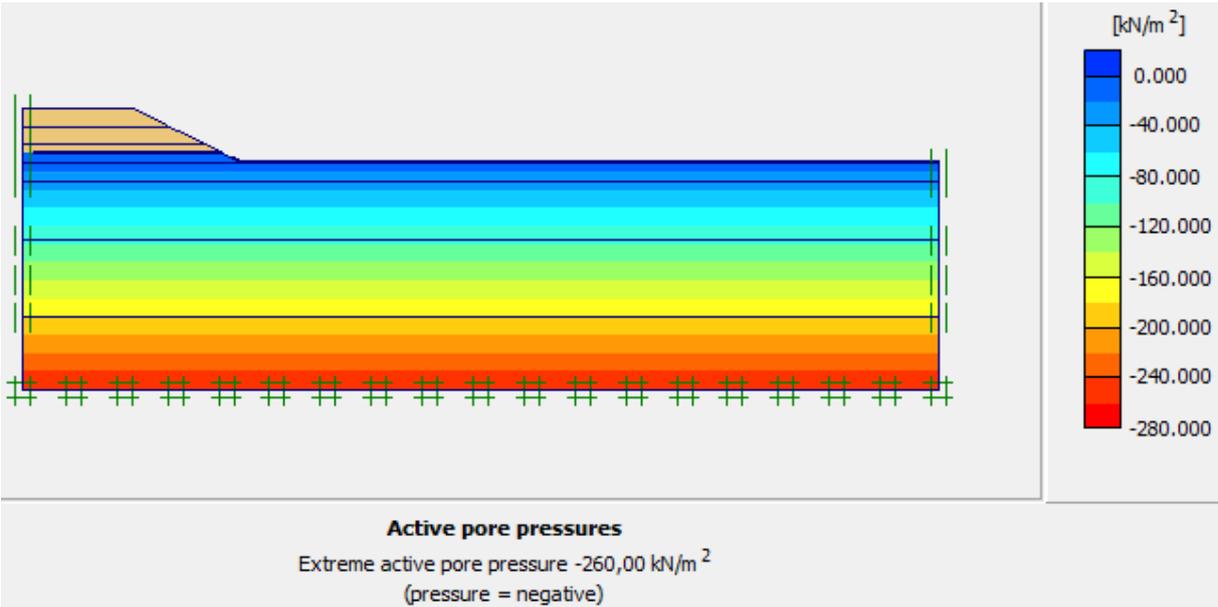


Figure B

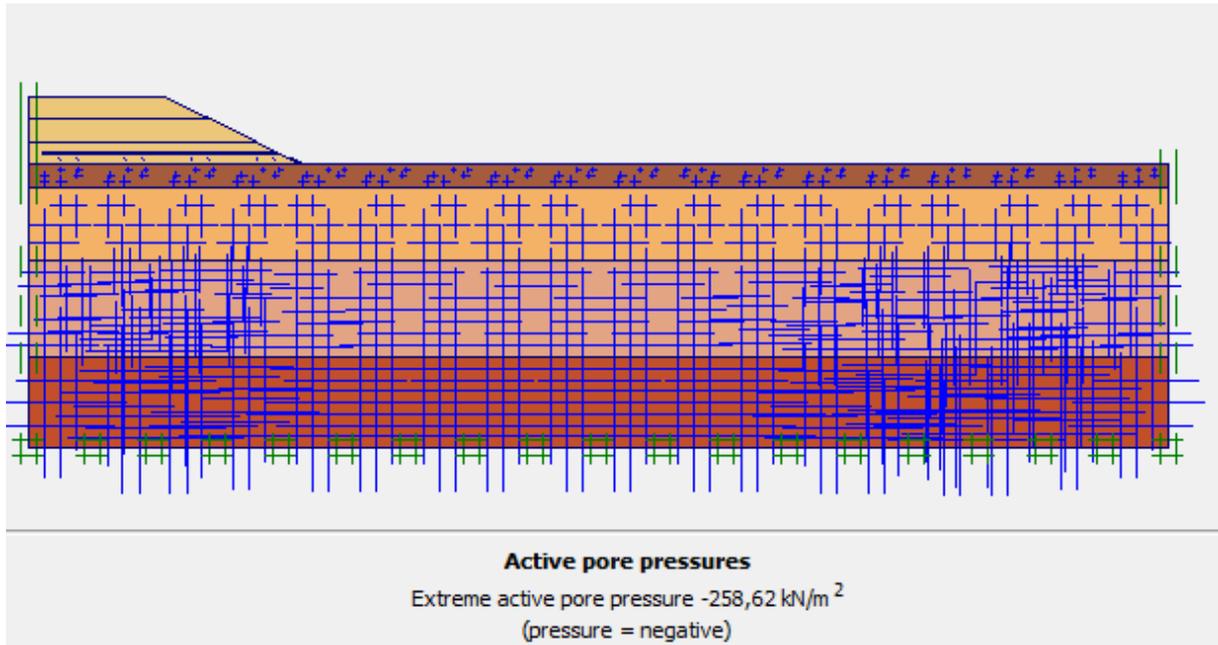


Figure C

Figure.4.10. (A, B, C) Génération des surpressions en présence de la nappe phréatique

- **Les conditions aux limites en déplacement** : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.
- **Les contraintes initiales dues au poids des terres** : peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre.

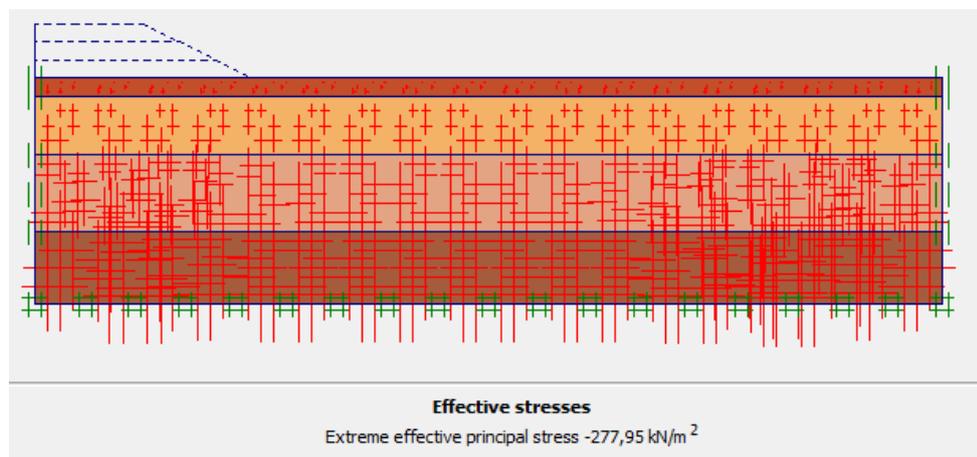


Figure A

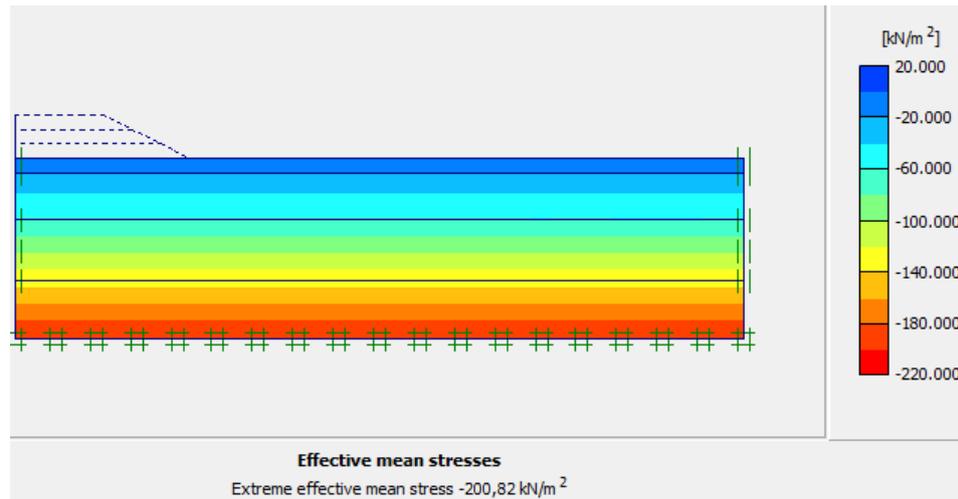


Figure B

Figure .4.11. (A, B) Génération des contraintes effectives initiales

➤ Les calculs (Calculation) :

Après la définition du modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

Plaxis permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le programme de calcul traite l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic calculation), une analyse de consolidation (Consolidation analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-c reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic calculation).

➤ Analyse de la sécurité

- Le coefficient de sécurité (Phi-c réduction) : c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

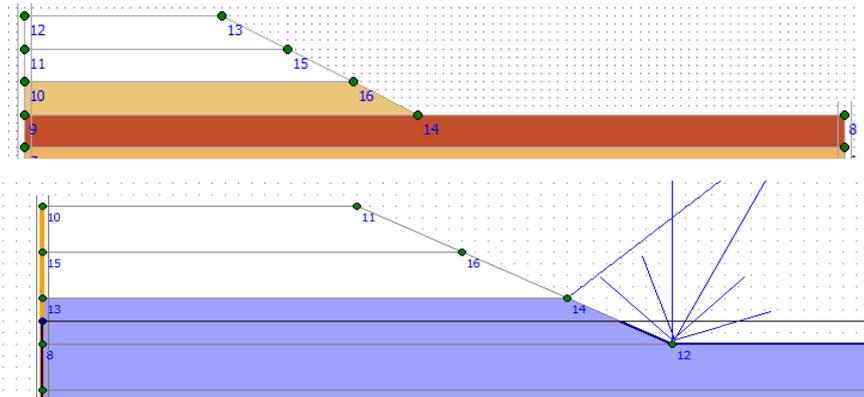
The screenshot shows the 'Plaxis 8.5 Calculations - Remb.PLX' window. The 'General' tab is active, displaying configuration options for a calculation phase. The 'Phase' section includes 'Number / ID.: 12' and 'Start from phase: 6 - consolidation a p=1'. The 'Calculation type' is set to 'Phi/c reduction'. Below these are 'Log info' (containing 'OK') and 'Comments' fields. A 'Parameters' button is located at the bottom right of the configuration area. At the bottom of the window, there are 'Next', 'Insert', and 'Delete...' buttons. A table at the bottom lists the calculation phases with columns for Identification, Phase no., Start from, Calculation, Loading input, Time, Water, and First.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ remblai 2m 5jour	1	0	Consolidation analysis	Staged construction	5,00 ...	1	1
✓ consolidation 200...	2	1	Consolidation analysis	Staged construction	200,...	2	3
✓ remblai 2m 5jour	3	2	Consolidation analysis	Staged construction	5,00 ...	3	6
✓ consolidation 200...	4	3	Consolidation analysis	Staged construction	200,...	4	84
✓ remblai 2m 5jour	5	4	Consolidation analysis	Staged construction	5,00 ...	5	87
✓ consolidation a p=1	6	5	Consolidation analysis	Minimum pore pressure	3,05...	5	89
✓ phi-c remblai 2m ...	7	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	1	99
✓ phi-c consolidatio...	8	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2	599
✓ phi-c remblai 2m ...	9	3	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	3	849
✓ phi-c consolidatio...	10	4	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	4	1249
✓ phi-c remblai 2m ...	11	5	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	5	1649
✓ phi-c consolidatio...	12	6	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	5	1899

Figure.4.12 Fenêtre des phases de calculs

Phases de calcul :

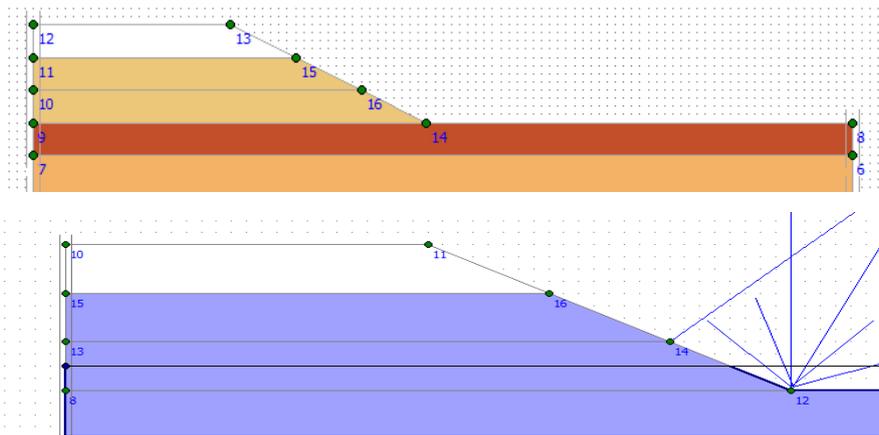
Phase 1 : Activation de la première couche du remblai de 2 mètre et consolidation de 5 jours.



(A)

Phase 2 : Consolidation de 200 jour.

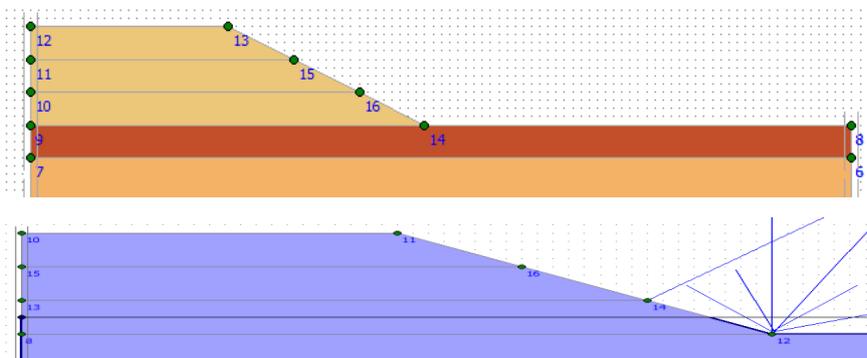
Phase 3 : Activation de la deuxième couche du remblai de 2 mètre et consolidation de 5 jours.



(B)

Phase 4 : consolidation de 200 jour.

Phase 5 : Activation de la troisième couche du remblai de 2 mètre et consolidation de 5 jours.



(C)

Figure 4.13.(A, B, C) activation des couches du remblai

Phase 6 : consolidation a P=1.

Phase 7 : phi-c Reduction Remblai 2m consolidation 5 jour

Phase 8 : phi-c Reduction consolidation 200 jour

Phase 9 : phi-c Reduction remblai consolidation 5 jour

Phase 10 : phi-c Reduction consolidation 200 jour

Phase 11 : phi-c Reduction remblai 2m consolidation 5 jour

Phase 12: phi-c Reduction consolidation a p=1

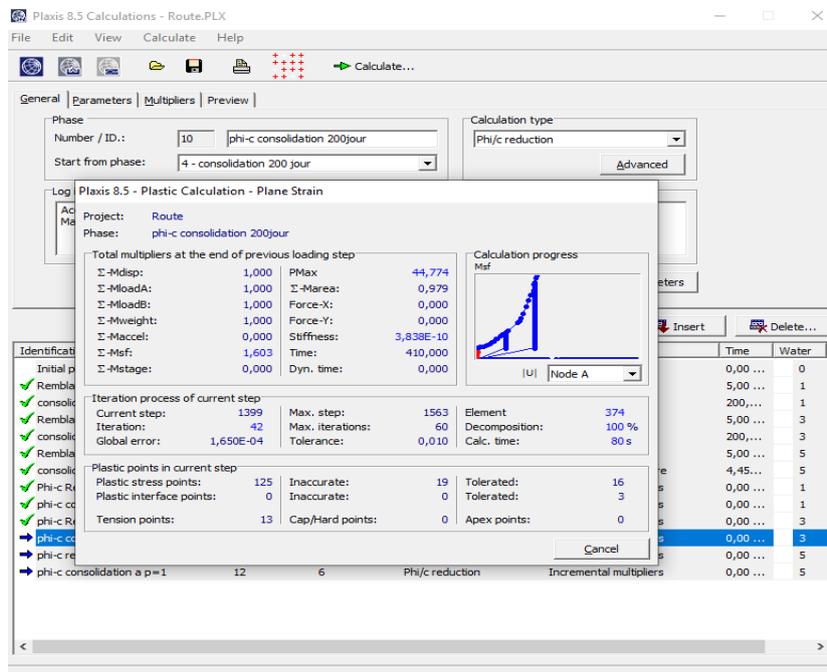


Figure 4.14 Fenêtre d'évolution de calcul

4.8 Résultats (Output)

Nous nous intéressons aux résultats suivants :

- les déplacements verticaux maximaux (U_y) max, pour les différentes phases de calcul.
- les déplacements horizontaux maximaux (U_x) max, pour les différentes phases de calcul.
- les suppressions interstitielles maximales "Extrême Excès Pore Pressures" (EPPP) ou (p_{excess}) max.
- le coefficient de sécurité FS (ΣMsf), pour les différentes phases de calcul.

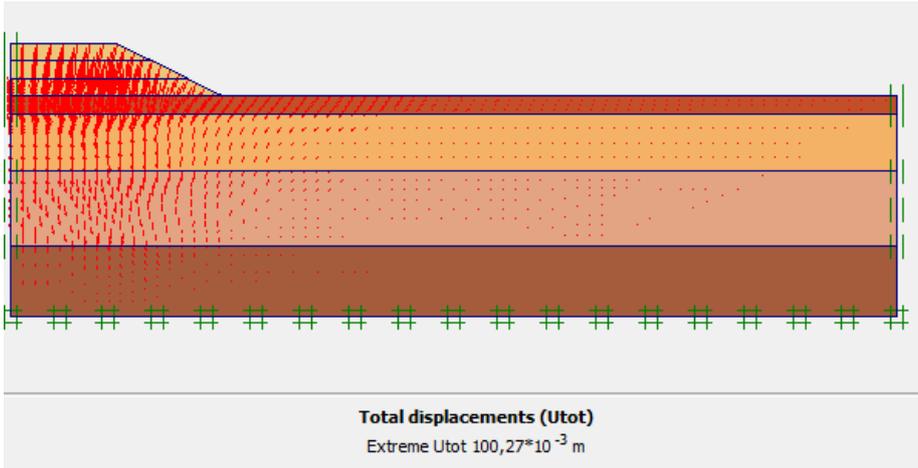


Figure A

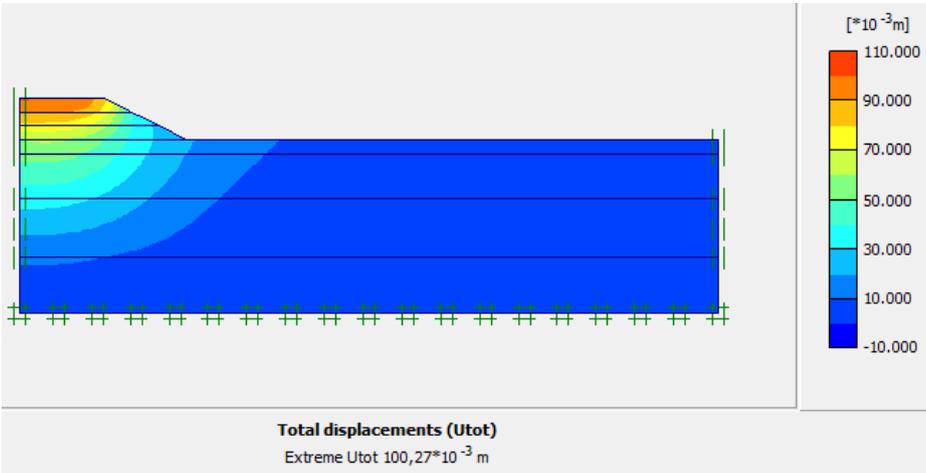


Figure B

Figure 4.15 (A, B) Déplacement total

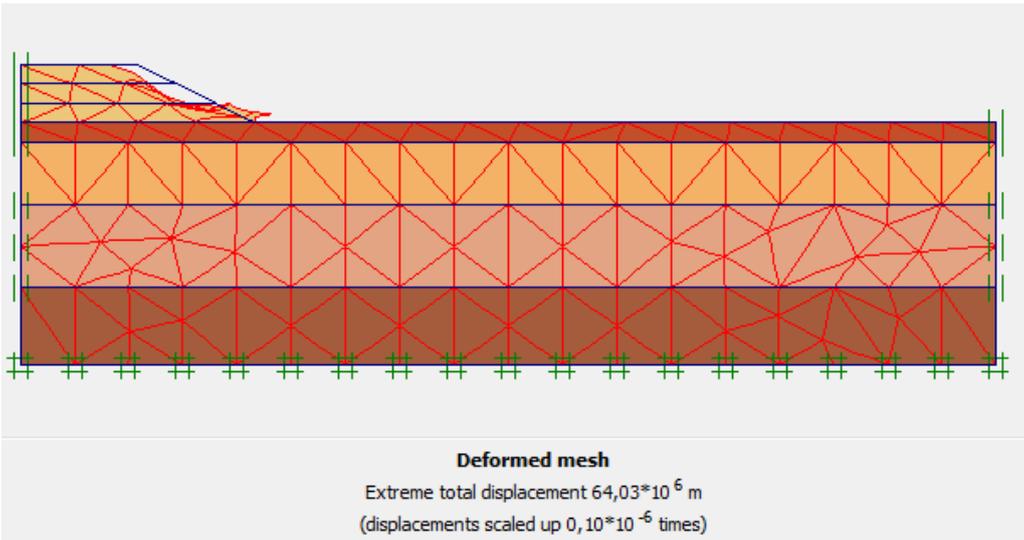


Figure 4.16 Déformation du massif du sol

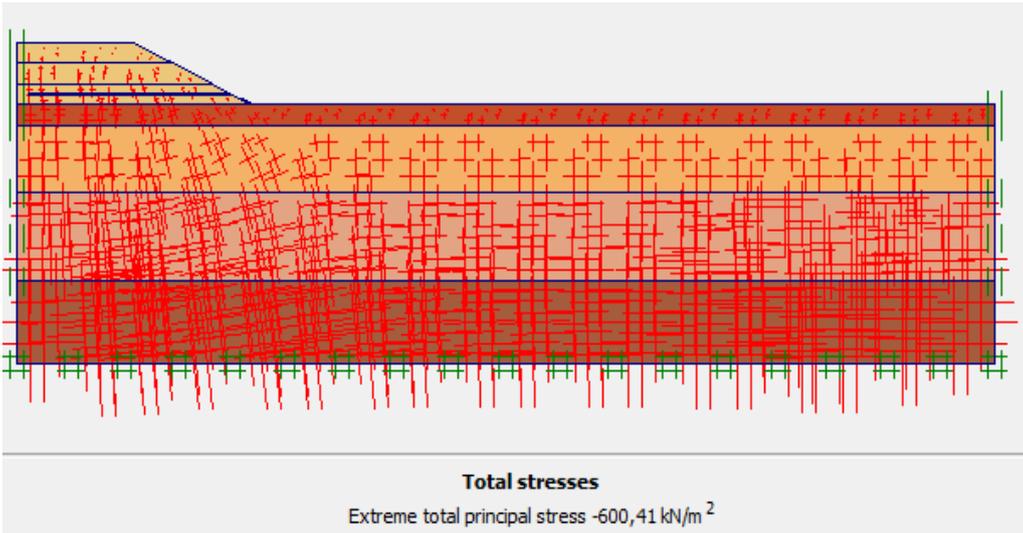


Figure 4.17 Contraintes total

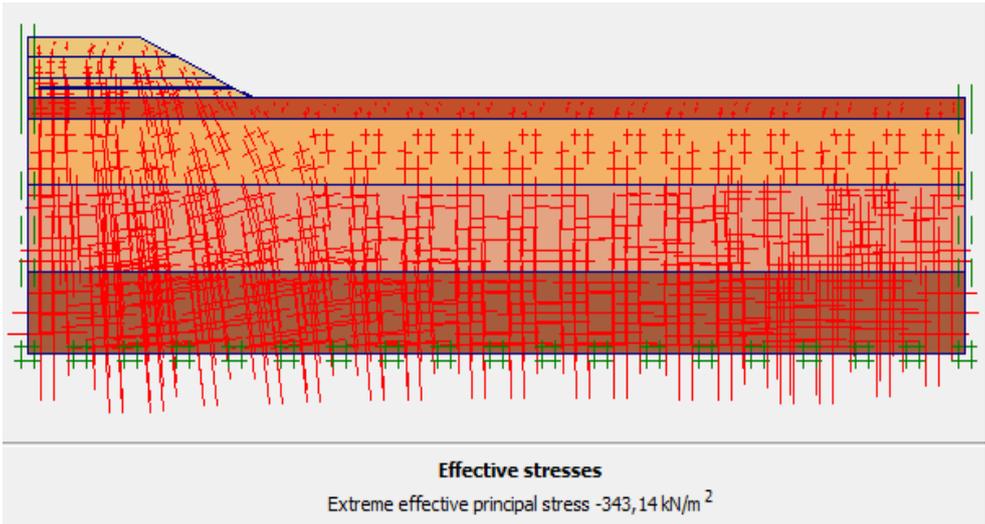


Figure 4.18 contraintes effective

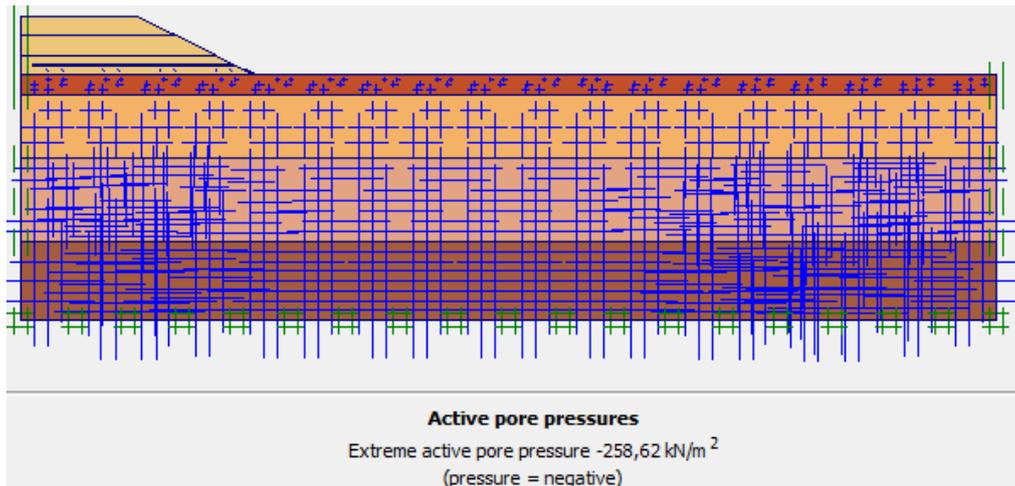


Figure 4.19 pressions interstitielles actives

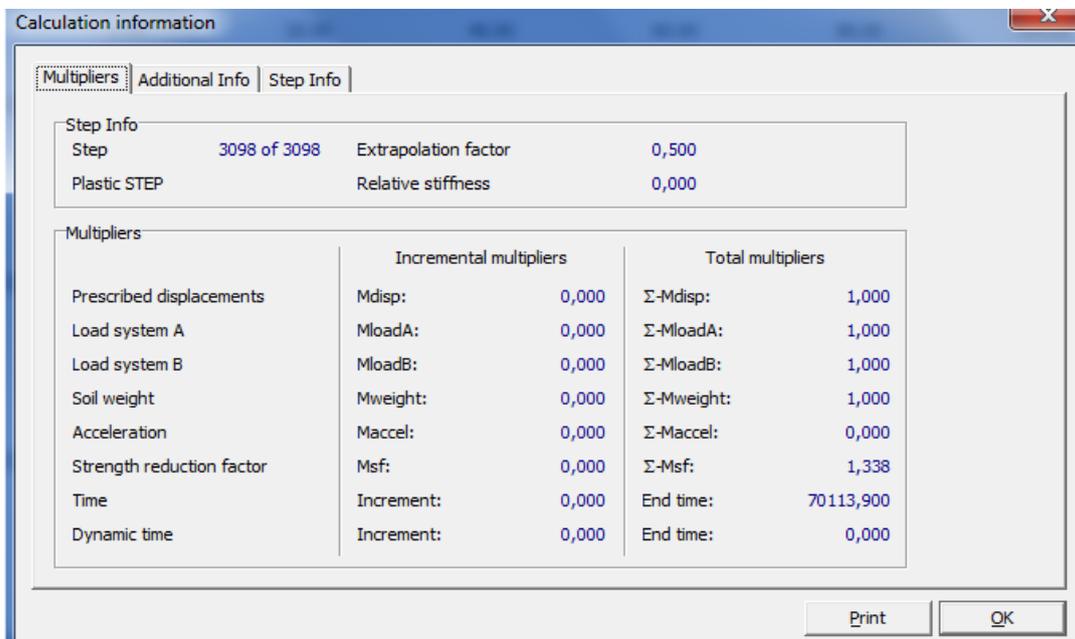


Figure 4.20 information sur le calcul

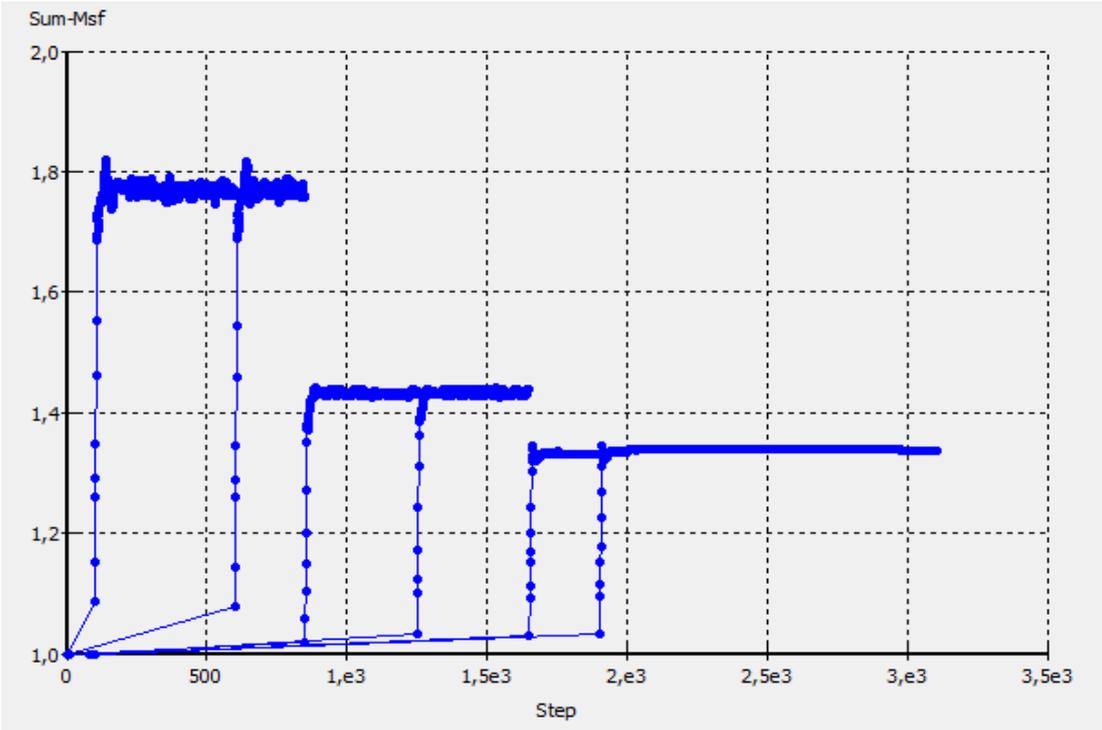


Figure 4.21 courbe facteur de sécurité par rapport aux étapes

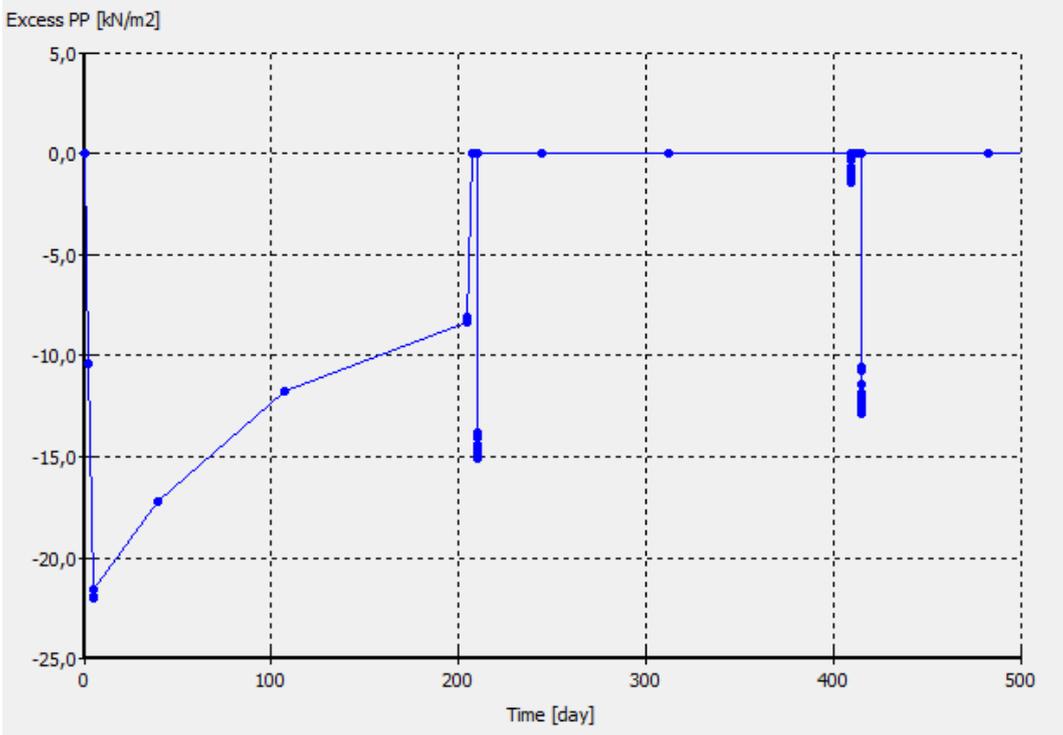


Figure 4.22 pression interstitielle excessives par rapport aux temp

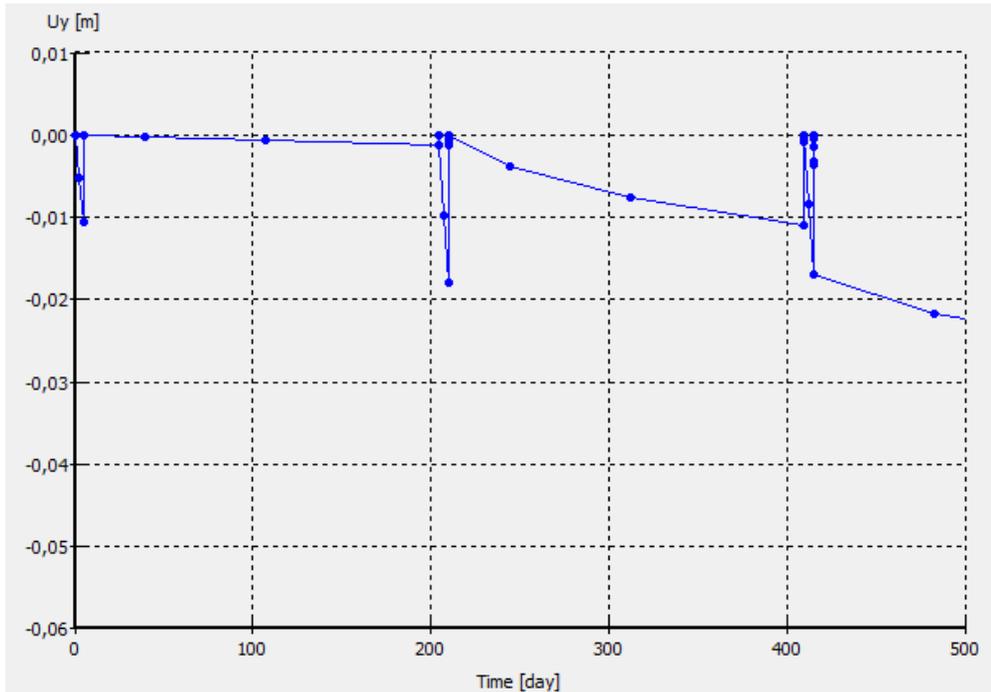


Figure 4.23 courbe du tassement par rapport au temps

La figure 4.21 montre que le facteur de sécurité se stabilise au fur et à mesure des étapes de calculs.

La figure 4.22 démontre que la pression interstitielle se stabilise à environ 500 jours qui peut être interprétée par l'évacuation de la totalité de l'eau.

La figure 4.23 nous donne une vue sur le tassement qui atteint son maximum approximativement au tour de 500 jours. Qui correspond à l'évacuation de l'eau.

Les figures 4.22 et 4.23 montrent que le remblai est très stable et ne posera aucun problème au niveau de la construction.

4.11 conclusions

Grâce aux outils numériques utilisés, à savoir le code en éléments finis Plaxis, on a pu vérifier la stabilité générale du remblai et de calculer les déplacements verticaux, horizontaux et totaux en tout point du profil étudié en prenant en compte les différents cas de chargement possible et en incluant le phénomène de consolidation dans les calculs.

On tous les cas le remblai reste très stable le facteur de sécurité est de 1.33, le tassement maximal est de 2 cm, valeur qu'il faut prendre en compte lors de la réalisation du projet. En général le remblai reste très stable.

Conclusion générale

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser le comportement des remblais et sa stabilité avec une étude du cas du remblai sur zone inondable commune de Lazarou wilaya de Batna.

Cette étude a permis dans une première étape d'exposer les différentes méthodes de calcul actuellement disponibles (calcul en équilibre limite et calcul en éléments finis).

Dans une seconde étape, cette étude a permis de mettre en œuvre l'outil numérique performant dédiés à ce type d'études : code de calcul en éléments finis PLAXIS pour l'analyse en déformations planes des massifs de sols tendres par un calcul élasto-plastique avec un critère de type Mohr-Coulomb suivant un procédé de réduction des paramètres de cisaillement "phi-c reduction".

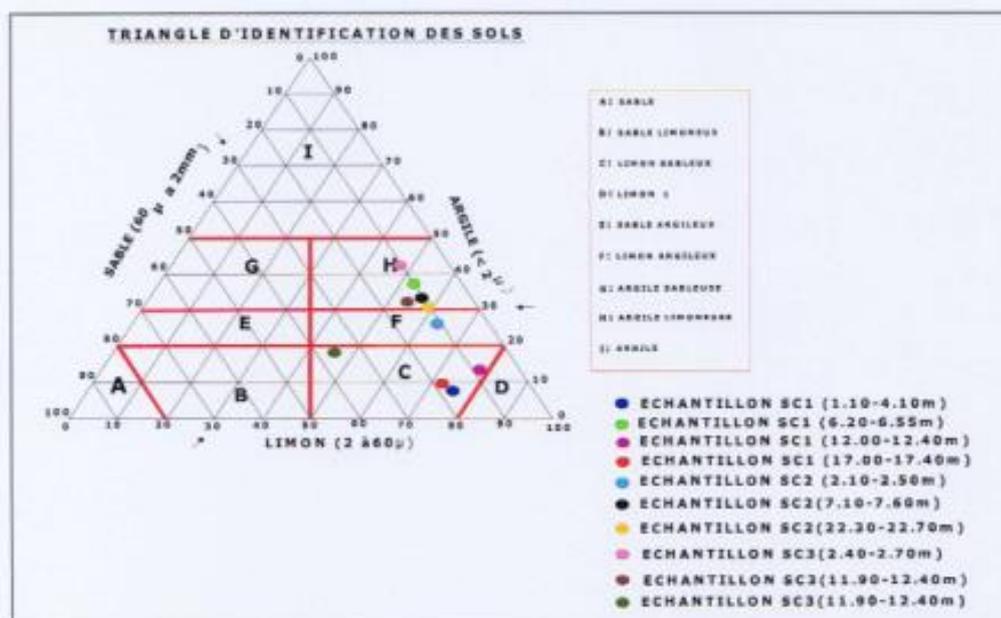
Grace a l'outil numérique utilisé, à savoir le code en éléments finis Plaxis, on a pu vérifier la stabilité générale du remblai et de calculer les déplacements verticaux, horizontaux et totaux en tout point du profil étudié en présence d'une nappe montant jusqu'à un mètre au-dessus du sol de fondation.

Annex

Annex 01

Les résultats des essais au laboratoire et in situ

Echantillon	Fractions	Fraction Graveleuse 2mm <D< 63mm	Fraction Sableuse 63 μ <D< 2mm	Fraction Limoneuse 2μ <D< 63μ	Fraction Argileuse D < 2μ
	Limons argileux ou /Argile limoneuse	SC1 (1.10-4.40m)	01	17	74
SC1 (6.20-6.55m)	01	10	52	37	
SC1 (12.00-6.55m)	0	09	78	13	
SC1 (17.00-17.40m)	0	18	72	10	
SC2 (2.10-2.50m)	0	11	62	27	
SC2 (7.10-7.60m)	0	11	56	33	
SC2 (22.30-22.70m)	04	06	59	31	
SC3 (2.40-2.70m)	0	10	48	42	
SC3 (11.90-12.40m)	01	13	55	31	
SC3 (15.50-21.70m)	27	09	46	18	



De point de vue granularité, selon le triangle d'identification de sols fins. Il s'agit essentiellement d'un sol de nature argile limoneuse ou limon argileux de classe « H » et « C ».

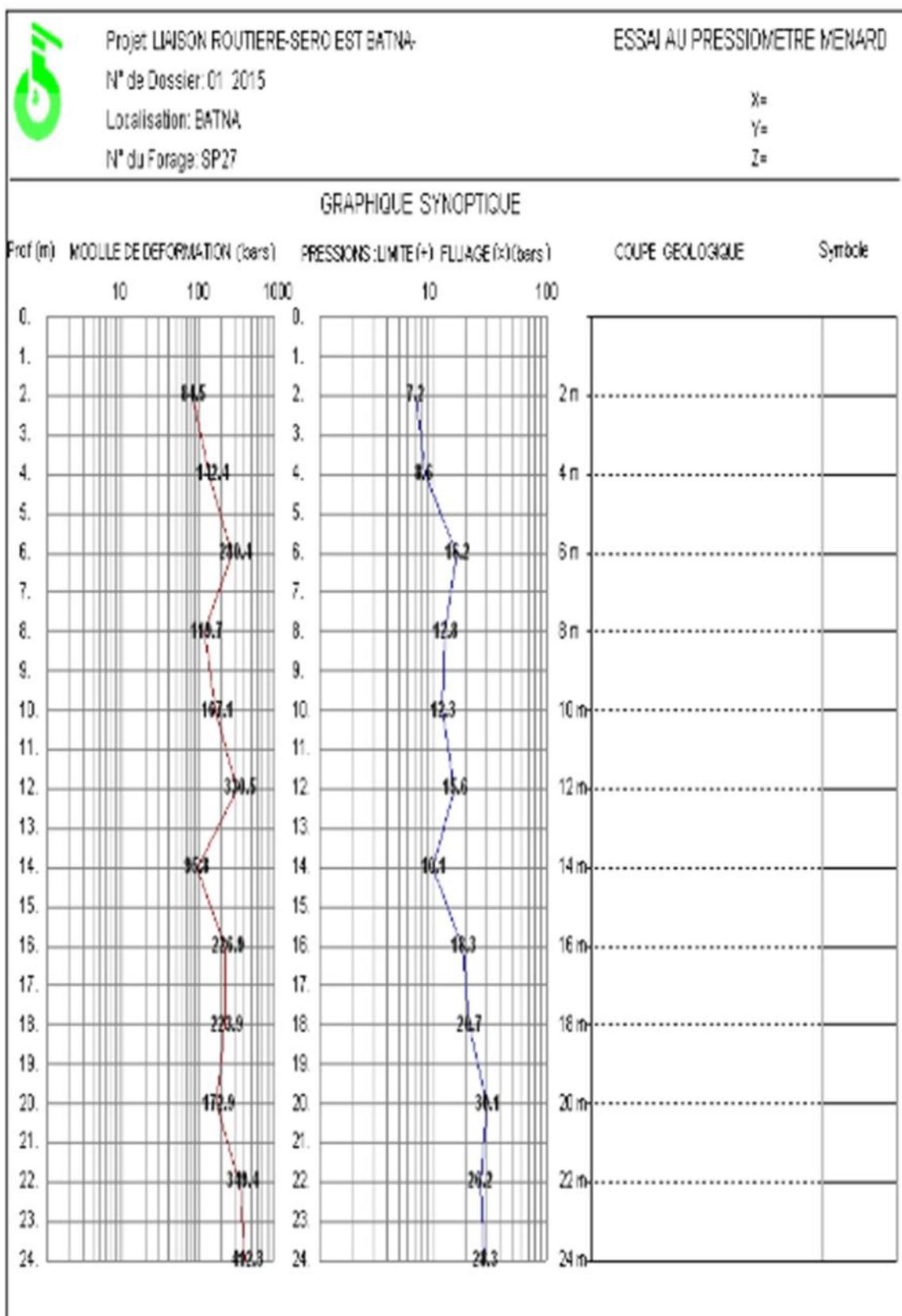
- Valeur de bleu de méthylène VBS

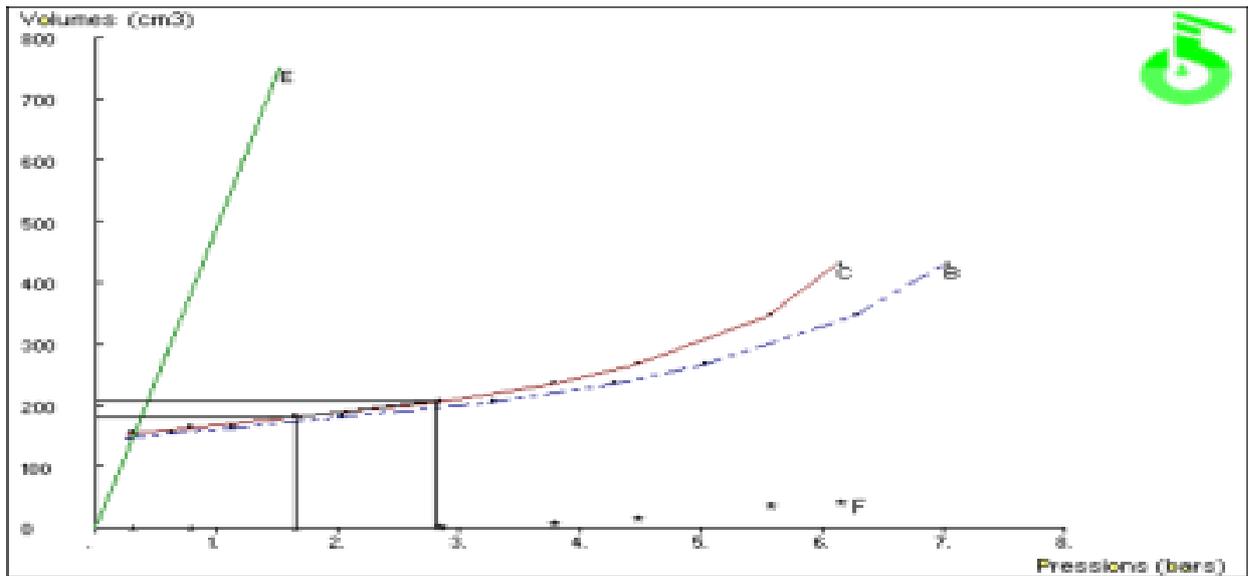
	Essai	
	Echantillon	VBS
Limon argileux ou /Argile limoneuse	SC1 (1.10-4.40m)	6
	SC1 (6.20-6.55m)	5.16
	SC1 (12.00-6.55m)	3.33
	SC1 (17.00-17.40m)	5.83
	SC2 (2.10-2.50m)	4.16
	SC2 (7.10-7.60m)	5.83
	SC3 (2.40-2.70m)	4.33
	SC3 (11.90-12.40m)	4.33
	Valeur min	3.33
	Valeur max	6.00
Valeur moyenne	4.90	

Ces valeurs distinguent des sols limoneux de sensibilité moyenne à l'eau à sols argileux.

Type d'essai	cisaillement consolidé non drainé « CU »		cisaillement consolidé drainé « CD »		Odomètre			coefficient de consolidation « CV »
	Cu (bar)	Φ°	C' (bar)	Φ'°	Pc (bar)	Cc	Cg	CV(cm ² /s)
Echantillon								
SC1 (1.10-4.40m)	0.566	18	-	-	-	-	-	-
SC1 (6.20-6.55m)	0.258	15	0.330	21	2.37	0.23	0.04	5.93.10 ⁻⁴
SC1 (12.00-12.40m)	0.132	29	0.17	25	1.99	0.15	0.05	2.93.10 ⁻²
SC1 (17.00-17.40m)	0.664	12	Défectueux		1.43	0.16	0.05	2.92.10 ⁻²
SC2 (2.10-2.50m)	0.515	24	0.375	24	-	-	-	-
SC2 (7.10-7.60m)	0.777	24	Défectueux		1.22	0.19	0.05	2.97.10 ⁻⁴
SC3 (2.40-2.70m)	0.096	22	0.265	24	-	-	-	-
SC3 (11.90-12.40m)	0.061	24	Défectueux		2.09	0.33	0.05	2.92.10 ⁻²
Valeur min	0.061	12	0.17	21	1.22	0.15	0.04	5.93.10 ⁻⁴
Valeur max	0.777	29	0.375	25	2.37	0.33	0.05	2.93.10 ⁻²
Valeur moyenne	0.384	21	0.285	23.5	1.82	0.212	0.05	-

NB : devant l'état humide des échantillons du sondage SC1 en surface : (6.20-6.55m) et (12.00-12.40m) ; ces derniers ont été soumis aux essais de consolidation sous une charge de 2bars (en accord commun avec le BET), les autres profondeurs ont été chargés à 4bars selon les exigences client.





Titre : LAISON ROUTIERE-SERO EST BATNA-

Lieu : 01 2015

Chantier : BATNA

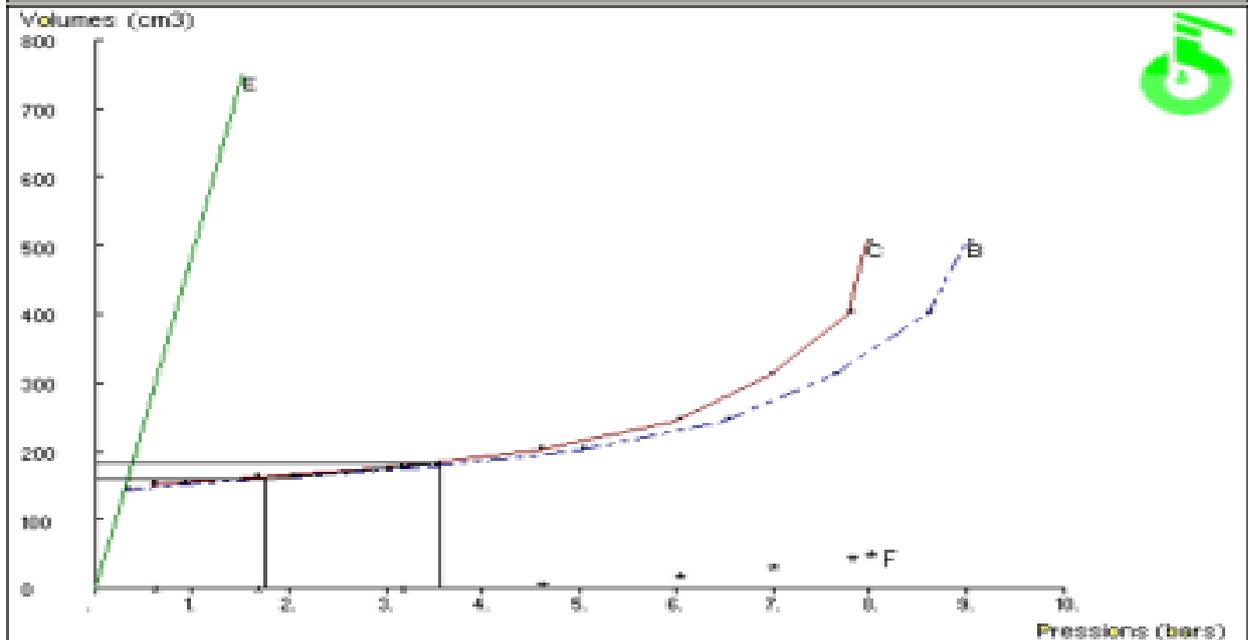
S.N° : profondeur: 2 m

Vc=180.6 Po=1.66

Vf=207.06 Pf=2.81

RESULTATS
E=84.49 bars
PL=7.18 bars
E/PL=11.77 bars

E (Eloignement)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : LAISON ROUTIERE-SERO EST BATNA-

Lieu : 01 2015

Chantier : BATNA

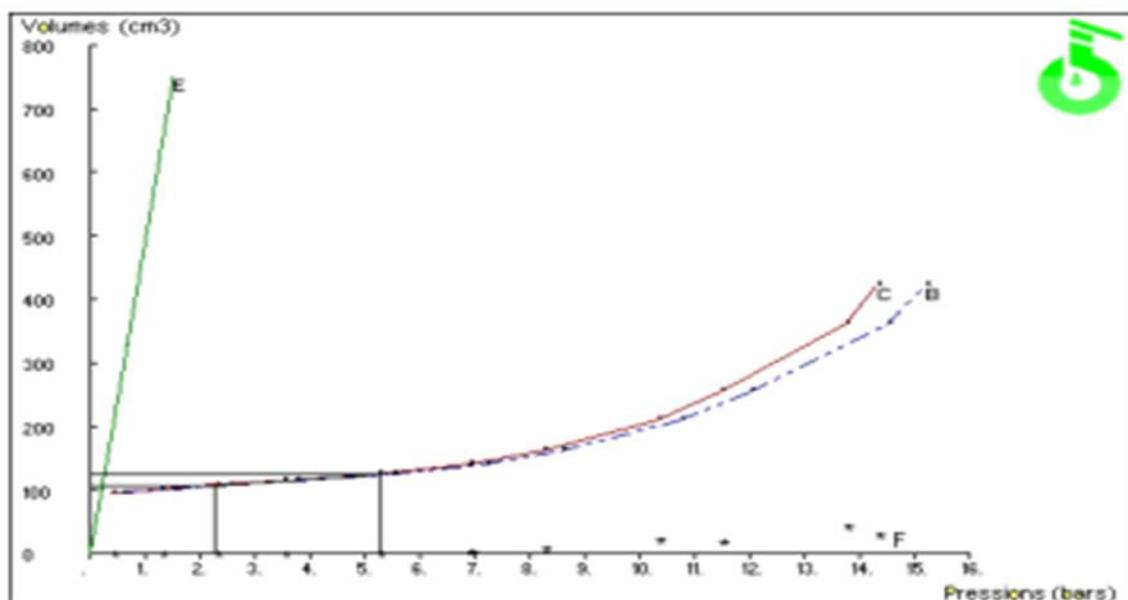
S.N° : profondeur: 4 m

Vc=159.44 Po=1.76

Vf=183.25 Pf=3.56

RESULTATS
E=142.42 bars
PL=8.58 bars
E/PL=16.6 bars

E (Eloignement)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : LIAISON ROUTIERE-SERO EST BATNA-

Lieu : 01 2015

Chantier : BATNA

S.N* : prondeur: 6 m

V₀=106.52 P₀=2.28

V_f=125.04 P_f=5.28

RESULTATS
E=280.42 bars
PL=16.18 bars
E/PL=17.33 bars

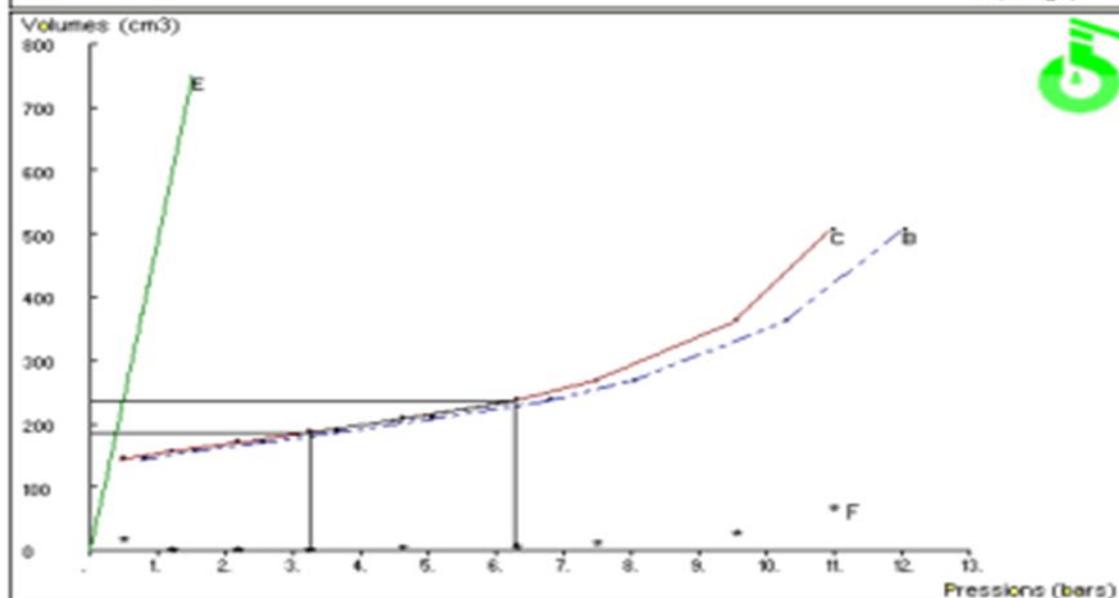
E (Etalonnage)

C (Corrigée)

B (Brute)

M (ajustée)

F (Fluage)



Titre : LIAISON ROUTIERE-SERO EST BATNA-

Lieu : 01 2015

Chantier : BATNA

S.N* : prondeur: 8 m

V₀=185.9 P₀=3.26

V_f=236.17 P_f=6.29

RESULTATS
E=119.68 bars
PL=12.78 bars
E/PL=9.36 bars

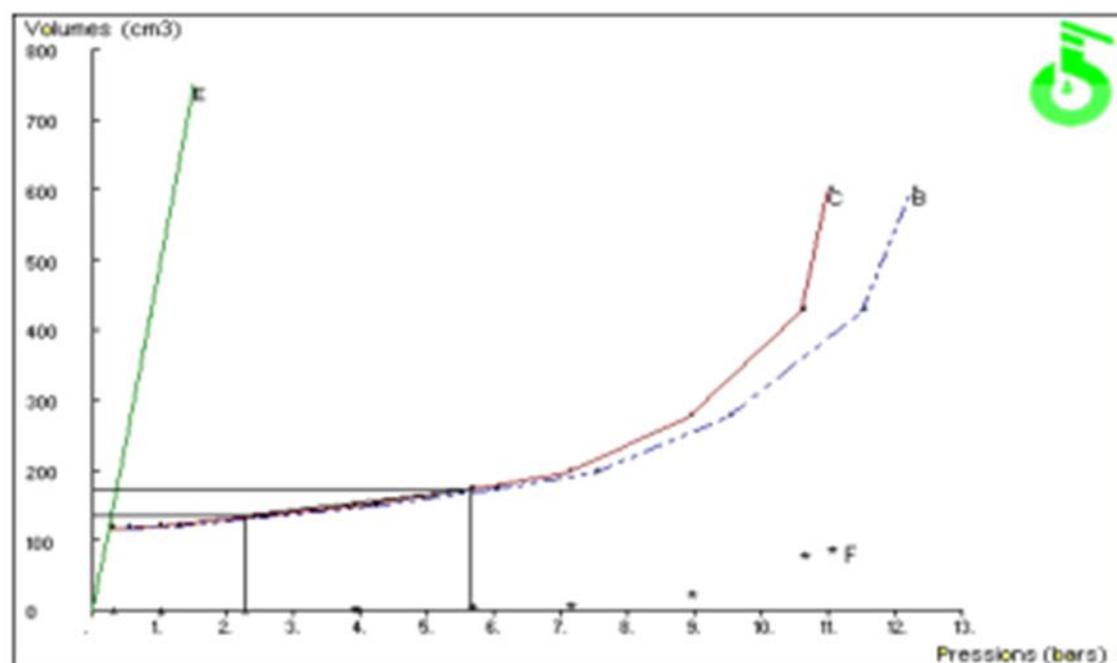
E (Etalonnage)

C (Corrigée)

B (Brute)

M (ajustée)

F (Fluage)



Titre : LIAISON ROUTIERE-SERO EST BATNA-

Lieu : 01 2015

Chantier : BATNA

S.N* : prondeur: 10 m

V₀=135.62 P₀=2.29

V_f=172.67 P_f=5.67

RESULTATS
E=167.06 bars
PL=12.28 bars
E/PL=13.6 bars

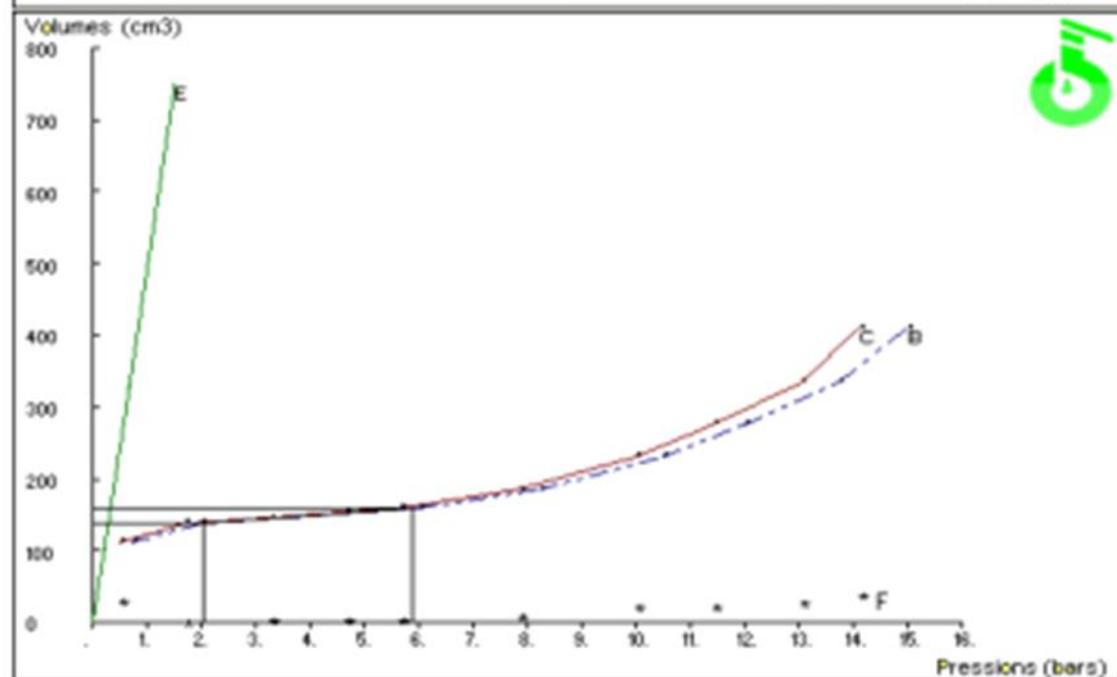
E (Etalonnage)

C (Corrigée)

B (Brute)

M (ajustée)

F (Fluage)



Titre : LIAISON ROUTIERE-SERO EST BATNA-

Lieu : 01 2015

Chantier : BATNA

S.N* : prondeur: 12 m

V₀=138.27 P₀=2.05

V_f=159.44 P_f=5.9

RESULTATS
E=330.53 bars
PL=15.58 bars
E/PL=21.21 bars

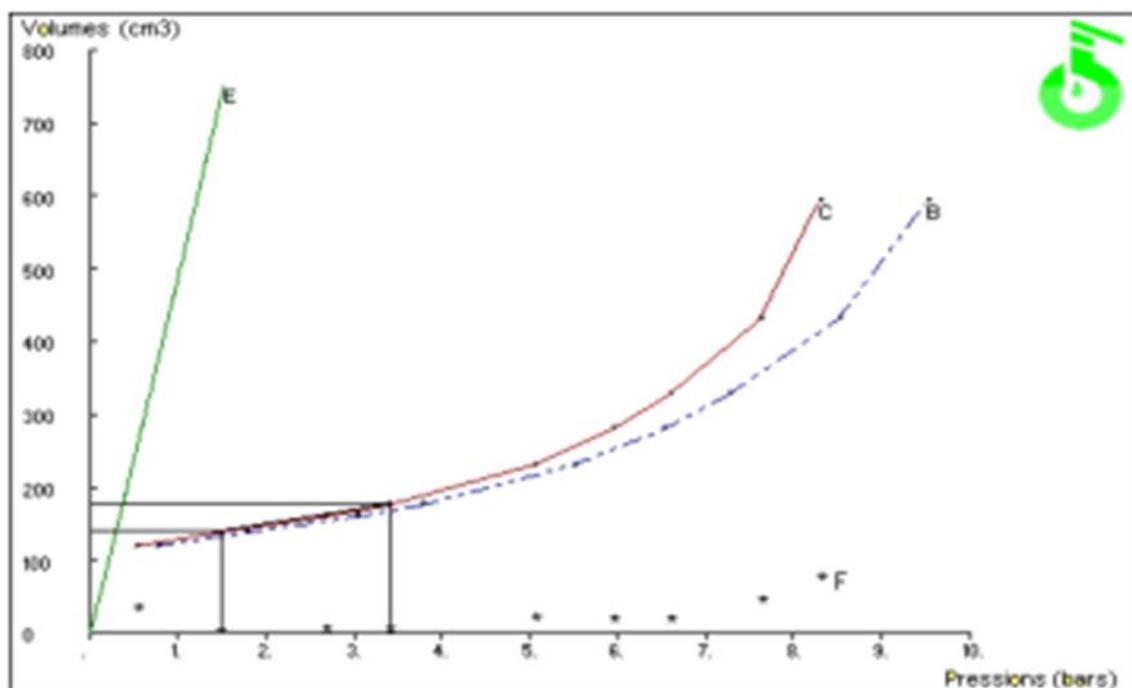
E (Etalonnage)

C (Corrigée)

B (Brute)

M (ajustée)

F (Fluage)



Titre : LIAISON ROUTIERE-SERO EST BATNA-

Lieu : 01 2015

Chantier : BATNA

S.N* : profondeur: 14 m

V₀=140.92 P₀=1.5

V_f=177.96 P_f=3.42

RESULTATS
E=95.78 bars
PL=10.08 bars
E/PL=9.5 bars

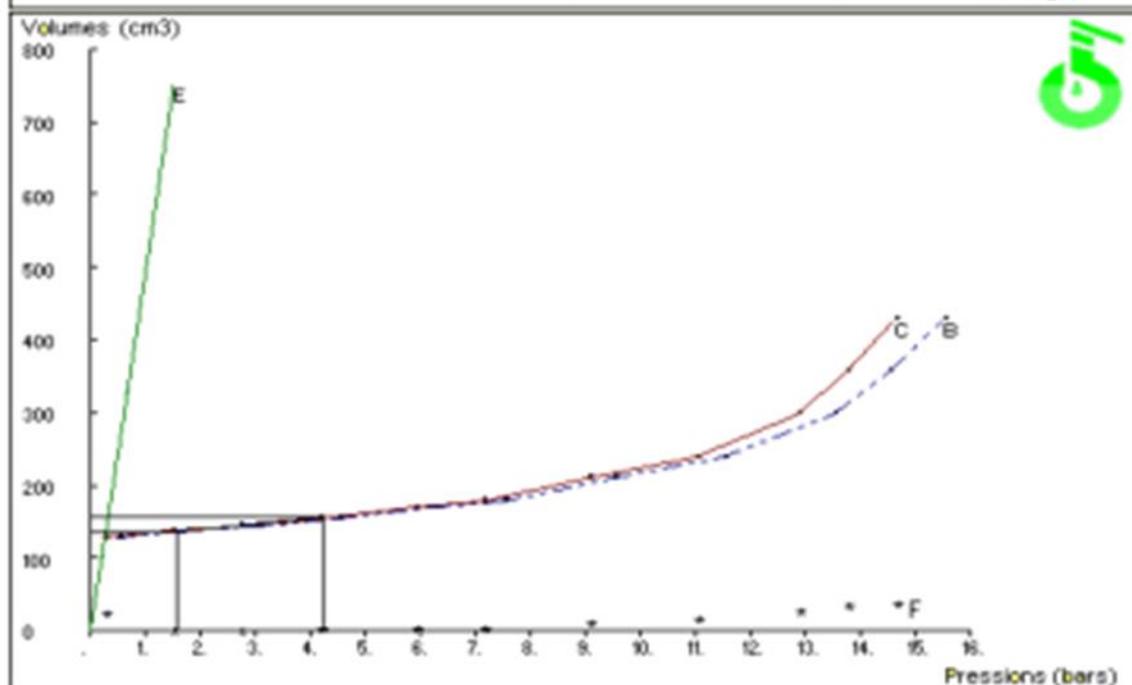
E (Etelonnage)

C (Corrigée)

B (Brute)

M (ajustée)

F (Fluage)



Titre : LIAISON ROUTIERE-SERO EST BATNA-

Lieu : 01 2015

Chantier : BATNA

S.N* : profondeur: 16 m

V₀=135.62 P₀=1.59

V_f=156.79 P_f=4.24

RESULTATS
E=226.91 bars
PL=18.28 bars
E/PL=12.41 bars

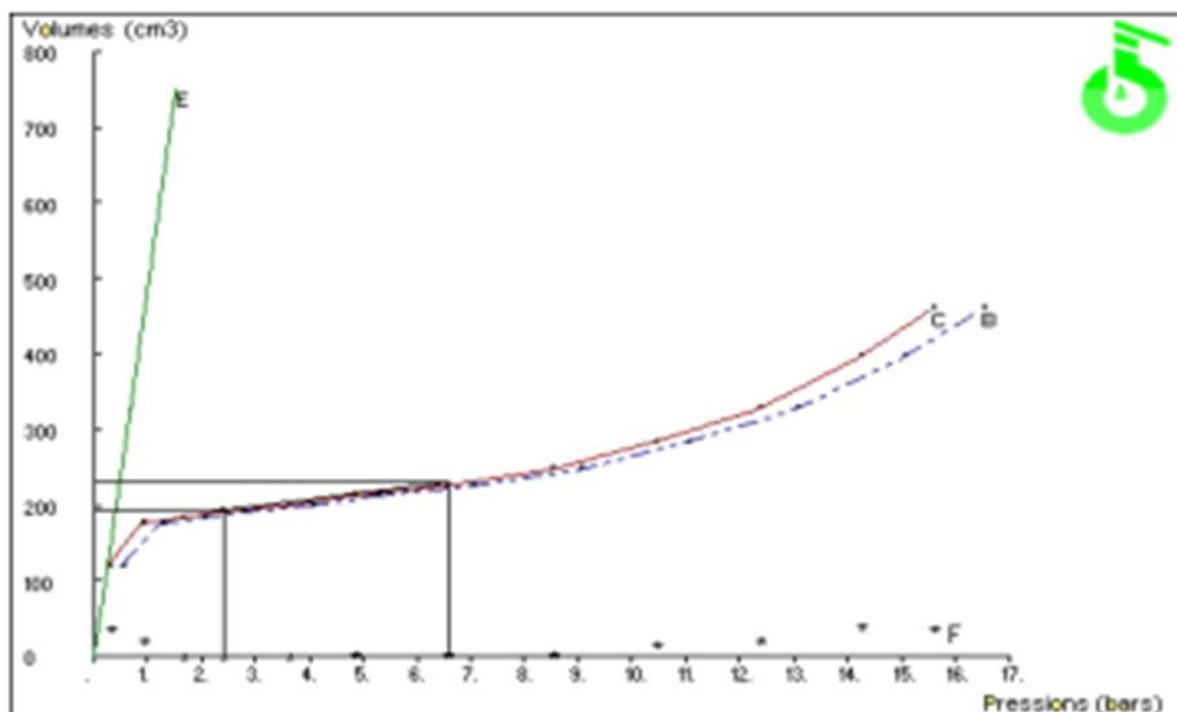
E (Etelonnage)

C (Corrigée)

B (Brute)

M (ajustée)

F (Fluage)



Titre : LIAISON ROUTIERE-SERO EST BATNA-

Lieu : 01 2015

Chantier : BATNA

S.N° : profondeur: 18 m

Vc=193.83 Pc=2.42

Vf=230.87 Pf=6.59

RESULTATS
E=223.87 bars
PL=20.68 bars
E/PL=10.83 bars

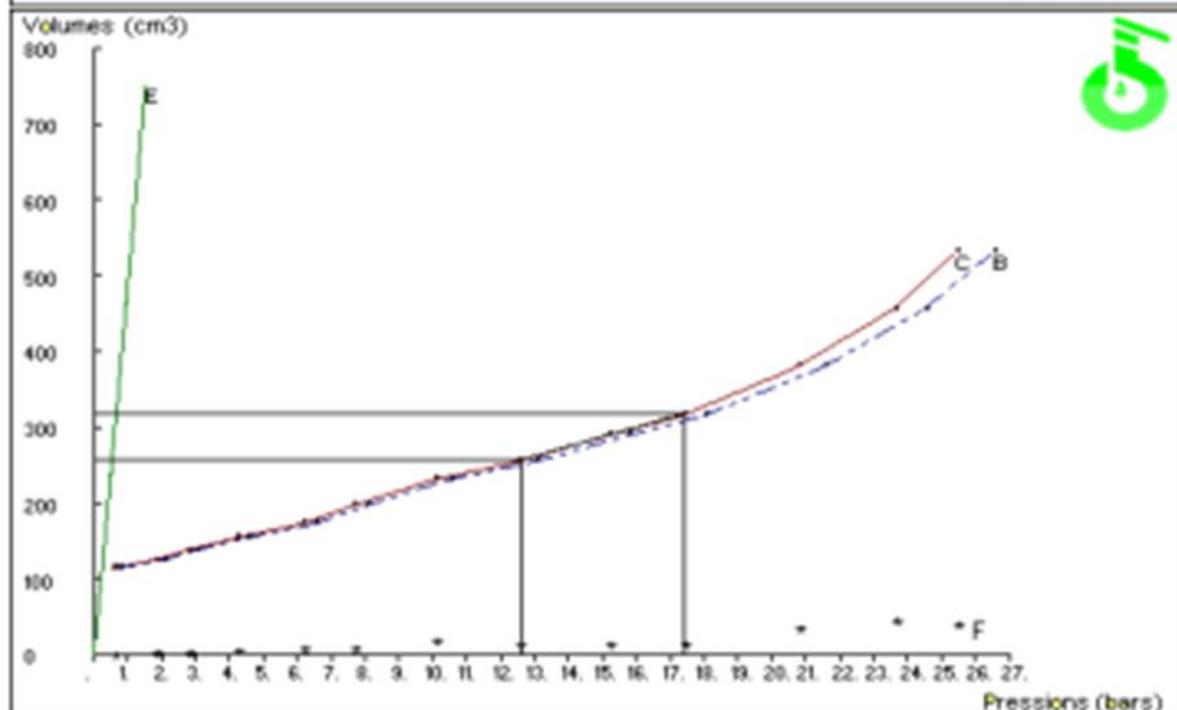
E (Etalonnage)

C (Corrigée)

B (Brute)

M (ajustée)

F (Fluage)



Titre : LIAISON ROUTIERE-SERO EST BATNA-

Lieu : 01 2015

Chantier : BATNA

S.N° : profondeur: 20 m

Vc=257.33 Pc=12.61

Vf=318.19 Pf=17.42

RESULTATS
E=172.91 bars
PL=30.08 bars
E/PL=5.75 bars

E (Etalonnage)

C (Corrigée)

B (Brute)

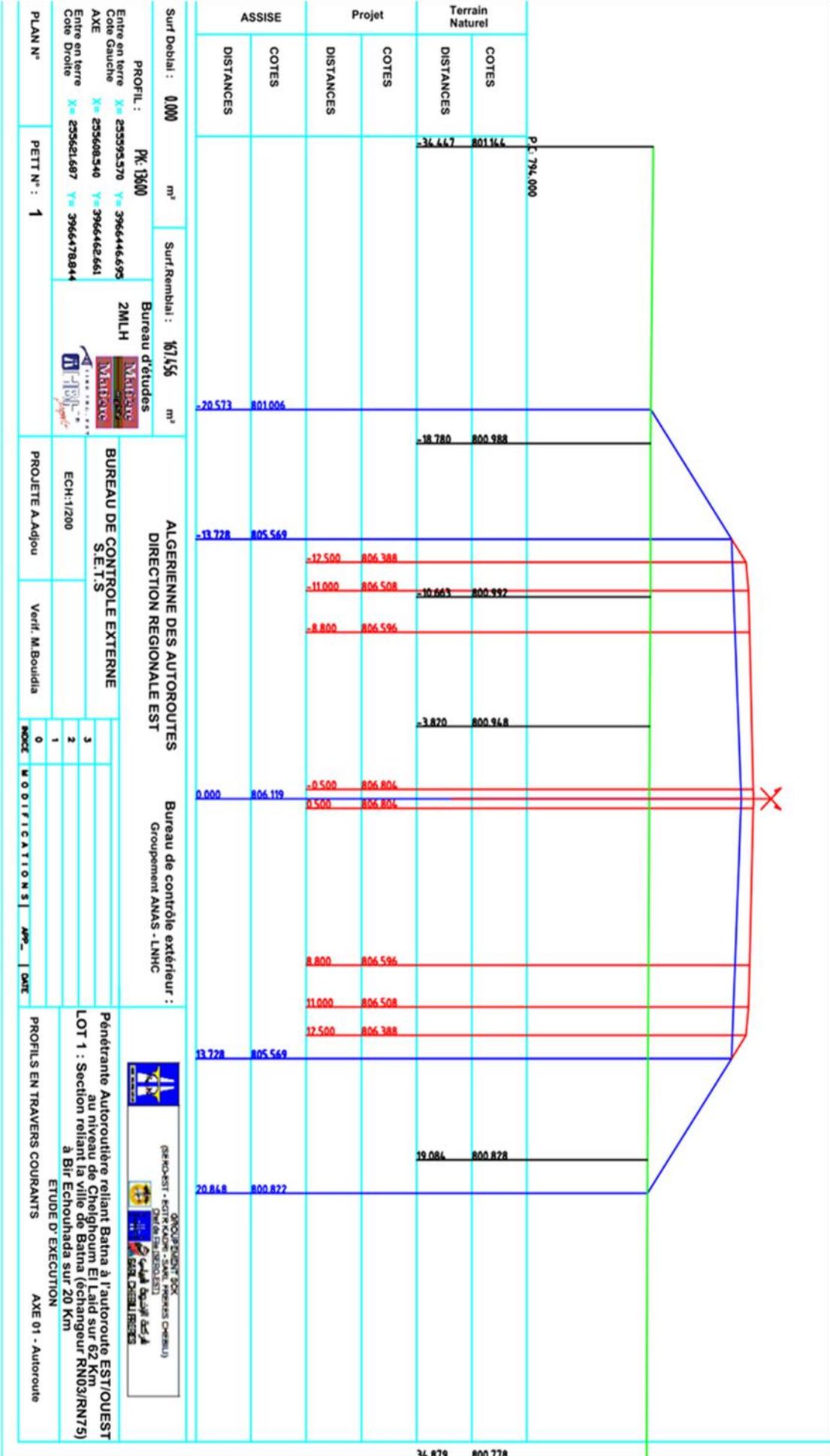
M (ajustée)

F (Fluage)

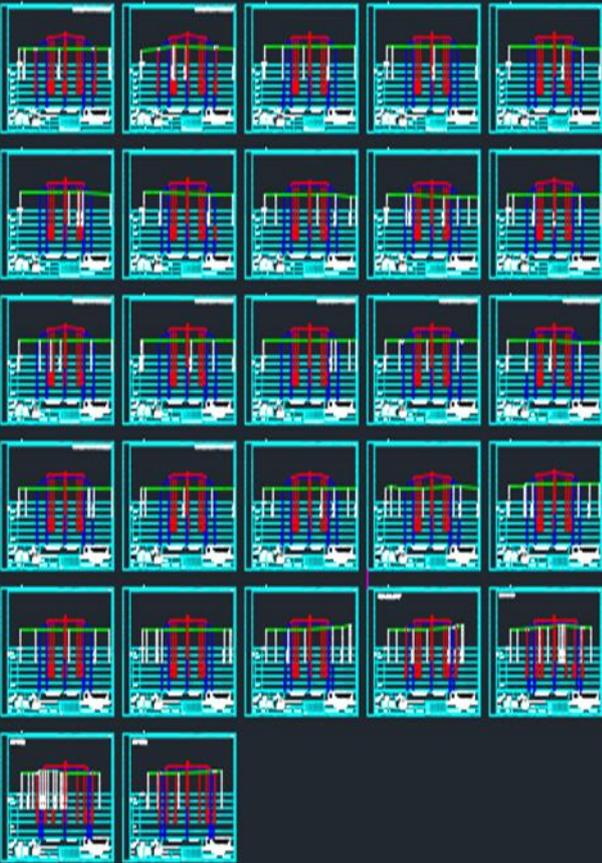
Annex 02

Calcule de côtes, profile critique et les profile en travers

Point kilométrique	Hauteur (m)
Pk13+400	5.69
Pk13+420	5.18
Pk13+440	4.95
Pk13+460	4.68
Pk13+480	4.49
Pk13+500	4.43
Pk13+520	4.82
Pk13+540	4.18
Pk13+560	5.46
Pk13+580	5.77
Pk13+600	5.89
Pk13+620	5.82
Pk13+640	5.83
Pk13+660	5.79
Pk13+680	5.73
Pk13+700	5.65
Pk13+720	5.53
Pk13+740	5.41
Pk13+760	5.27
Pk13+780	5.06
Pk13+800	4.76
Pk13+820	4.32
Pk13+840	3.90
Pk13+848	3.72
Pk13+858	3.03
Pk13+878	2.82



*PROFILS EN TRAVERS D'EXECUTION
SECTION PK 13+400 AU PK 13+900*



Annex 3
Photo de caisse



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

01. **Etude Géotechnique** – Etude complémentaire Liaison autoroutière Batna –Bir Echouhada
« LOT N°1 » Viaduc
02. **Campagne Géotechnique complémentaire** – Section du Pk13+400 au Pk13+900 (zone Inondable)
03. **Etude géotechnique** -liaison autoroutière reliant BATNA a l'autoroute Est-Ouest Chelghoum El Laid - Batna
04. **RAPPORT GEOTECHNIQUE** « LOT ROUTE » ZONE INONDABLE du PK 13+400 au PK 13+900
05. **Profile en travers** du pk 16+400 au pk 16+900
06. **Rapport hydraulique** – lot ouvrage d'art OA 05 Viaduc sur Chott Gadaïne.
07. <http://www.cours-genie-civil.com>
08. <https://www.wikipedia.org>
09. **BENKECHIDA FATIHA. (2011)** étude paramétrique de remblais sur sols compressibles comparaison entre différents de comportement de sol. Mémoire de Magister à l'université de M'sila.
10. **MESTAT P. (2001)**. Introduction à la Modélisation par éléments finis des ouvrages géotechniques.
11. **PHILIPPONNAT G.** Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles.
12. **KHEMISSA M. (2006)**. Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 06) : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement". INSA – Lyon, France, 27-29 juin 06 (accepté).

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE
