
Stabilité des talus en remblai sur sols mous

Fatima Dadouche-Zeroual

Université de Jijel –Algérie- Institut de Génie Civil

RÉSUMÉ.. Les sols mous (argile molle) sont caractérisés par une faible résistance au cisaillement et un comportement différé sous chargement dans le temps. Tout talus en remblai, sur tous les sols, et en particulier sur ce type de sol, pose généralement des problèmes liés à la stabilité. L'analyse de cette stabilité vis à vis des modèles de ruptures possibles (glissement, poinçonnement...) est traitée à l'aide de plusieurs méthodes analytiques (Taylor, Fellenius, Bishop...) et numérique (utilisation du logiciel Plaxis). Plusieurs cas sont étudiés et les points suivants sont mis en évidence :

- Type de glissement.*
- Comparaison des résultats obtenus par les différentes méthodes.*
- Proposition de solutions adaptées pour chaque cas.*
- Prévention et remède.*

ABSTRACT. Soft soils (soft clay) are characterised by weak shearing resistance and a behaviour under sorts of loading according to time. Every slope of embankment on all soils and particularly on this type of soil, causes always problems wich have a relation to stability. The analysis of this stability against possible failure models (land slide, punching) will be traited with a lot of method, analytical (Taylor, Fellenius, Bishop) and numerical (using software Plaxis).

Every cases will been studied and the next points put in evidence :

- Type of landslide.*
- Comparison of results of different méthodes.*
- Proposition of solutions adequate for each method.*
- Prevention and remediation.*

MOTS-CLÉS : Stabilité, sols mous, talus

KEYWORDS: Stability, soft soils, slope

1. Introduction

La mémoire d'un sol (nature des roches altérées qui la constituent) est une source capitale dans la compréhension de son comportement dont la complexité est avérée. (Robert D.Holtz, Williams D.Kavacs 1991). Ce comportement linéaire et anisotrope dépend de deux facteurs majeurs, le premier, l'action physique et chimique de l'eau et de l'air contenu dans les interstices des particules constituant ce sol et le second, l'interaction des particules entre elles. Les sols mous ou très compressibles sont caractérisés par une faible résistance au cisaillement, une faible cohésion non drainée C_u à court terme et un accroissement sensible de la cohésion non drainée par la consolidation. (Philippe Mestat et Michel Prat, 1999). Les pressions interstitielles diminuent sous l'application d'un chargement, donc une augmentation des contraintes effectives dans le sol. Après dissipation de ces pressions, le sol continu à se déformer, c'est le phénomène de consolidation secondaire lié au fluage du sol, le tassement qui se développe sous contrainte effective constante se poursuit pendant des milliers d'années. Les talus en remblai sur sols mous posent un problème de stabilité. Pour prédire la stabilité et le comportement de ce type de talus à long terme on doit étudier les tassements, et le mode de rupture.

2. Calcul des tassements

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet des charges qui lui sont appliquées. Dans le cas des sols à grains fins le tassement est fonction du temps.

Le tassement globale S_t peut être décomposé en plusieurs termes lié chacun à un phénomène différent (Robert D.Holtz, Williams D.Kavacs 1991) (Philippe Mestat et Michel Prat, 1999) (Costet J. et Sanglerat G, 1982) (Leroueil S et al 1985) le tassement total $S_t = S_i + S_c + S_{fl} + S_{lat}$:

✓ Le tassement initial instantané sans expulsion d'eau « S_i » est estimé par la formule de Boussinesq, Egorov et Caquot Kérisel ou par les formules empiriques de l'essai préssiométrique ou celle de *Giroud* bien adaptée pour le cas de remblai.

$$S_i = \frac{\gamma h_r a^2}{E_{um}(a-a')} (r_h - (\frac{a}{a'})^2 r_h) \quad [1]$$

a : Demi largeur de la grande base ; a' : demi largeur de la petite base ; r_h et r'_h déterminés à partir de l'abaque de *Giroud* pour le calcul du tassement ; E_{um} : module d'*Young* non drainé moyen.

✓ Le tassement de consolidation sans déformation latérale « S_c » ou tassement primaire déduit du tassement oedométrique « S_{oed} » moyennant une correction (Abaque de Skempton et Bjerrum)

$$S_c = \mu S_{oed} \quad [2]$$

μ Permet de prendre en compte l'influence des déformations latérales sur le tassement unidimensionnel final.

✓ Le tassement dû au fluage sans déformation latérale « S_{fl} » donné par la méthode de *Buissman Koppejan 1977*.

$$S_{fl} = C_\alpha D \log \frac{t}{t_{100}} \quad [3]$$

t_{100} : Le temps à la fin de la consolidation primaire ; C_α : Coefficient de fluage.

✓ Le tassement induit par les déplacements latéraux du sol au cours du temps « S_{lat} »

$$S_{lat} = 0.11 \frac{D}{B} S_{oed} \quad [4]$$

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

Afin d'approcher la valeur réelle du tassement, le calcul est fait selon plusieurs méthodes :

✓ Méthode oedométrique :

Le tassement S_{oed} est calculé par les formules suivantes selon le type de consolidation de la couche de sol :

- Sol normalement consolidé :

$$S_{oed} = C_c \frac{H_i}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \quad [5]$$

- Sol surconsolidé :

▪ 1^{er} cas :

$$\text{Si } \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p \quad Soed = C_s \frac{H_i}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}} \quad [6]$$

▪ 2^{ème} cas :

$$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z > \sigma'_p \quad Soed = C_s \frac{H_i}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \left(\frac{H_i}{1+e_0} \right) \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \quad [7]$$

Avec :

- C_s : coefficient de recompression ; H_i : Hauteur (épaisseur de la couche i)
- e_0 : indice des vides initial ; σ'_{v0} : contrainte effective due au poids des terres

- σ'_p : contrainte effective de préconsolidation ; $\Delta\sigma_z$: contrainte induite par la surcharge à la profondeur z ; C_c : Coefficient de compressibilité.

✓ Méthode numérique

Le tassement peut être calculé en utilisant un programme d'éléments finis spécialement conçu pour les problèmes de la géotechnique en général (PLAXIS). Le modèle de comportement utilisé est de type élastique parfaitement plastique (Mohr Coulomb). (Magnan JP et Mestat P, 1988)

3. Poinçonnement :

Pour la stabilité au poinçonnement le schéma de rupture de sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. Il existe plusieurs théories qui décrivent le mécanisme de poinçonnement :

3.1 Méthode cinématique

Pour $\varphi = 0$ et $C_u \neq 0$ C'est un mécanisme de rupture des solides rigides de forme triangulaire. Des études théoriques et expérimentales ont montré que le mécanisme le plus défavorable et celui montré sur la figure :

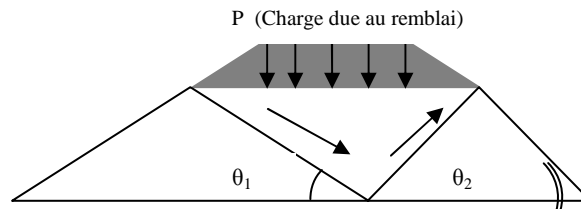


Figure 1. Mécanisme de rupture des solides rigides

$$\theta_1 = \frac{\pi}{4} \text{ et } \theta_2 = 57^\circ \quad \theta_1 \text{ et } \theta_2 \quad \Longrightarrow \quad F_{\min} \quad \Longrightarrow \quad P_{\text{critique}} = 5.5C_u \text{ [8]}$$

C_u : cohésion non drainée.

3.2. Méthode classique:

Elle est en fonction de c et φ , le calcul se fait comme pour une semelle filante et chargée verticalement

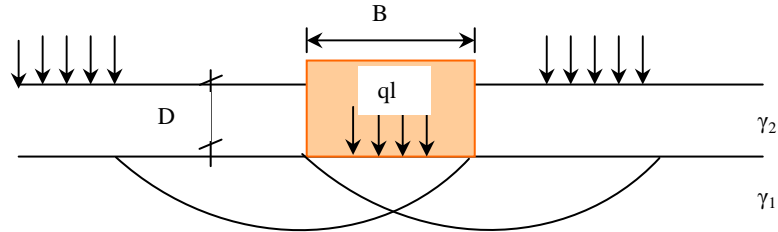


Figure 2. Semelle filante sous charge répartie

Pour ce cas, on applique la méthode de superposition (Roger Frank, 1988) donnée par la relation générale suivante :

$$ql = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}(\phi) + C N_c(\phi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\phi) \quad [9]$$

Pour le cas d'un sol porteur fin cohérent saturé : $C = C_u$ et $\phi = 0$ il en résulte $N_{\gamma} = 0$ et $N_q = 1$ donc :

$$ql = C N_c(0) + q + \gamma_2 D \quad [10]$$

Pour le cas de remblai $D = 0$, $q = 0$ (pas de charge latérale) $ql = C_u N_c$; N_c : facteur de portance fonction de ϕ , ql peut être calculé par les méthodes préssiométrique et pénétrométrique.

4. Glissement :

Pour la stabilité au glissement, l'analyse se fait habituellement au moyen des méthodes de calcul à la rupture qui donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre du massif de fondation par rapport à l'équilibre limite. Le coefficient de sécurité est déterminé à l'aide d'abaques dans le cas d'avant projet (Abaques de Pilot et Moreau 1973), se trouvant dans la littérature spécialisée ou à l'aide de programme de calcul sur ordinateur pour les cas complexes.

Néanmoins le calcul de stabilité passe par plusieurs étapes particulièrement pour une argile molle.

La présence fréquente en surface d'une croûte superficielle altérée et fissurée, joue un rôle prépondérant dans ce type de rupture et le choix du modèle de calcul correspondant. Selon l'épaisseur de cette croûte, les ruptures de remblais ont été classées en trois grandes catégories.

La croûte est inexistante, le remblai se comporte comme une poutre en flexion, des fissures apparaissent dans la partie inférieure du remblai provoquant aussi son

affaissement et par la suite le poinçonnement de la couche molle, c'est une rupture générale par poinçonnement.

Les méthodes de calcul à la rupture supposée lors d'un glissement de terrain, où il y a séparation d'une masse mobile (1) du massif fixe et sain (2) (Philippe Mestat et Michel Prat, 1999)

La masse de sol glissante se comporte comme un sol rigide plastique (*monolithique*)

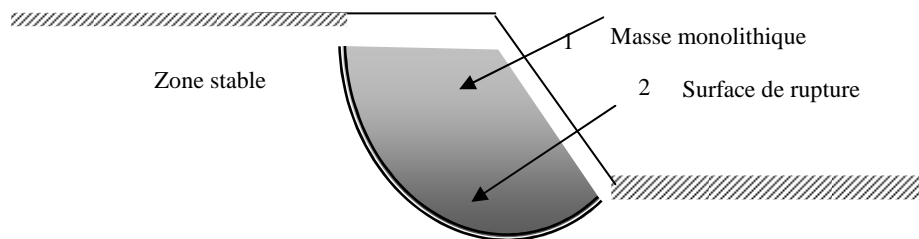


Figure 3. Surface de glissement d'un massif

En réalité, la rupture des talus est de forme cycloïde. On l'assimilait à une forme circulaire principalement pour des raisons de commodités dans les calculs. (Costet J. et Sanglerat G, 1982). Les glissements circulaires se manifestent en général à trois niveaux, pieds, flanc et cercle profond (Costet J. et Sanglerat G, 1982) (Gérard Philipponnat, 1979) (Gérard Philipponnat-Bertrand Hubert, 2002) (Durville Jean-Louis- et Séve Gilles, 1988). On trouve dans la littérature spécialisée différentes méthodes de vérification de stabilité vis à vis du glissement, on cite entre autres : - Méthodes de *Fellenius* des tranches, *Bishop*, *Fröhlich* (Globale), des perturbations, et *Janbu*.

4.1. Méthode classique

Il existe deux méthodes

✓ *Méthode globale* : Le coefficient de sécurité $F_S = \frac{\sum M_R}{\sum M_S}$

✓ *Méthode des tranches* :

Développée pour les ruptures circulaires par *Fellenius* perfectionnée par *Bishop* et étendue enfin aux ruptures non circulaires par *Nonville* en 1965, elle se trouve sous deux formes détaillée et simplifiée. Pour les talus en remblais sur sols compressibles (mous), les ruptures susceptibles de se produire sont profondes et interviennent rapidement. Le coefficient de sécurité d'après *Fellenius* pour un sol hétérogène est :

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (c_i a b + N \operatorname{tg} \varphi)}{\sum_{i=n}^{i=m} T} \quad [11]$$

En présence d'eau :

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} c_i \frac{b}{\cos \alpha} + \left(W_i \cos \alpha_i - \frac{u b}{\cos \alpha_i} \right) \operatorname{tg} \varphi_i}{\sum_{i=n}^{i=m} W_i \sin \alpha_i} \quad [12]$$

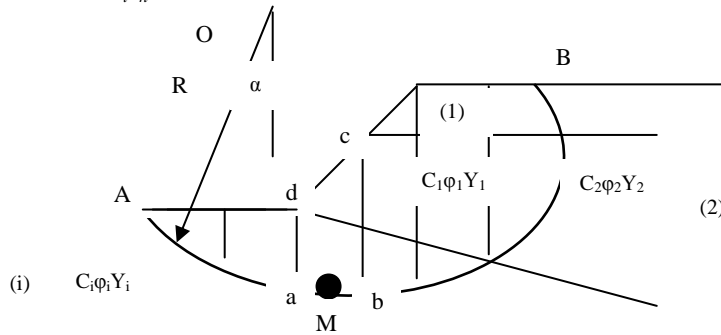


Figure4. Méthode des tranches de Bishop

La méthode de *Bishop* détaillée donne :

$$F_S = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum \frac{[(W + (V_n - V_{n+1}) - u_n b) \operatorname{tg} \varphi_i + c_i b]}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F_S}} \quad [13]$$

V_n et V_{n+1} : Réaction verticale ; u_n : Pression interstitielle de la tranche n ; b : Largeur de la tranche ; W : Poids de la tranche.

La méthode de *Bishop* simplifiée donne :

$$F_S = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum \frac{[(W - u_n b) \operatorname{tg} \varphi_i + c_i b]}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F_S}} \quad [14]$$

Si le sol est homogène, le cercle de rupture est faible, il se produit un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal sous remblai et un renflement latéral de la couche molle. Cette déformation à volume constant vient s'ajouter au tassement dû à la consolidation du sol.

4.2. Méthode cinématique :

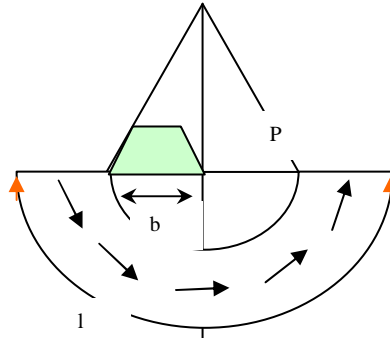


Figure 3. Mécanisme cinématique

Le Cas où $\varphi = 0$ et $C_u \neq 0$ moment résistant $M_r = Cr^2\alpha$ et $M_s = \frac{pb^2}{2}$, $F_s = \frac{M_r}{M_s}$
 $\alpha_{\max} = 132.6^\circ$ avec une charge critique $P_{\text{critique}} = 5.5C_u$ (C_u :cohésion non drainée).
 Pour la cohésion réelle du sol, il suffit de calculer la cohésion minimale nécessaire pour que le talus soit stable sur la hauteur H sans coefficient de sécurité.

5. Exemples pratiques :

Dans le but d'éviter les désordres pouvant résulter de la sous estimation des tassements qui constituent souvent la cause principale des différentes ruptures observées surtout pour les sols de fondations de caractéristiques physiques et mécaniques médiocres, on a du réaliser plusieurs calculs sur quatre sites situés à Alger (Algérie).

Site1 :(Radiale oued ouchaih ouest), situé à el-harrach (Alger).

Site2 :(Radiale oued ouchaih est situé à la fin du prolongement du premier site.

Site3 :(Rive gauche oued el-harrach –Alger-) destiné à recevoir un remblai autoroutier.

Site4 :(AHB devant recevoir une extension d'une piste d'aérodrome).

Tableau 1. Caractéristiques géométriques et mécaniques

Désignation	Caractéristiques géométriques	Caractéristiques mécaniques	Tassement pénétrométrique.	Tassement oedométrique.	Tassement numérique	Forme de rupture
Remblai (1)	38X68X9.5m ³ Talus 2/3	$\gamma=2 \text{ t/m}^3, \varphi=35^\circ, C_u=0$	84 cm	69 cm	82 cm	Poinçonnement
Sol (1) (Saturé)	2 0 m	$\varphi=0, C_u=70 \text{ kn/m}^2$				
Remblai (2)	38X73X8.7m ³ Talus 1/2	$\gamma=2 \text{ t/m}^3, \varphi=30^\circ, C_u=0$	108 cm	123.6 cm	217 cm	Poinçonnement
Sol(2)(Saturé)	4 0 m	$\varphi=1^\circ, C_u=55 \text{ kn/m}^2$				
Remblai (3)	38X50X4m ³ Talus 2/3	$\gamma=2 \text{ t/m}^3, \varphi=35^\circ, C_u=0$	25.30 cm	148.17 cm	62.8 cm	Etaiement et renflement sur les abords
Sol (3) Saturé	10 m	$\varphi=0^\circ, C_u=33 \text{ kn/m}^2$				
Remblai (4)	44X54X3m ³ Talus 2/3	$\gamma=2 \text{ t/m}^3, \varphi=35^\circ, C_u=0$	73 cm	55 cm	54 cm	Etaiement et renflement sur les abords
Sol (4) Saturé	1 8 m	$\varphi=0^\circ, C_u=35 \text{ kn/m}^2$				

Le calcul effectué par les méthodes citées (cinématique et programme de Bishop) en tenant compte des charges limites obtenues par les méthodes (de laboratoire, cinématique et pénétrométrique) a donné des coefficients de sécurité supérieur à 1.5 donc la stabilité vis à vis du poinçonnement et du glissement général vérifiée. Après la détermination des tassements importants (consignés dans le tableau ci-haut) par le calcul numérique en utilisant le modèle de comportement Mohr-Coulomb qui s'adapte bien aux sols mous en cas de consolidation (à long terme), les méthodes pénétrométrique et oedométrique, plusieurs solutions ont été étudiées pour l'absorption de 90% du tassement total, parmi elles celle retenue pour les quatre sites, l'accélération des tassements avec drains verticaux sous remblais en introduisant une surcharge croissante jusqu'à rupture.

Site 1 : L'écart de 12% environ entre les résultats obtenus par les méthodes pénétrométrique et oedométrique peut s'expliquer par :

Le remaniement des échantillons lors des prélèvements pour l'essai oedométrique.

La surestimation des résultats lors des essais in situ.

Les résultats numériques confirment les résultats obtenus précédemment.

Site 2 : Les valeurs des tassements oedométrique et pénétrométrique sont assez voisins alors que le modèle numérique donne une valeur double, à mon avis ceci est dû à la grande épaisseur de la couche molle (40 m) prise en charge dans les calculs.

Site 3 : La valeur du tassement oedométrique n'est pas à prendre en compte car les carottes prélevées ont été fortement remaniées vu la nature du sol.

Site 4 : La qualité des prélèvements réalisés et les résultats des 02 campagnes pénétrométriques (1982,1984) ont permis d'obtenir des valeurs de tassements assez proches confirmées par le modèle numérique.

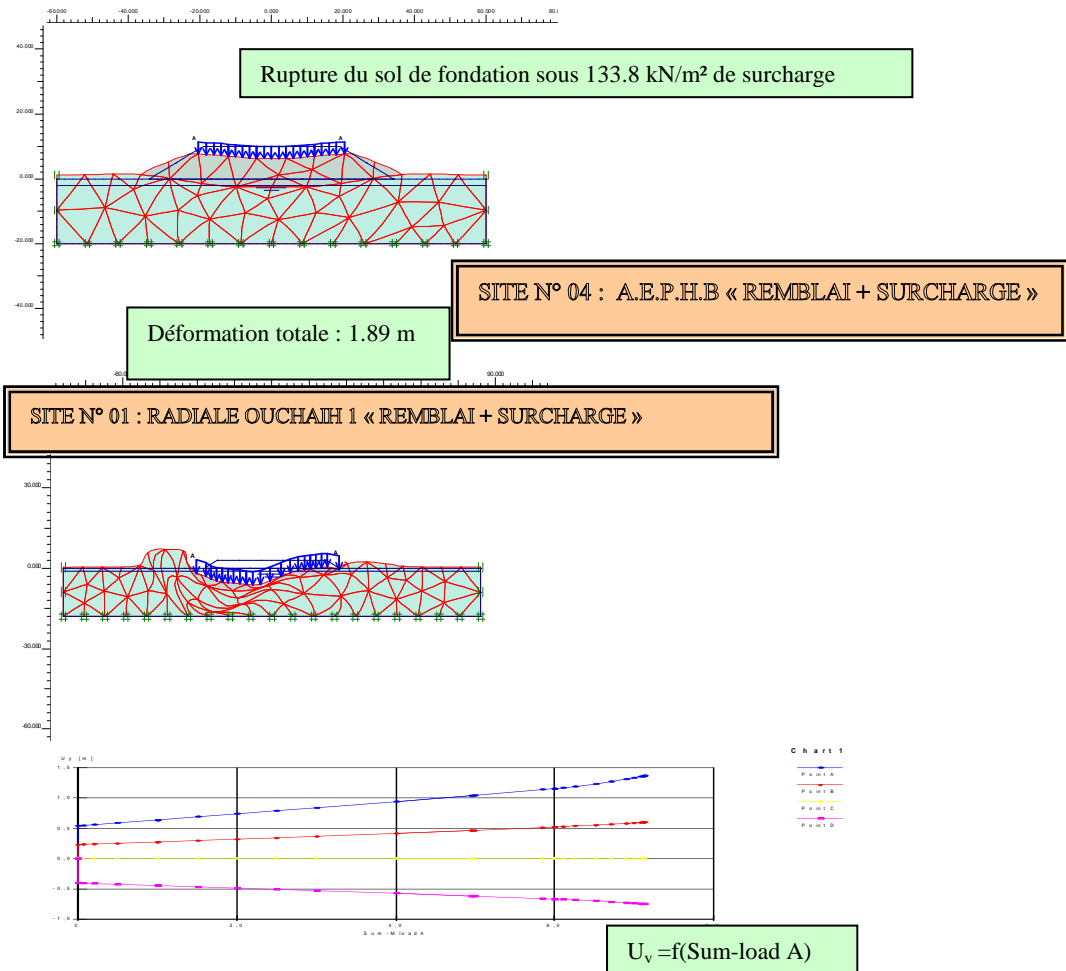


Figure 4. Déformation maximale avant rupture du remblai sous une surcharge temporaire de 142.5 kN/m².

Figure 5. Déplacement linéaire suivant l'axe des y des points A,B,C et D sous le remblai jusqu'au voisinage des valeurs de rupture ou les courbes s'incurve ce qui correspond à l'état plastique du massif.

Figure 6. Simulation d'un type de rupture du sol de fondation sous remblai sous une surcharge de 133.8 kN/m² (site n°4).

5. Conclusion :

L'étude des talus en remblais ou des remblais sur sols mous est particulièrement complexe et représente depuis trente ans le sujet de recherche de beaucoup de laboratoires et universités. Tout au long de ce travail nous nous sommes attelées à regrouper toutes les théories développées depuis des décennies qui traitent le phénomène de tassements, glissements et poinçonnement et tout ce qui en découle dans un cadre prédéfini. Dans la première étape nous avons identifié et différencié tous les types de tassements ainsi que leurs expressions théorique et expérimentale afin de pouvoir les appliquer à quatre sites réels et comparer les résultats obtenus. La deuxième étape a été d'étudier le comportement des remblais vis à vis de la stabilité et d'en prévoir les modes de rupture. Nous avons cherché à montrer, sur la base de l'étude de quatre remblais par l'utilisation de trois méthodes (une méthode de laboratoire – essai oedométrique-, une méthode in situ –pénétrométrique - et une méthode de calcul numérique) les convergences et divergences des résultats obtenus et les causes y afférents. Il faut souligner la variabilité des résultats obtenus pour les quatre sites avec les différentes méthodes, celle ci peut être indifféremment attribuée au sol (variation des caractéristiques physiques, mécanique et hydrauliques des différents sites). L'étude a montré que plus la cohésion non drainée combinée à un module d'élasticité faible à moyen donne des tassements importants de l'ordre du mètre mais la dispersion des résultats des différentes méthodes appliquées aux quatre sites reste aléatoire et semble à priori tributaire de la procédure des essais réalisés (en laboratoire ou in situ) et de la qualité des résultats obtenus; Quant au calcul numérique il ne fait qu'exploiter les résultats des essais déjà cités. Le modèle appliqué dans le calcul numérique est de type loi de comportement plastique car la plus part des méthodes de calcul de stabilité classiques en mécanique des sols reposent sur la théorie de la plasticité. Ce modèle a mis en évidence, d'une part, la justesse de l'approche de calcul sur 03 des quatre sites étudiés (convergence des résultats des trois sites –moins de 20% d'écart-) et d'autres part la prédiction du mode de rupture. Les différents calculs menés illustrent parfaitement les avantages que l'on peut tirer d'une modélisation du comportement d'une argile molle directement inspirée des résultats des études expérimentales en laboratoire. Il est certain que la sur-consolidation de l'argile, son anisotropie a une importance considérable dans le modèle de calcul utilisé, et on peut affirmer que ces caractéristiques sont essentielles pour le calcul par éléments finis. Il est certain que les résultats des essais de laboratoire restent incontournables pour tout calcul numérique, il est donc judicieux de bien caler l'essai au sol à étudier. Des solutions existent pour améliorer les caractéristiques intrinsèques de ce type de sols (colonnes ballastées, injection solide,...), dans notre cas on a préconisé un pré chargement avec des drains verticaux.

Les données des différents sites avec lesquelles on a effectué les calculs ont été récupérées du (LTPC)

Laboratoire Travaux Publics du Centre Alger

6- Bibliographie :

- Costet J. et Sanglerat « G-Cours pratiques de mécanique des sols 1 et 2- Edition Dunod 1982 »
- Durville Jean-Louis- et Séve Gilles « *Stabilité des pentes Glissement en terrain meuble* »- L.P.C Technique de l'ingénieur 1988.
- Magnan J.P et Mestat P, « *loi de comportement et modélisation des sols* », Technique de l'ingénieur, 1988
- Gérard Philipponnat-« Fondations et ouvrages en terre » -Edition Eroylles 1979
- Gérard Philipponnat-Bertrand Hubert-« Fondations et ouvrages en terre »-Edition Eroylles 2002.
- Leroueil S.Magnan J.P, Tavenas F- « Remblais sur argile molle »-*Technique et documentation Lavoisier*, Paris 1985
- Zeroual Fatima, Belabed Lazhar « Comportement de remblai sur sols mous », *Thèse de Magistère 2004 Université de Guelma –ALGERIE-*
- Magnan J.P « Remblais et fondations sur sols compressibles » - *Document L.P.C*
- Philippe Mestat et Michel Prat « Ouvrages en interaction » -*Edition Mermes sciences* 1999.
- Robert D.Holtz, Williams D.Kavacs, Traduit par Jean Lafleur « Introduction à la géotechnique » *Edition de l'école polytechnique de montréal*, 1991.
- Roger Frank- « Fondations Superficielles » *Technique de l'ingénieur Document L.P.C.* 1988