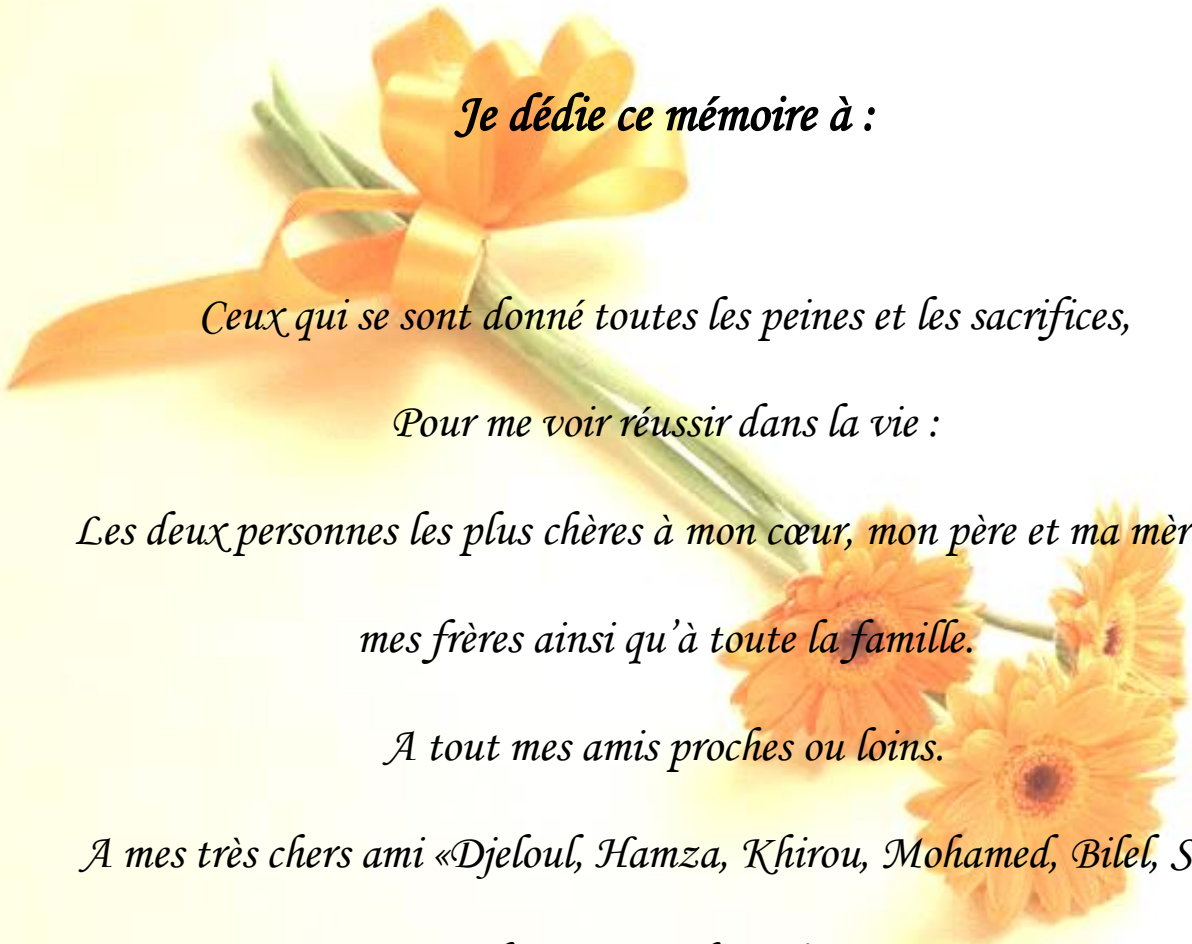


Dédicace



Je dédie ce mémoire à :

Ceux qui se sont donné toutes les peines et les sacrifices,

Pour me voir réussir dans la vie :

*Les deux personnes les plus chères à mon cœur, mon père et ma mère. A
mes frères ainsi qu'à toute la famille.*

A tout mes amis proches ou loins.

A mes très chers ami «Djeloul, Hamza, Khirou, Mohamed, Bilel, Sifo,

H.El agoun, Moh et Younes»

Et sans oublier mes enseignants qui m'ont soutenu durant toutes

Mes années d'études



Ahmed

Dédicace

J'AI LE GRAND HONNEUR DE DEDIER CE MODESTE TRAVAIL:

À MES TRES CHERS PARENTS ;

À MES FRERES ET MES SŒURS ;

À TOUTE MA FAMILLE ;

Et SURTOUT LA FAMILLE BELKAID

A SI ROUSEF ET SI ELBACHIR

SAAD EDDINE SADEK MOHCINE HAMZA MOHAMED SIFO

FATEH KARIM KHALED ET SI DJAMEL

À TOUS MES AMIS ET MES COLLEGUES;

À TOUS CEUX QUI ME CONNAISSENT DE PRES OU DE LOIN;

À TOUT LE GROUPE GEOTECHNIQUE.



Bilal



Remerciements

*C'est avec humilité et gratitude que nous reconnaissons ce que nous devons :
Nous commençons par remercier et rendre grâce à Dieu le tout puissant de nous
avoir donné le courage et la volonté de mener à bon terme ce travail.
Nos remerciements vont en particulier à **Mme. KECHOVANE**, notre
promotrice, qui nous a dirigé et beaucoup aidé afin de mener à bien ce travail.
Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre
formation.*

Merci



INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements des terres sont parmi les phénomènes naturels et géodynamiques d'origines très diverses et les plus graves à la surface de la terre, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils provoquent mondialement la mort de 800 à 1 000 personnes/an mais ce chiffre ne prend pas en compte les glissements dus aux séismes, probablement les plus meurtriers, Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief et se produisent ou se réactivent de façon inopinée.

Les mouvements de terrain constituent généralement des phénomènes ponctuels, de faible ampleur et d'effets limités. Mais par leur diversité et leur fréquence, ils sont néanmoins responsables de dommages et de préjudices importants et coûteux.

Beaucoup d'aménagements réalisés en Algérie et n'ayant pas pris en compte de façon rationnelle les spécificités du milieu physique ont souvent conduit à des dégâts irréversibles: glissements de terrain, inondations catastrophiques en zone urbaines, mais aussi ensablement des barrages.

Dans cette étude, nous intéresserons à l'étude du site des 185 logements situés sur le versant ouest de la ville de Mila, une ville d'Algérie située à 350 km à l'est d'Alger et se trouvant à 464 m d'altitude, est affecté par un glissement rotationnel profond déplaçant un volume considérable de matériaux détritiques (marnes, argile et blocs de calcaires). Il est façonné dans des formations géologiques particulièrement sensibles à ce type de mouvement à cause de l'hétérogénéité de leurs faciès, de l'imperméabilité de certaines strates et de l'effet de la tectonique cassante. Les pluies exceptionnelles des hivers de 2003 et de 2004 ont déclenché sur un site abritant 185 logements, une série de glissements des plus spectaculaires causant des désordres très importants à ces derniers avant leur réception. L'importance de la pente du versant, la nature argileuse des formations géologiques, l'action de l'eau d'infiltration des pluies ou des ménages avoisinants et les surcharges liées aux ouvrages, sont les causes probables du déclenchement du glissement.

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation.

La méthodologie adoptée pour notre étude s'appuie sur :

- L'analyse des désordres qui ont affectés les blocs.
- L'analyse critique des caractéristiques géotechniques de la zone affectée par le glissement en vue d'identifier les causes probables de son déclenchement.
- L'analyse des solutions de confortement proposées et déjà réalisées.

De ce fait notre travail consiste à l'analyse et l'étude de glissement pour la détermination des surfaces de rupture éventuelles. Cette étude a été commencée par un calcul manuel des surfaces de ruptures et leurs coefficients de sécurité avec la vérification des résultats par un logiciel de calcul basé sur l'analyse limite «TALREN»

Les différentes parties de ce mémoire sont organisées comme suit :

- Le premier chapitre traite les mouvements de terrain (types et risques) en général et le glissement de terrain en particulier en plus quelque exemple de glissement de terrain.
- Le deuxième chapitre présente quelques méthodes d'analyse de la stabilité des talus.
- Le troisième chapitre consiste à présenter les méthodes de confortement et les méthodes de surveillance.
- Le quatrième chapitre présentation du problème et identification du site de 185 logements de Mila.
- Le cinquième chapitre présente Calcul de la stabilité et analyse de glissement.
- Le sixième chapitre stabilisation du glissement et solution de confortement.

Partie I

Etude Bibliographique

Chapitre I

Généralités

Sur les Mouvements de terrain

I.1 Introduction

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (agent d'érosion, pesanteur, séisme, etc.) ou anthropiques (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, etc.).

I.2 Les différents types de mouvement de terrain

Ce phénomène comprend diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

I.2.1 Les mouvements rapides

Se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

I.2.1.1 Les effondrements

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, la rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.

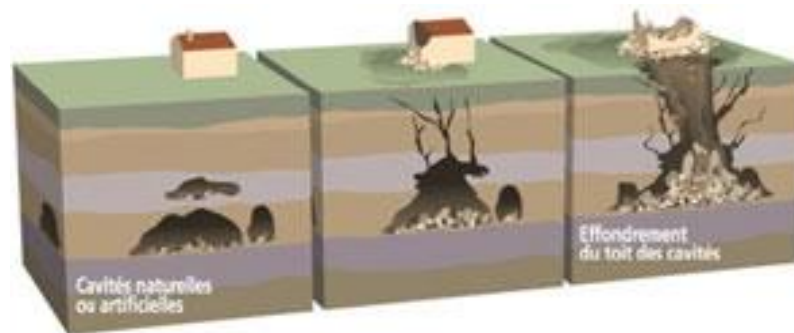


Figure I-1: Schéma explicatif des effondrements des cavités souterraines

I.2.1.2 L'éboulement, chutes de blocs et de pierres

Un volume de roche important se fragmentant plus ou moins intensément se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000m³ par événement. Les cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume < 1 dm³), des chutes de blocs (volume > 1 dm³), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m³).

**Figure I-2:** Eboulement

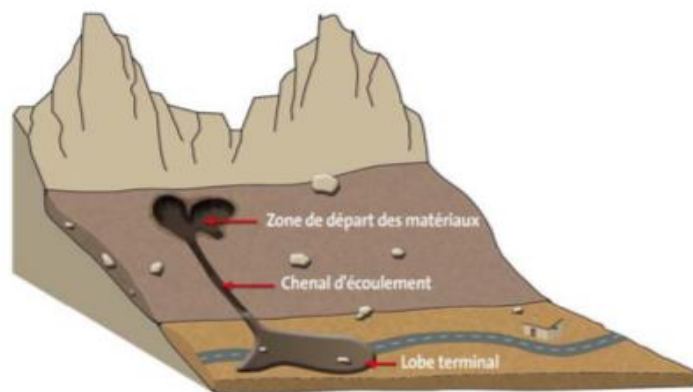
Le tableau ci-dessous résume les principales caractéristiques qui nous permettent de différencier entre ces phénomènes.

Tableau I-1: Classification selon la taille des composants, les volumes et les vitesses

Chute de pierres	$\varnothing < 50\text{cm}$
Chute de blocs	$\varnothing > 50\text{cm}$
Eboulement	
Volume	100 – 100000m ³
Vitesse	10 – 40m/s
Ecoulement	
Volume	> 1 mio.m ³
Vitesse	> 40m/s

I.2.1.3 Les coulées de boues et laves torrentielles

Les coulées boueuses sont en général des événements rapides et de forte intensité, avec une « fluidisation » des matériaux glissés au niveau de la coulée. Ces matériaux présentent une faible cohésion initiale, et évoluent rapidement en une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau sans cohésion.

**Figure I-3:** Schéma illustre une coulée de boue

I.2.2 Les mouvements lents et continus

Entraînent une déformation progressive des terrains Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.

I.2.2.1 L'affaissement

L'affaissement c'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes.

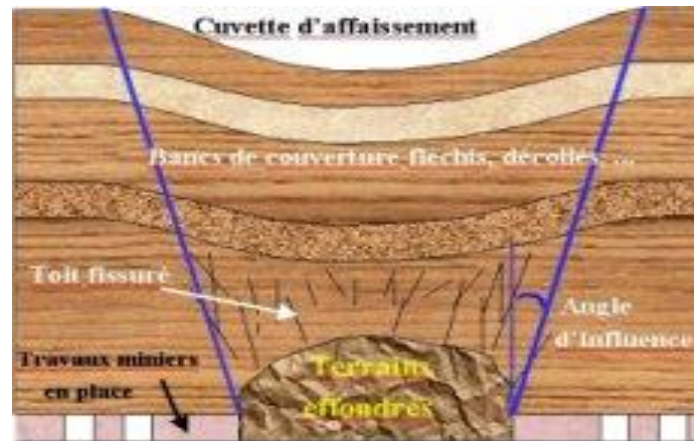


Figure I-4: Affaissement

I.2.2.2 Le tassement différentiel

Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Seulement sur une partie de structure. Ils peuvent s'affaisser et provoquer des fissures dans les murs et les fondations.



Figure I-5: Exemple de tassement différentiel en Italie

I.2.2.3 Solifluxion

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluier dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

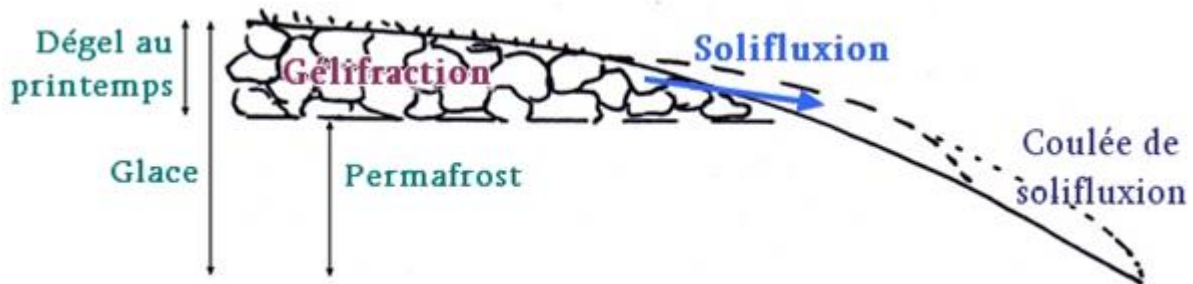


Figure I-6: Phénomène de la Solifluxion

I.2.2.4 Le fluage

Le fluage est un mouvement, à des vitesses faibles. Il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

On distingue deux grandes catégories de déformation de fluage :

- ✓ la déformation volumique.
- ✓ la déformation de cisaillement.

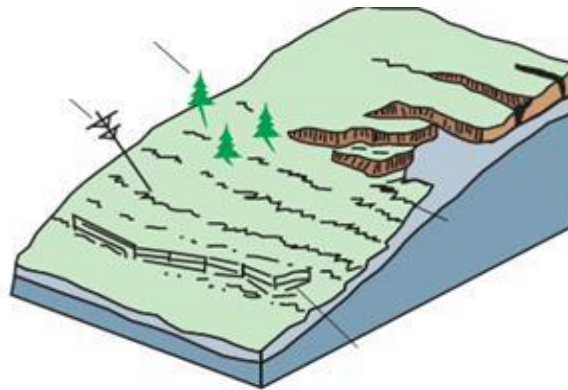


Figure I-7: Mouvements de fluage, (Reid et al. 1999)

I.2.2.5 Le retrait-gonflement

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). À l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

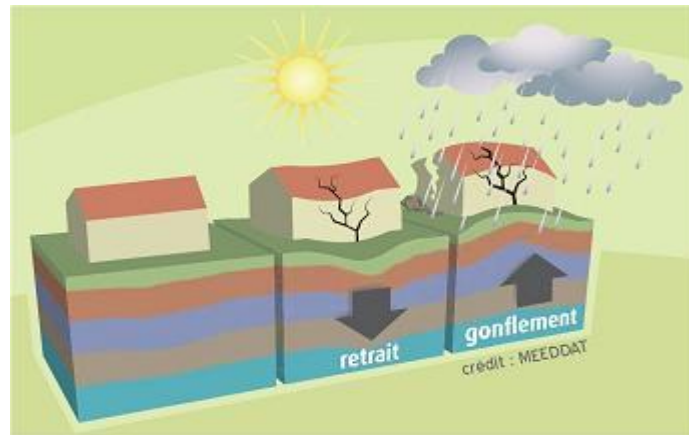


Figure I-8: Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement

I.2.2.6 Le fauchage

C'est une déformation superficielle, sous l'influence de la gravité, des couches de roches qui affleurent sur une pente.

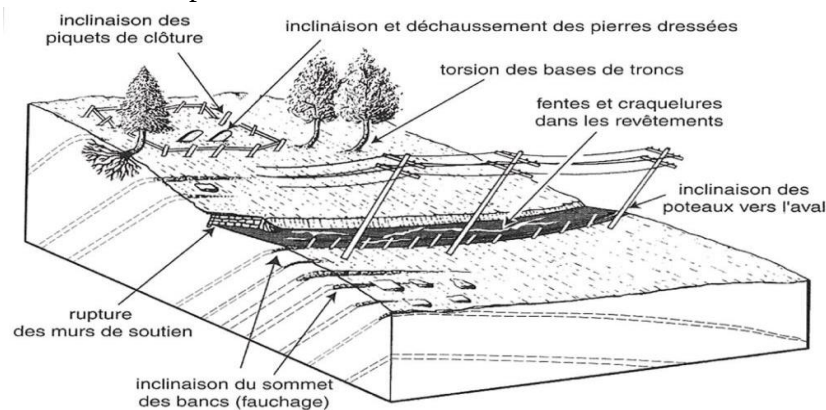


Figure I-9: Le fauchage

I.2.2.7 Les glissements

Le glissement est un phénomène de descente d'une masse de terre sur une pente ou le massif de roche qui se produit surtout à la surface de rupture ou sur des zones relativement minces de déformation en cisaillement intense, (**Pariseau et Voight, 1979**).

les glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts, notamment suite à des fortes pluies.

Ils se produisent sur des pentes modérées à raides de 10° à 40° degrés et se différencient selon la nature du sol et l'influence de l'eau, les mouvements de degrés et de vitesse et par leur forme.

I.2.2.7.1 Les différents types de glissement

❖ Glissement plan

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification. La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».

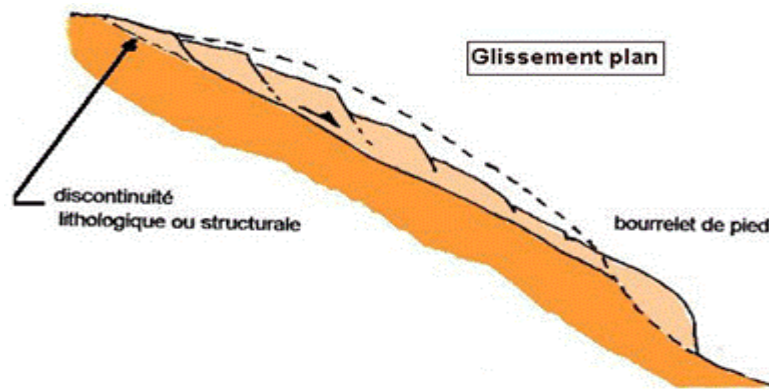


Figure I-10: Glissement plan

❖ **Glissement rotationnel simple :**

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue: au sommet des fissures de traction et un escarpement, correspondant au départ de la surface de glissement, et à la base un bourrelet forme par des matières glissées. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire.

Ce mouvement la peut-être :

- Superficiel.
- Profonde.

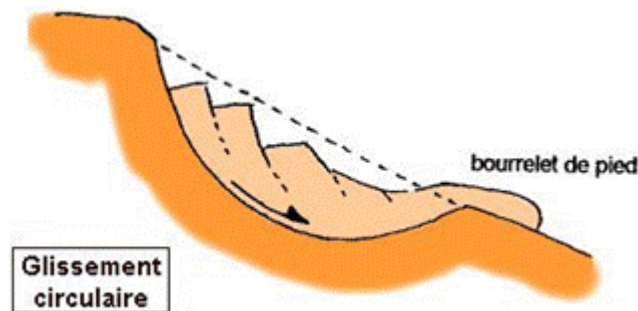


Figure I-11: Glissement rotationnel simple

❖ **Glissement rotationnel complexe :**

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboités les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont.

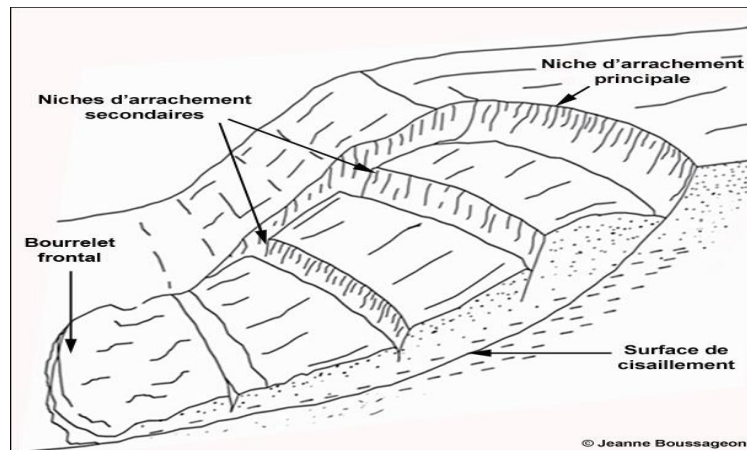


Figure I-12: Glissement rotationnel complexe

❖ Le glissement quelconque (aléatoire)

Dans ce cas, le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière.

Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents, (BRGM, 2004). Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance.

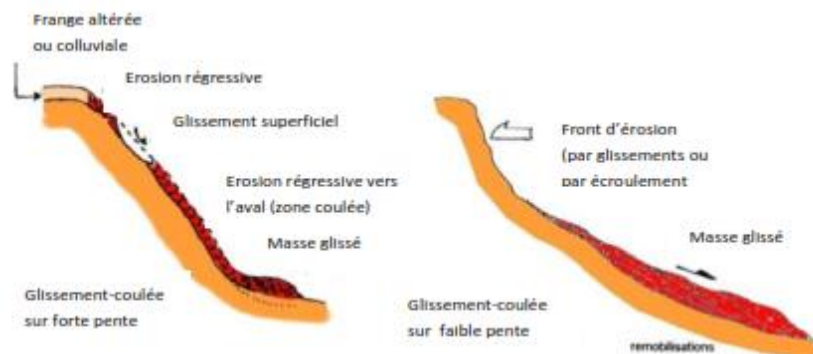


Figure I-13: Glissement quelconque

I.2.2.7.2 Vitesses moyenne de mouvement de glissements:

Tableau I-2: Vitesse moyenne des glissements

Glissement	Vitesse de glissement
substabilisé, très lent	0 – 2 cm /an
peu actif, lent	2 – 10 cm /an
actif (ou lent avec phases rapides)	> 10 cm /an

I.3 Type de Rupture

Nous pouvons classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains en deux groupes les par rapport aux pentes naturelles et par rapport aux pentes artificiels.

I.3.1 Pentes naturelles

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités de terrain en trois grandes familles :

- ❖ Les glissements qui se caractérisent par l'apparition de surfaces de cisaillement relativement bien définies à l'intérieur du milieu. La forme des surfaces de rupture observées permet de classer ces glissements en trois catégories : plane, circulaire et quelconque.
- ❖ Les écoulements et les coulées boueuses qui se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide.
- ❖ Les éboulements (par perte de la cohésion, fluage).

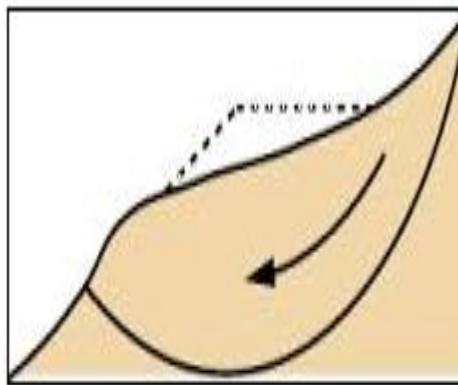


Figure I-14: Pentes naturelles

I.3.2 Les talus artificiels

I.3.2.1 Talus en déblai et talus en remblai sur sols non compressibles

D'une façon générale, les ruptures ont l'allure de glissements circulaires parmi lesquels sont distingués :

- ❖ Les cercles de pieds
- ❖ Les cercles de talus
- ❖ Les cercles profonds

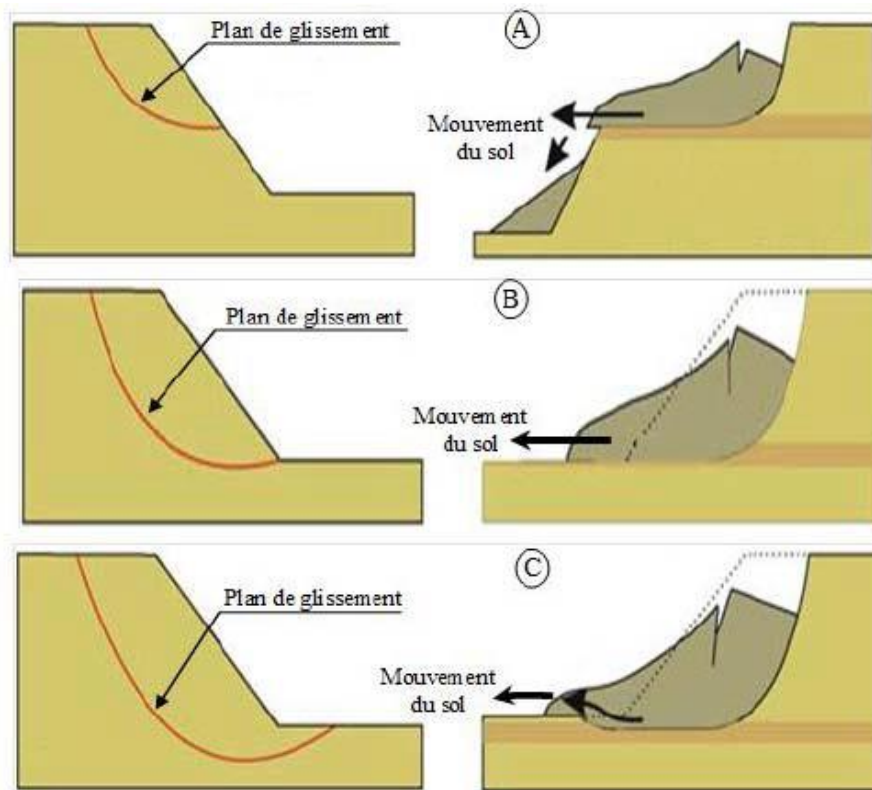


Figure I-15: A - à flanc de talus, B - au pied du talus, C: en profondeur

I.3.2.2 Talus en remblai sur sols compressibles

Lorsqu'un remblai en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe, les ruptures susceptibles de se produire sont profondes et interviennent rapidement. Si le sol mou est homogène, les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle.

Si la sécurité vis-à-vis de la rupture est faible, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai et un renflement latéral de la couche molle.

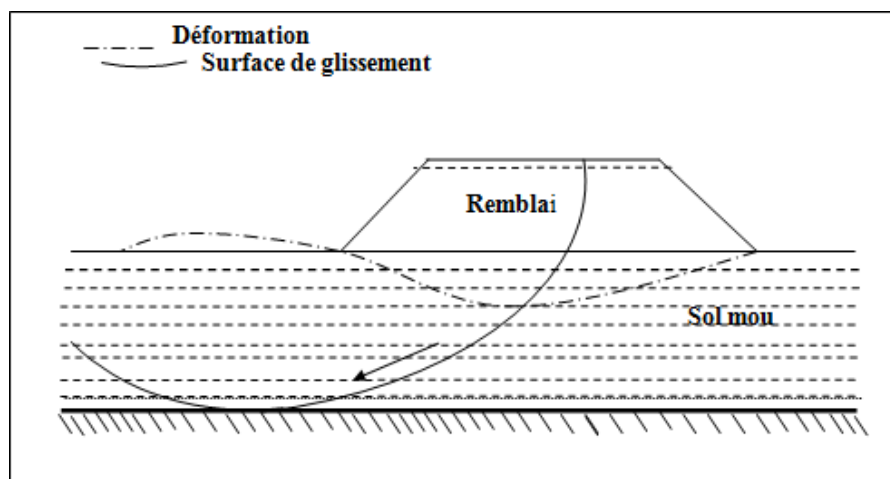


Figure I-16: Talus en remblai sur sol compressible

I.3.2.3 Digue et barrage en terre

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.



Figure I-17: Digues et barrages en terre

I.4 Principales causes des glissements de terrains

I.4.1 Les causes naturelles :

- La géométrie de terrain :
La pente de la surface du terrain consiste le premier facteur de stabilité ou d'instabilité est dépend de la nature des sols et l'inclinaison.
- L'érosion à la base des pentes sous l'effet des cours d'eau.
- La fonte des neiges ou de fortes pluies :
Les nappes sont alimentées par les pluies et la fonte de la neige qui est responsable de rajouter d'autre phénomène, comme des infiltrations à partir des fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.
- La pression accrue de l'eau interstitielle dans le sol.
- L'effet du gel-dégel sur les parois rocheuses.
- Les séismes :
Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissement de terrain par deux phénomènes :
 - ✓ la liquéfaction des limons et sables fins saturé
 - ✓ la force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même

I.4.2 Les causes anthropiques :

- Les surcharges au sommet du talus :
Les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants.



Figure I-18: Surcharge au sommet de talus

- Les déblais ou les excavations à la base du talus :
Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur
Ces phénomènes dans les pentes naturelles en équilibre limitent



Figure I-19: Déblais ou excavation à la base du talus

- La concentration d'eau vers la pente :



Concentration d'eau (ravinement)



Concentration d'eau (érosion verticale).

Figure I-20: Concentration d'eau vers la pente

- La déforestation :



Glissement dû à la déforestation
(Indonésie)



Glissement dû à la déforestation
(à Amazone)

Figure I-21: Glissements dû à la déforestation

➤ Les explosions (le dynamitage)



Figure I-22: Un glissement de terrain causé par une explosion (Italie)

I.5 Exemples de glissement de terrain

I.5.1 En Algérie

I.5.1.1 Cas de BEJAIA

Le glissement de terrain le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° à cause de forte pluviométrie affectant la région de Bejaïa.



Figure I-23: Glissement de Bejaïa

I.5.1.2 Cas de Wilaya de Relizane

Exactement à la commune Mazouna un glissement de terrain provoqués par des infiltrations des eaux sur le corps de la chaussée à cause mauvaises conditions de drainage.



Figure I-24: Glissement de Relizane

I.5.2 En Europe

I.5.2.1 Cas en Italie

Dans le sud du Tyrol, près de Termeno Un glissement de terrain a provoqué la chute d'un énorme rocher qui a détruit complètement une maison causé par d'importantes pluies. Heureusement, aucun blessé.



Figure I-25: Glissement en Italie

I.5.3 En Asie

I.5.3.1 Cas de l'Indonésie

Plus de 150 personnes sont mortes dans le glissement de terrain provoqué par de fortes pluies et quelques maisons ont été recouvertes par une coulée de boue.



Figure I-26: Glissement de l'Indonésie

I.5.3.2 Cas de Chine

Un glissement de terrain d'un site de construction dans le sud-est de la Chine (Pékin) déclenchée par des pluies diluviennes, une coulée de 100 000 m³ de boue et de pierres sept personnes disparus.



Figure I-27: Glissement de Chine

I.5.4 En Amérique

I.5.4.1 Cas de Salvador

A la suite d'un séisme de magnitude 7.6 à l'échelle de Richter en 2001, deux glissements de terrain se sont produits.

- Glissement de La Leona près de San Vicente.
- Glissement de Las Collinas.



Figure I-28 : Glissement de Leona



Figure I-29: Glissement de Las Collinas

I.5.4.2 Cas de Villatina Medellin en Colombie

Le glissement a eu lieu en 1987 au quartier de Villatina Medellin qui est localisé sur le flanc oriental de l'aval du Rio Medellin. Il est l'une des grandes catastrophes naturelles qui ont eu lieu en Colombie dans une zone urbaine. Le glissement est parti de la zone de dunites (roches argileuses fracturées) qui a une pente supérieure à 20%. Le nombre des victimes a été entre 450 et 500, avec plus de 120 maisons détruites.



Figure I-30: Glissement de Villatina Medellin

Chapitre II

Méthode de calcul de stabilité

II.1 Introduction

Une fois la résistance au cisaillement, la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente et d'autres propriétés du sol et la pente sont établis, les calculs de la stabilité des talus doivent être effectués pour s'assurer que les forces sont suffisamment résistantes supérieures à la force tend à provoquer une pente à l'échec.

II.2 Le principe d'équilibre limite

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

II.3 Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité, F , est défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme :
$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{II-1})$$

où : $\tau_{\max}$: résistance au cisaillement du sol

τ : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

avec : $F > 1$: Le talus est stable il n'y a pas rupture

$F < 1$: Le talus est instable il y a rupture

$F = 1$, il y a équilibre limite, mais il y a la possibilité de rupture

Tableau 0-1: Différentes définitions du coefficient de sécurité

	Définition	Formule	Commentaire
1	Rapport de contrainte	$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$	Méthode à la rupture
2	Rapport des forces	$F = F_{\text{résistant}} / F_{\text{moteur}}$	Direction de déplacement
3	Rapport des moments	$F = M_{\text{résistant}} / M_{\text{moteur}}$	Rotation
4	Paramètres réduits	$P = P / F$	Cf. eurocodes
5	Marge de sécurité	Par ex. : $H / H_{\max}$	Sur une grandeur

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (II-1) peut être exprimée comme :

$$\tau = \frac{T}{Fs} \quad (II-2)$$

La résistance au cisaillement peut être exprimé par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (II-1) est écrite comme :

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \phi}{Fs} \quad (II-3)$$

où :

$$\tau = \frac{c}{Fs} + \frac{\sigma \tan \phi}{Fs} \quad (II-4)$$

Où c et ϕ sont la cohésion et l'angle de frottement pour le sol, respectivement, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. Les mêmes valeurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à l'angle de frottement dans cette équation.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (II-4) est écrit en termes d'efficacité, comme suit : $\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \phi'}{Fs}$ (II-5)

Où c' et ϕ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle.

II.4 Glissement plan

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans.

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B' dans la figure (II-1).

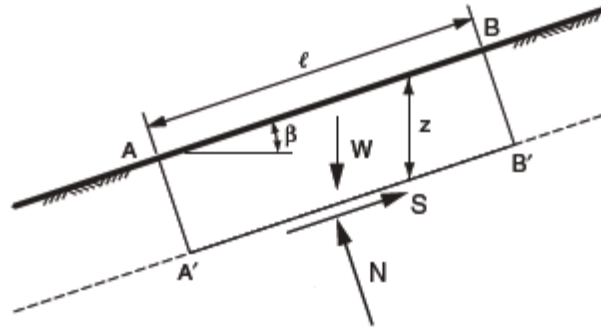


Figure II-1: Pente infinie de surface de rupture plane

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure (II-1). Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans l'équilibre des équations. Résumant les forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement, T , et la force normale, N , sur le plan :

$$T = W \sin \beta \text{ et } N = W \cos \beta \quad (\text{II-6})$$

Où β : est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale.

W : est le poids du bloc.

Pour un bloc de l'unité d'épaisseur dans la direction perpendiculaire au plan de la section transversale dans la Figure (II-1), le poids est exprimé en :

$$W = \gamma . l . z . \cos \beta \quad (\text{II-7})$$

où γ : est l'unité de mesure du poids total du sol

l : la distance entre les deux extrémités du bloc, mesurée parallèlement à la pente

Z : la profondeur verticale au plan de cisaillement

En substituant (II -7) dans (II -6) donne :

$$T = \gamma . l . z . \cos \beta . \sin \beta \quad (\text{II -8})$$

et :

$$N = \gamma . l . z . \cos^2 \beta \quad (\text{II -9})$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constantes pour une pente de longueur infinie et sont obtenues en divisant les équations (II -8) et (II -9) par la surface du plan ($l . 1$), pour obtenir:

$$\tau = \gamma . z . \cos \beta . \sin \beta \quad (\text{II -10})$$

$$\text{et : } \sigma = \gamma . z . \cos^2 \beta \quad (\text{II-11})$$

En substituant ces expressions dans l'équation (II-3) pour obtenir la formule du coefficient de sécurité, on trouve :

$$F_s = \frac{c + \gamma.z.\cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{\gamma.z.\cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (\text{II-12})$$

En termes de contraintes effectives :

$$F_s = \frac{c' + (\gamma.z.\cos^2 \beta - u) \tan \phi'}{\gamma.z.\cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (\text{II-13})$$

Pour un sol purement pulvérulent ($c, c'=0$), le coefficient de sécurité se réduit à :

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (\text{II-14})$$

L'équilibre limite est atteint pour $F_{\min} = 1$; soit: $\alpha = \phi$. Ceci exprime bien que l'angle de talus naturel d'un sol pulvérulent est égal à l'angle de frottement interne.

II.5 Méthodes de calcul à la rupture

II.5.1 Méthodes globales

II.5.1.1 Méthode des perturbations

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin [Raulin et al, 74] et développée par Faure [Faure,84]. Elle peut s'énoncer de la façon suivante (Figure II-2).

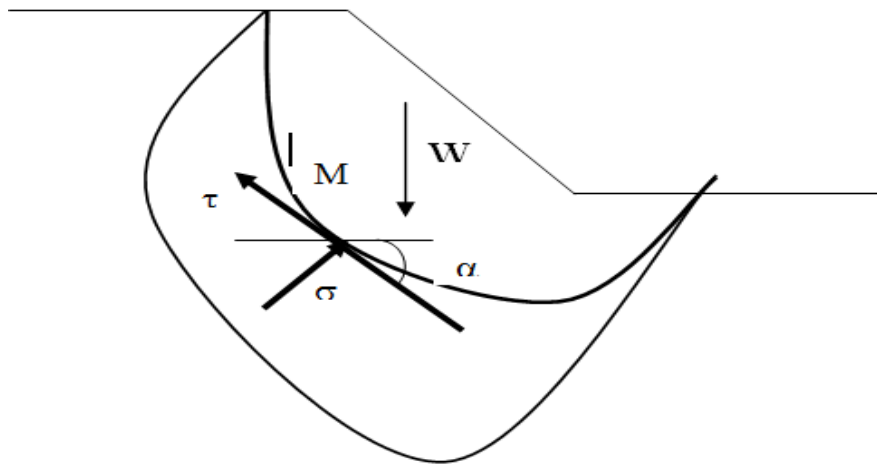


Figure II-2: Mise en œuvre de la méthode des perturbations

Soit un massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque. Il est en équilibre sous son poids propre et la réaction du sol sous-jacent. La distribution des contraintes normales ainsi que les valeurs de la pression interstitielle en tout point le long de la courbe de rupture, est définie à l'aide d'une contrainte approchée connue, modifiée ou perturbée par deux paramètres. La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de

cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

En partant des propriétés tensorielles du champ des contraintes, Raulin [Raulin et al, 74] a donné la forme analytique la plus générale de la fonction $\sigma(X)$. Cette étude a montré que $\sigma(X)$ s'exprime en fonction de α et φ' et dépend linéairement de deux fonctions inconnues σ_x , σ_{yx} tel que:

$$\sigma(x) = \gamma h \cos^2 \alpha \left[\frac{\sigma_x}{\gamma h} \tan^2 \alpha - \frac{\sigma_{xy} + \sigma_{yx}}{\gamma h} \tan \alpha + \frac{\sigma_y}{\gamma h} \right] \quad (\text{II-15})$$

Le rapport de perturbation est:

$$P = \sigma / \sigma_F \quad (\text{II-16})$$

avec $\sigma_F = \gamma h \cos^2 \alpha \quad (\text{II-17})$

σ_F étant la projection du poids sur la normale à la surface de rupture inclinée d'un angle α sur l'horizontale.

Après plusieurs essais effectués Raulin [Raulin et al, 74] ont montré que l'on peut adopter pour $\sigma(x)$ une expression de la forme:

$$\sigma(x) = \sigma_F (\lambda + \mu \tan \alpha). \quad (\text{II-18})$$

Ainsi le système est résolu globalement à l'aide des trois équations appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème qui sont, le coefficient de sécurité et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée.

Des calculs comparatifs à partir des diverses méthodes ont confirmé que la méthode des perturbations représente une amélioration incontestable dans l'estimation de F, notamment en rupture non circulaire [Raulin et al, 74]. Les fonctions H et V (composantes horizontale et verticale de la force interne) que l'on peut déterminer s'avèrent très régulières, ce qui confère à cette méthode un caractère fiable.

II.6 Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité

Il existe plusieurs dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol.

Nous étudierons ci-après plusieurs méthodes de calcul traditionnelles mais la confiance que l'on peut leur accorder sera essentiellement fonction de l'expérience que l'on peut en avoir

Ces méthodes peuvent être classées selon plusieurs critères, selon la nature des forces considérant dans la vérification de l'équilibre qu'ils soient des forces, des moments ou des forces et des moments en même temps.

II.6.1 Méthodes de l'équilibre des moments

Les méthodes qui supposent une surface de rupture circulaire envisagent l'équilibre des moments sur le centre du cercle pour l'ensemble de la masse libre composé de toutes les tranches.

II.6.1.1 La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle.

Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture illustrée dans la figure (II-3), le moment moteur peut être exprimé comme :

$$M = \sum W_i . a_i \quad (II-19)$$

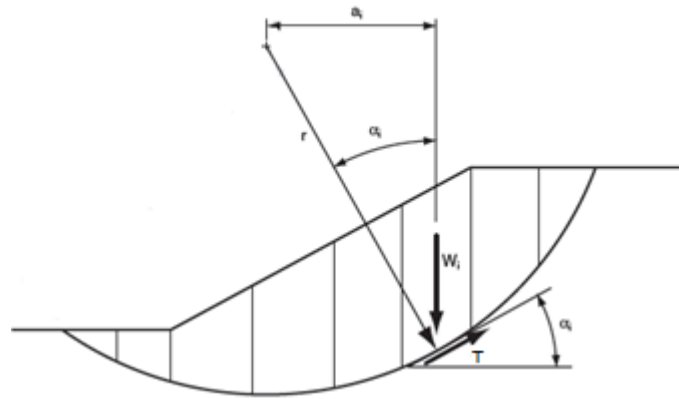


Figure II-3: La masse du talus découper en tranches

W_i : est le poids de la $i^{ème}$ tranche

a_i : est la distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche

Les distances vers la crête de la pente, à la droite du centre montre la figure (II-3), sont positives; les distances vers le pied de la pente, à la gauche du centre, sont négatives. Bien que théoriquement, le bras de levier soit mesuré à partir du centre du cercle au centre de gravité de la tranche, un nombre suffisant de tranches permet de considérer les différences entre le centre et le centre de gravité de la tranche sont Négligeables.

Le bras de levier a_i dans l'équation (II-19) peut être exprimé en termes de rayon du cercle et de l'inclinaison de bas de la tranche respectifs. Bien que la base de la tranche soit courbée, la base peut être considérée comme une ligne droite, comme l'a suggéré dans la figure (II-3), avec une perte négligeable de la précision. L'inclinaison de la base du morceau est représentée par l'angle α_i mesuré entre la base de la tranche et de l'horizontale. L'angle entre une ligne prolongée à partir du centre du cercle au centre de la base de la tranche et une ligne verticale est aussi égal à l'angle α_i figure(II-3). Ainsi, le bras de levier est exprimée par :

$$a_i = r \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{II-20})$$

Et le moment moteur exprimé dans la relation (II-19) devient :

$$M = r \sum W_i \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{II-21})$$

Le rayon dans l'équation (II-18), a été transféré en dehors de la somme, car le rayon est constant pour un cercle.

Le moment résistant est fourni par la contrainte de cisaillement τ sur la base de chaque tranche; la contrainte normale σ sur la base de chaque tranche agit à travers le centre du cercle, et donc ne produire aucun moment. Le moment résistant de toutes les tranches est :

$$M_r = \sum r \cdot T_i = r \sum T_i \quad (\text{II-22})$$

Où T_i est la force de cisaillement à la base de la $i^{\text{ème}}$ tranche et la sommation est effectuée pour toutes les tranches. La force de cisaillement est le produit de la contrainte de cisaillement τ_i et la surface de la base de la tranche de l'unité d'épaisseur Δl . Ainsi :

$$M_r = r \sum \tau_i \cdot \Delta l_i \quad (\text{II-23})$$

La contrainte de cisaillement peut être exprimé en termes de la force de cisaillement et le facteur de sécurité par l'équation (II-2) à donner

$$M_r = r \sum \frac{T_i \cdot \Delta l_i}{F} \quad (\text{II-24})$$

Assimiler le moment résistant [Eq. (II-24)] et le moment moteur [Eq. (II-22)] et les réorganiser, l'équation suivante peut être écrite pour le coefficient de sécurité:

$$F_s = \frac{\sum T_i \cdot \Delta l_i}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{II-25})$$

Pour une contrainte totale, la résistance au cisaillement est exprimée par :

$$T_i = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{II-26})$$

On remplaçant ceci dans l'équation (II-25), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (c + \sigma \tan \phi) \Delta l}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II-27})$$

L'équation (II-2) représente l'équation d'équilibre statique pour les moments du centre d'un cercle. Si ϕ est égale à zéro, l'équation (II-2) devient

$$F_s = \frac{\sum c \cdot \Delta l}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II-28})$$

Si l'angle de frottement n'est pas égal à zéro, l'équation présentée ci-dessus pour le coefficient de sécurité [Eq. (II-2)] , exige que la contrainte normale sur la base de chaque tranche soit connue. Le problème de la détermination de la contrainte normale est indéterminé. La méthode Ordinaire des tranches faire deux séries d'hypothèses distinctes pour obtenir la contrainte normale sur la base des tranches et, par la suite, le facteur de sécurité.

II.6.1.2 Méthode de Fellenius

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches.

C'est la première méthode de tranches développée et présentée dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toute eau pour une surface de rupture circulaire:

$$F_s = \frac{\sum (c \Delta l + W \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II-29})$$

Se référant à la tranche illustrée à la figure (II-4) la force normale de la méthode Ordinaire de Tranches peut s'exprimer comme :

$$N = W \cdot \cos \alpha \quad (\text{II-30})$$

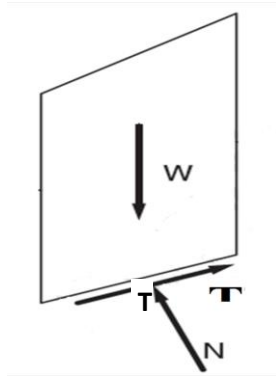


Figure II-4: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius

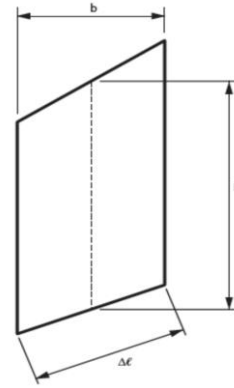


Figure II-5: Les dimensions d'une tranche

Et la contrainte normale peut être exprimée par :

$$\sigma = \frac{W \cdot \cos \alpha}{\Delta l} \quad (\text{II-31})$$

Remplaçant σ par sa valeur dans l'équation (II-27), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot \Delta l + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II-32})$$

Pour une contrainte totale effective:

$$F_s = \frac{\sum [c' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II-33})$$

La contrainte normale effective peut être exprimée par la relation :

$$\sigma' = \frac{W \cos \alpha}{\Delta l} - u \cos^2 \alpha \quad (\text{II-34})$$

Alors la relation (II-33) devient :

$$F_s = \frac{\sum [c' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II-35})$$

et on a :

$$b = \Delta l \cos \alpha \Rightarrow \Delta l = \frac{b}{\cos \alpha} \quad (\text{II-36})$$

Finalement l'équation du coefficient de sécurité pour la méthode de Fellenius est donnée par :

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{\cos \alpha} [c' b + (W \cos^2 \alpha - u b) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II-37})$$

II.6.1.3 Méthode de Bishop (1955)

Dans la méthode de Bishop l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.
- L'équilibre global des moments.

Soit la tranche représentée dans la figure (II-6) ci-après.

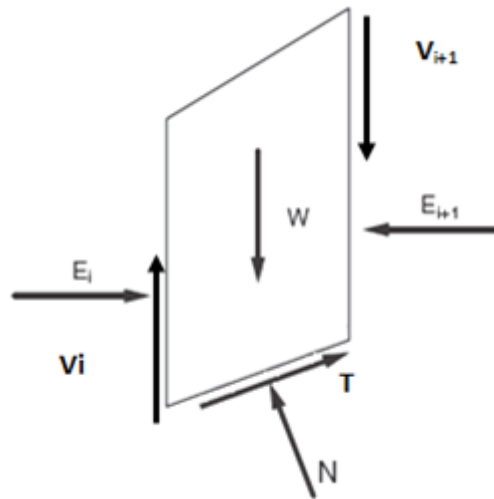


Figure II-6: Représentation des forces inter-tranches sur une tranche

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- l'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \quad (\text{II-38})$$

D'où (IV-4) et (IV-32)

$$W + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + \frac{C_i}{F_s} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \cdot \frac{\text{tg} \varphi_i}{F_s} \sin \alpha_i \quad (\text{II-39})$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} \text{tg} \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F_s}} \quad (\text{II-40})$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité :

$$\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\text{tg} \alpha_i \text{tg} \varphi_i}{F_s} \right) = m_\alpha$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} \text{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \quad (\text{II-41})$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \text{tg} \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{II-42})$$

On porte dans l'expression de F_s la valeur de N_i précédemment calculée :

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left(\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + \text{tg} \varphi_i \left[\frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \text{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right) \right] \quad (\text{II-43})$$

Le deuxième membre contient F_s explicitement et par l'intermédiaire de m_α mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

L'équilibre horizontal de la tranche s'écrit :

$$(E_i - E_{i+1}) + N_i \left(\frac{\text{tg} \varphi_i}{F_s} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i b_i}{F_s} = 0$$

D'où la valeur de

$$N_i = \frac{-C_i \frac{b_i}{F_s} + (E_i - E_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i} \quad (\text{II-44})$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issue des équilibres horizontaux et verticaux et donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter-tranches :

$$(E_i - E_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = W_i - \frac{C_i b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F} \quad (\text{II-45})$$

Puisque les efforts inter-tranches sont des intérieurs au talus leurs sommes sont nulles :

$$\sum (E_i - E_{i+1}) = 0 \quad \text{et} \quad \sum (V_i - V_{i+1}) = 0$$

En sommant la relation précédente sur les efforts inter-tranches verticaux :

$$\sum_{i=1}^n (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^n \left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F} \quad (\text{II-46})$$

II.6.1.4 Méthode de Bishop simplifiée:

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la figure (II-7) et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical:

$$N \cdot \cos \alpha + T \sin \alpha - W = 0 \quad (\text{II-47})$$

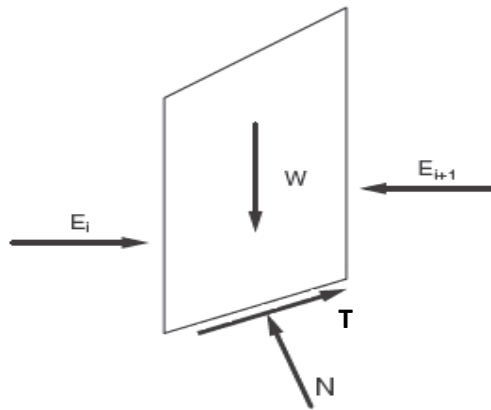


Figure II-7: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop

Forces sont considérés comme positifs lorsqu'ils agissent vers le haut. La force de cisaillement dans l'équation (II-47) est liée au contrainte de cisaillement par :

$$T = \tau \Delta l \quad (\text{II-48})$$

Pour les forces de cisaillements exprimés en termes de contraintes effectives avec l'équation de force de Mohr-Coulomb, nous pouvons écrire :

$$T = \frac{1}{F} [c' \Delta l + (N - u \Delta l) \tan \phi'] \quad (\text{II-49})$$

Combinant les équations (II-47) et (II-49) et pour résoudre la force normale N, nous obtenons :

$$N = \frac{W - \left(\frac{1}{F} \right) (c' \Delta l - u \Delta l \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + \left[\frac{(\sin \alpha \cdot \tan \phi')}{F} \right]} \quad (\text{II-50})$$

La contrainte effective normale à la base de la tranche peut être exprimée par la relation :

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - u \quad (\text{II-51})$$

Combinant les équations (II-47) et (II-49) et on les introduire dans l'équation d'équilibre (IV-23), on peut écrire -après réarrangement des termes :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \left(\frac{(\sin \alpha \cdot \tan \phi')}{F} \right)} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II-52})$$

De l'équation (II-35) ; l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme suite :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' b + (W - ub) \tan \phi'}{m_\alpha} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II-53})$$

avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F} \right)$$

II.6.2 Méthodes de l'équilibre des moments et des forces

Jusqu'à présent, toutes les méthodes qui ont été présentées sont basées sur des formes relativement simples à la surface de rupture: un plan ou un cercle.

Mais dans la plupart des temps la surface de rupture est plus complexe, souvent à la suite des zones ou des couches de sol relativement faible. Dans de tels cas, il est nécessaire de calculer la stabilité en utilisant des formes plus complexes de la surface de glissement.

Plusieurs procédures ont été mises au point pour les analyses des surfaces de rupture plus complexes.

II.6.2.1 Méthode de Janbu simplifiée

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire) et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (T) (voir figure II-8). La base de la force normale (N) est déterminé de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par:

$$F = \frac{\sum (c'l + (N - ul)\tan\phi')\sec\alpha}{\sum W \tan\alpha + \sum \Delta E} \quad (\text{II-54})$$

où :

$$\sec\alpha = \frac{1}{\cos\alpha}$$

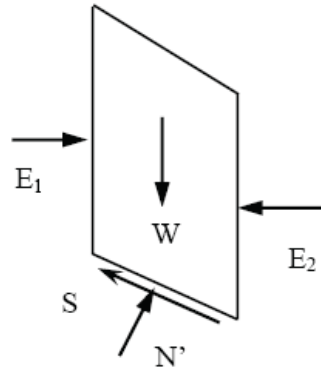


Figure II-8: Représentation des forces sur une tranche

$$\sum \Delta E = E_1 - E_2 \quad (\text{Zéro s'il n'y a pas de force horizontale}).$$

Janbu introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité F_0 , pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigé donne un coefficient de sécurité supérieur, comme:

$$F_f = f_0 F_0 \quad (\text{II-55})$$

où :

$$F_0 = \frac{\sum \left[\frac{b(c' + (p - u)\tan\phi')}{n_\alpha} \right]}{\sum p b \tan\alpha} \quad \text{Et} \quad n_\alpha = \cos^2\alpha \left(1 + \tan\alpha \frac{\tan\phi'}{F} \right)$$

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur à la longueur de la masse de la terre glissante et du type de sol.

$P = W/b$ = contrainte totale verticale.

b = largeur d'une tranche.

II.6.2.2 Méthode de Janbu généralisée

La méthode généralisée de Janbu (Janbu 1973) considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe à la fois avec les forces inter-tranches :

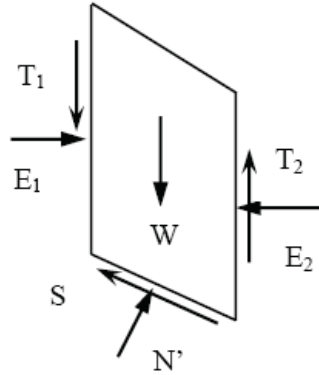


Figure II-9: La représentation des forces sur une tranche

$$F = \frac{\sum (c'l + (N - ul)\tan\phi')\sec\alpha}{\sum (W - \{T_2 - T_1\})\tan\alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (\text{II-56})$$

De même, la force totale normale à la base (N) devient une fonction de la force inter tranche de cisaillement (T) comme:

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left\{ W - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F} (c'l - ul\tan\phi')\sin\alpha \right\} \quad (\text{II-57})$$

II.6.2.3 Méthode de Spencer

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires.

Spencer (1967) a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter-tranches de cisaillement et normal.

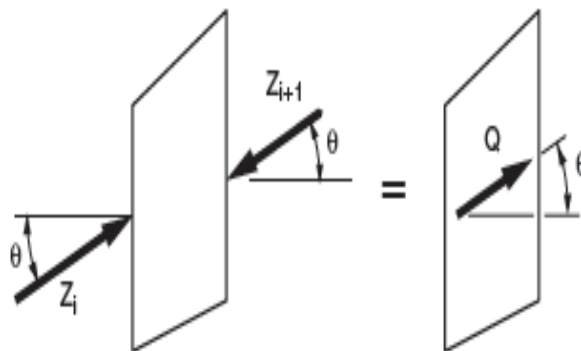


Figure II-10: Résultante des forces parallèles

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0$$

et :

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1}$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , et Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement la différence scalaire entre les forces inter-tranches de gauche et de droite de la tranche (Voir la figure II-11).

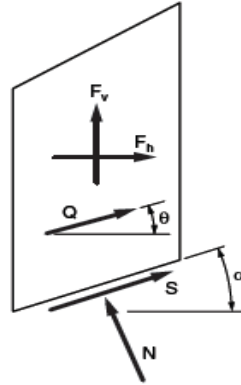


Figure II-11: Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation :

$$\sum Q(x_b \sin \theta - y_Q \cos \theta) = 0$$

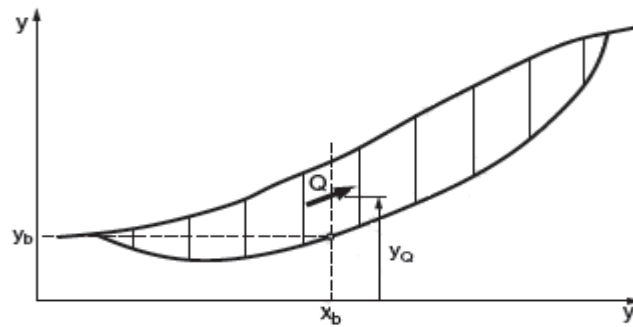


Figure II-12: Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer

Après une série de calcul Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suite :

$$Q = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{F}\right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \Delta l) \left(\frac{\tan \phi'}{F}\right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha - \theta) \tan \phi'}{F}\right]} \quad (\text{II-58})$$

Chapitre III

Méthodes de confortement et
de surveillance

III.1 Introduction

Dans cette partie, on présentera les éléments nécessaires au choix et à la définition d'un dispositif de confortement pour un glissement de terrain.

Ils dépendent du type d'instabilité, de la cinétique du phénomène, des facteurs qui interviennent dans le déclenchement du mouvement et de son évolution dans le temps.

Les techniques d'intervention disponibles se regroupent en trois grandes familles: Les terrassements, les drainages et les renforcements.

Les aspects qui interviennent dans la recherche d'une solution de confortement ne sont pas uniquement techniques.

En effet, l'impact économique et environnemental d'un projet et les délais et contraintes particulières liées aux techniques et au savoir-faire des entreprises locales participent à la définition de la solution.

III.2 Technique de stabilité

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation.

Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti.
- L'accessibilité du site.
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux.
- La cinématique du glissement.

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- **Coté résistance** : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.
- **Coté économique** : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.
- **Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité)**: la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement.

Les techniques de stabilisation des glissements peuvent être classées en 3 catégories :

- Les terrassements.
- Les dispositifs de drainage.
- L'introduction d'éléments résistants.
- Renforcement par inclusions.

III.2.1 Les Terrassements

III.2.1.1 Le chargement en pied

Le chargement en pied (ouvrage de butée) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable. Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité au (grand glissement) On recherche généralement une amélioration de la sécurité $\Delta F/F_0$ de 20 à 30%.

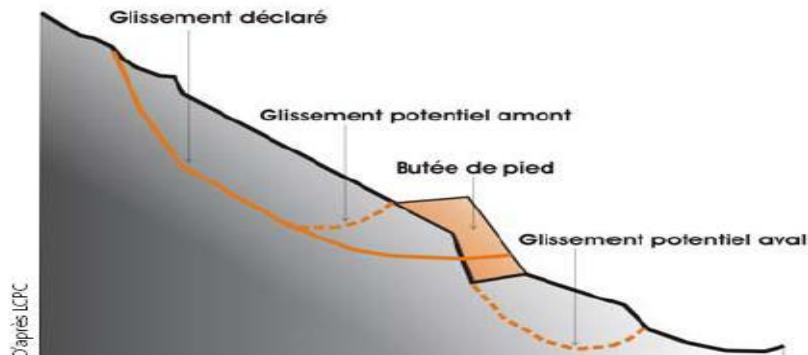


Figure III-1: Schéma de chargement en pied

III.2.1.2 Allègement en tête

L'allègement en tête du glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentation du coefficient de sécurité. L'amélioration de la sécurité recherchée $\Delta F/F_0$ sera de 20%.

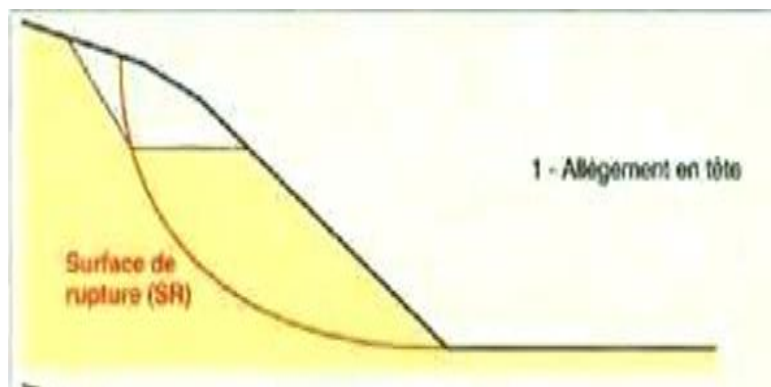


Figure III-2: Allègement en tête

III.2.1.3 Reprofilage

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est Particulièrement bien adapte aux talus de déblais, mais il est mal adapte aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants. L'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

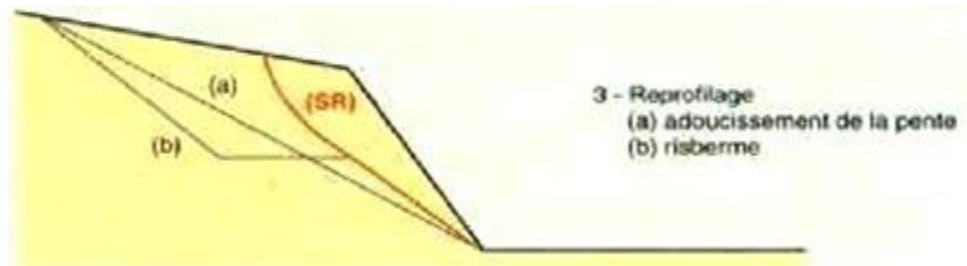


Figure III-3: Reprofilage

III.2.1.4 Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

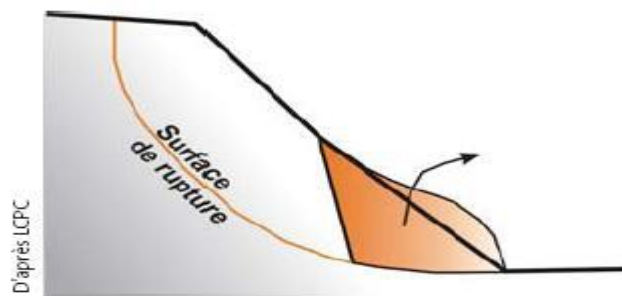


Figure III-4: Purge

III.2.1.5 Substitution totale

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glisses ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

La substitution de matériaux glisses suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concernés, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

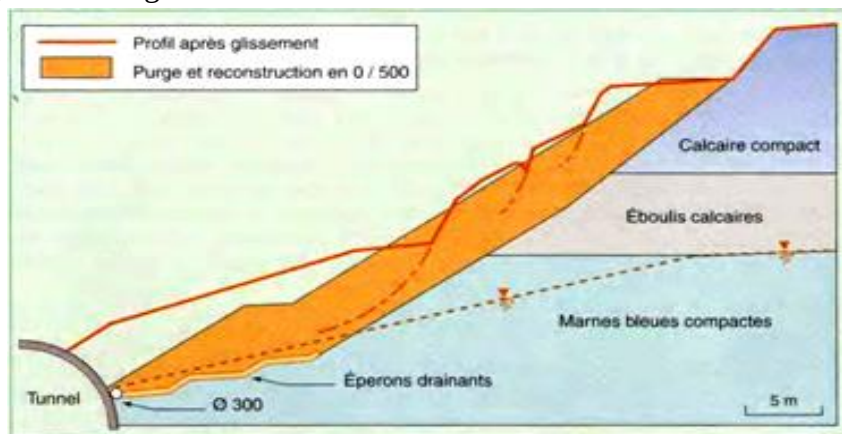


Figure III-5: Substitution totale des matériaux glissés

III.2.1.6 Substitution partielle

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches, contreforts discontinus, masque ou éperons. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

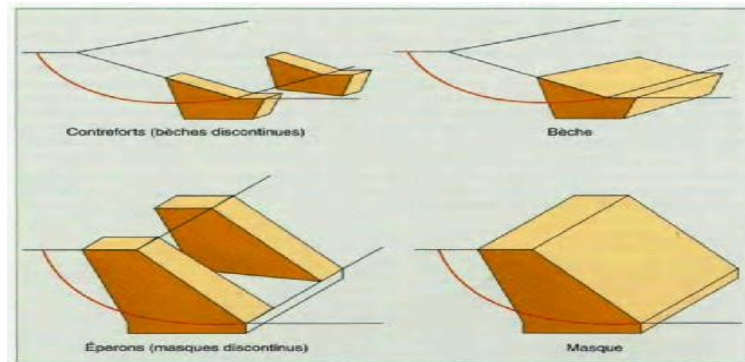


Figure III-6: Substitutions partielles

III.2.2 Les dispositifs de drainage

III.2.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement des précipitations et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures.

Les dispositifs de Collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, comme les fosses et caniveaux.



Figure III-7: Canalisation des eaux de surface

III.2.2.2 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. L'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

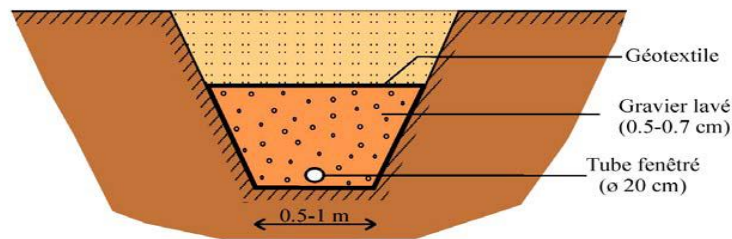


Figure III-8: Schéma d'une tranchée drainante

III.2.2.3 Drains subhorizontaux

La réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés. La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC ou en acier (50 à 80 mm de diamètre).

Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères. Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.).

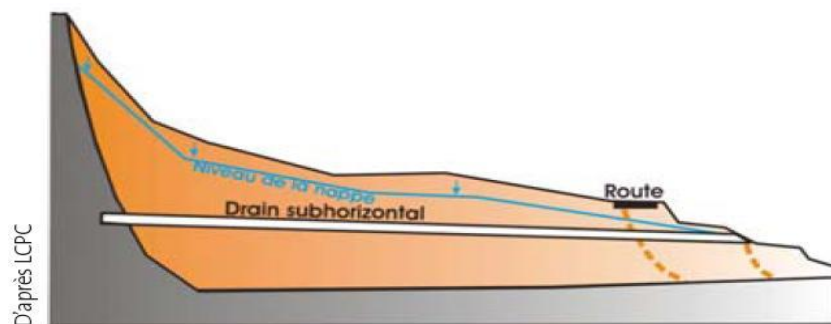


Figure III-9: Drains subhorizontaux

III.2.2.4 Galeries drainantes

Les galeries drainantes ont en général des sections modestes (hauteur 1.80 à 2.00 m, largeur 1 à 2 m) afin de permettre le contrôle et la maintenance des ouvrages. La base de la galerie est positionnée à une profondeur légèrement inférieure à celle du niveau moyen des eaux souterraines.

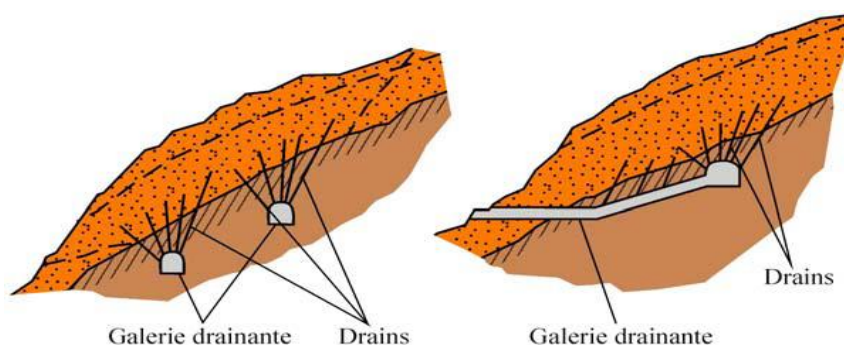


Figure III-10: Galeries drainantes

III.2.2.5 Puits

Les techniques de drains et puits verticaux, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage.

Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainante sans être limitée en profondeur.

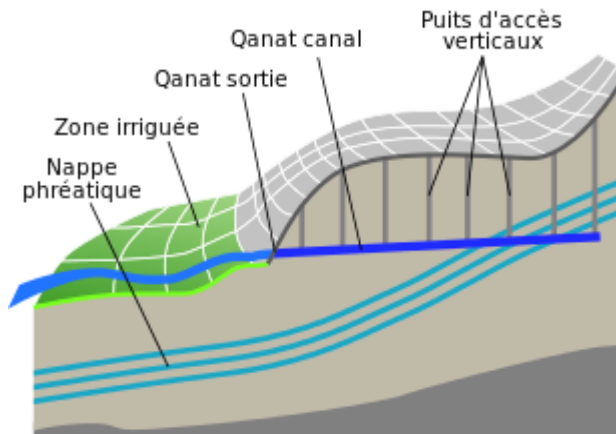


Figure III-11: Les puits

III.2.3 L'introduction d'éléments résistants

III.2.3.1 Les ouvrages de soutènement

On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.

a) Ouvrages de soutènements souples

❖ Gabions

Il s'agit des cages en treillis métalliques interconnectés contenant de la pierre pour former une structure monolithique et souple. C'est une solution économique très employée, mais qui est limitée en hauteur à cause de la stabilité interne des nappes.



Figure III-12: Gabions

❖ Mur en Terre armée

Un ouvrage en terre armée comporte trois éléments principaux :

- Un massif de terre en remblai mis en œuvre par couches compactées.
- Un parement mince constitue initialement de feuillets métalliques et actuellement de plaques de béton s'emboîtant les unes dans les autres repose sur une semelle de fondation continue
- Des armatures constituées de plats en acier galvanisé pour améliorer leur frottement avec le matériau de remblai ces armatures sont disposés à intervalles réguliers et placés dans le sens longitudinal de l'ouvrage que dans le sens vertical.

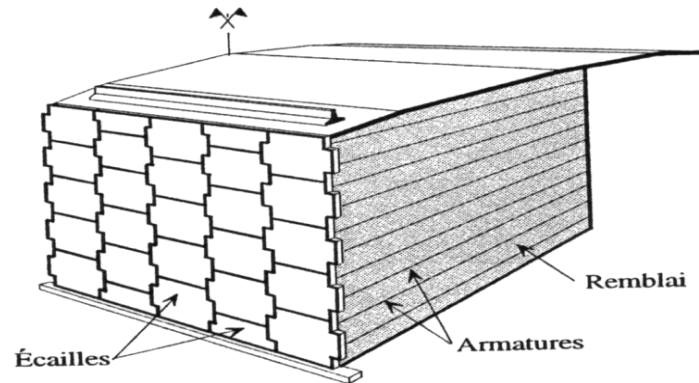


Figure III-13: Mur en Terre armée

❖ Mur renforcé par nappes de géotextiles

Sont constitués par des armatures, un parement et un massif en remblai

- Le massif de terre en remblai est mis en œuvre
- Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tisses, géogrilles ou des non-tissés
- Le parement est destiné à assurer, entre autres, une protection des géotextiles vis-à-vis de la lumière, ces produits étant sensibles aux rayonnements ultraviolets

Les géotextiles assurent la séparation, la filtration, le drainage, la protection et le renforcement.

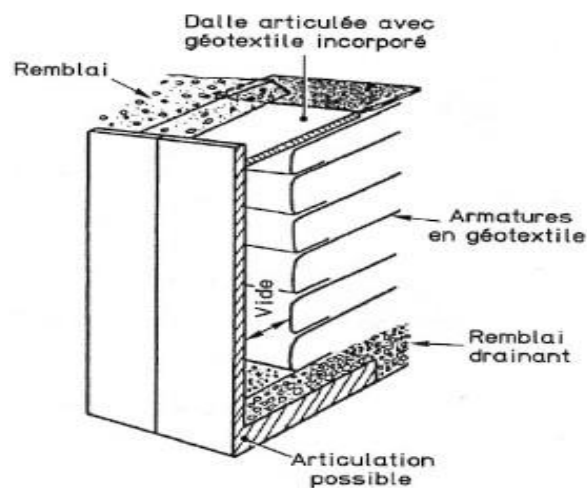


Figure III-14: Mur renforcé par nappes de géotextiles

b) Les ouvrages de soutènement rigides

❖ Mur poids en béton ou en maçonnerie

Reprise de l'effort de poussée par le poids de l'ouvrage, le domaine d'emploi généralement ouvrage en déblai en site terrestre hors nappe. Les murs en poids sont des ouvrage rustique et de bonne intégration dans le site on utilisées dans les cas des sols moyennes à bons.

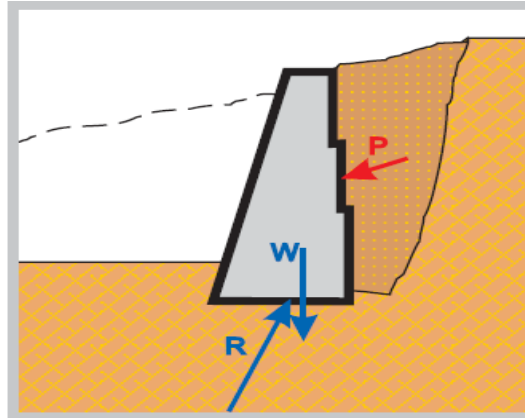


Figure III-15: Mur poids en béton ou en maçonnerie

❖ Mur cantilever en béton armé

Reprise de l'effort de poussée par encastrement, le domaine d'emploi :

- Ouvrage en remblai comme en déblai et Généralement hors d'eau,
- Culée de pont

Cette solution exige un sol moyen à bon.

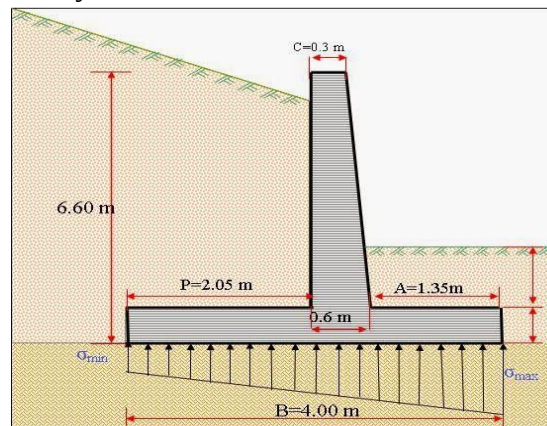


Figure III-16: Mur cantilever en béton armé

❖ Voile et Poutres ancré

Reprise de l'effort de poussée par ancrage, le domaine d'emploi :

- Ouvrage de soutènement en déblai,
- Ouvrage de stabilisation,
- Poutre ancrées pouvant être utilisées pour assurer la stabilité de l'ouvrage réalise en remblai.

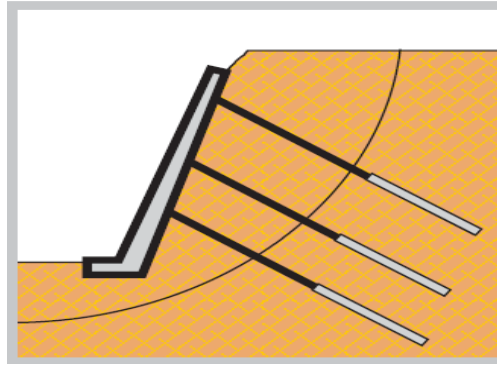


Figure III-17: Voile et Poutres ancré

❖ Les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles.

Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. ils doivent être ancrés avec le battage. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution.

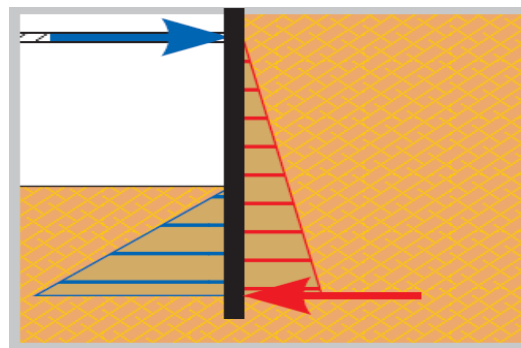


Figure III-18: Les rideaux de palplanches

❖ Tirants d'ancrages

Le principe consiste à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants dans le terrain stable situé en dehors de la surface de rupture et on applique en tête un effort pour améliorer le coefficient de sécurité F d'une valeur minimale de 20%. En pratique cette technique sera donc limitée aux glissements de faible extension.

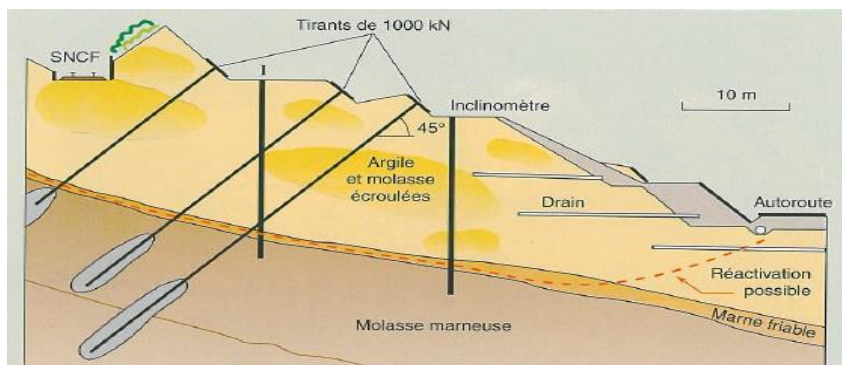


Figure III-19: Tirants d'ancrages

III.2.4 Techniques de renforcement par inclusions

III.2.4.1 Clous et micropieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : La partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous.

Les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou.

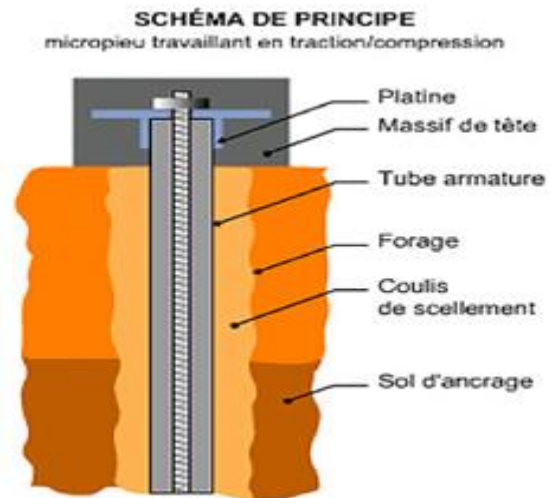
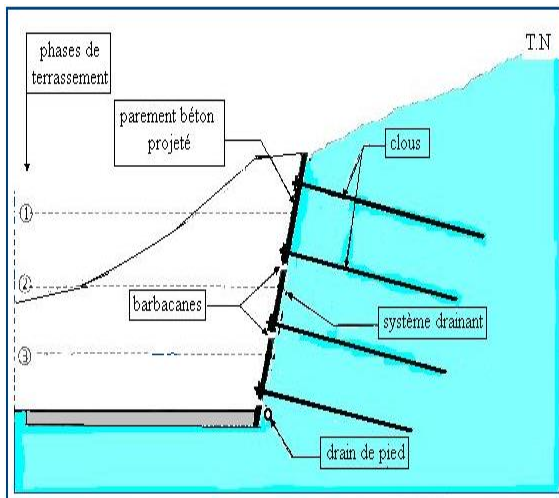


Figure III-20: Clous et micropieux

III.2.4.2 Pieux et barrettes

Les pieux sont des fondations profondes qui sont constitués d'un matériau ou d'une combinaison de matériaux ex : bois, acier et en béton et qui sont préfabriqués et mis en place par battage.

Les pieux sont creusés mécaniquement, prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller de 6 à 20 m. et parfois dépasser 20m.

La section des pieux est généralement sous forme d'un cercle, et possible de voir des pieux à des carrés et des polygones (exemple : pieux préfabriqués), et des rectangles (exemple : les barrettes). Les pieux travaillent en flexion/cisaillement.

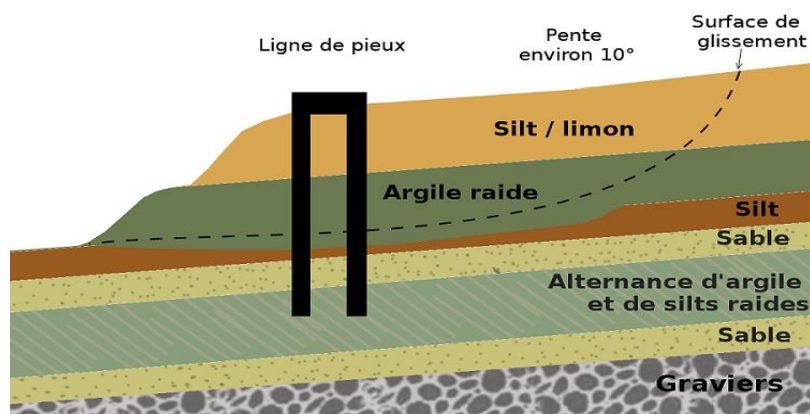


Figure III-21: Les pieux

III.3 Les méthodes de surveillance

C'est une exploitation et une interprétation périodiques des données qualitatives et quantitatives qui caractérisent l'évolution du site, dans un objectif directement appliqué de gestion de la sécurité. La mise en place d'instruments de surveillance, associée à la détermination de seuils critiques, permet de suivre l'évolution du phénomène et de donner l'alerte si nécessaire. La prévision de l'occurrence d'un mouvement limite le nombre de victimes, en permettant d'évacuer les habitations menacées,

Il y a différentes méthodes de surveillance parmi ces méthodes il existe :

III.3.1 Les cibles

C'est une méthode de surveillance de phénomène de glissement on installe des cibles sur le site (pentes). Les cibles fonctionnent selon un principe de rayonnement optique :

Un théodolite envoie vers la cible un rayon lumineux (infrarouge) qui s'y reflète. En enregistrant les positions du rayon à sa réception par le théodolite (et surtout les variations de cette position), on peut déterminer le déplacement des cibles.

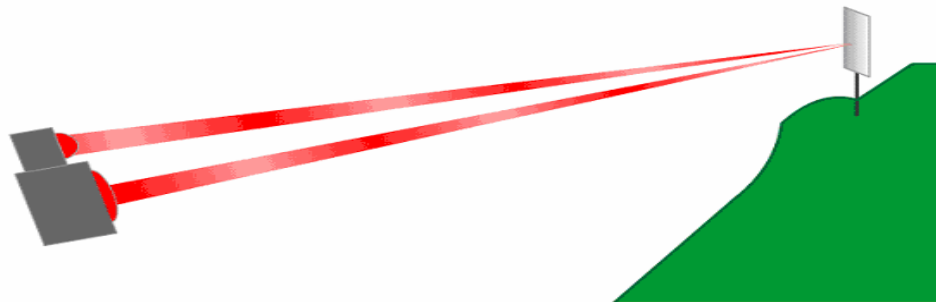


Figure III-22: Les Cibles

III.3.2 Le geomon

Le système GEOMON est une solution constituée d'un réseau de modules GPS fonctionnant en mode différentiel par rapport à un module de référence local et d'une station de base qui assure le calcul des positions ainsi que la connexion à un serveur FTP. Autonome en alimentation (panneaux solaires), ce système permet le suivi simultané de plusieurs points (jusqu'à 15) dans un rayon de 1500 mètres environ autour de la station de base.

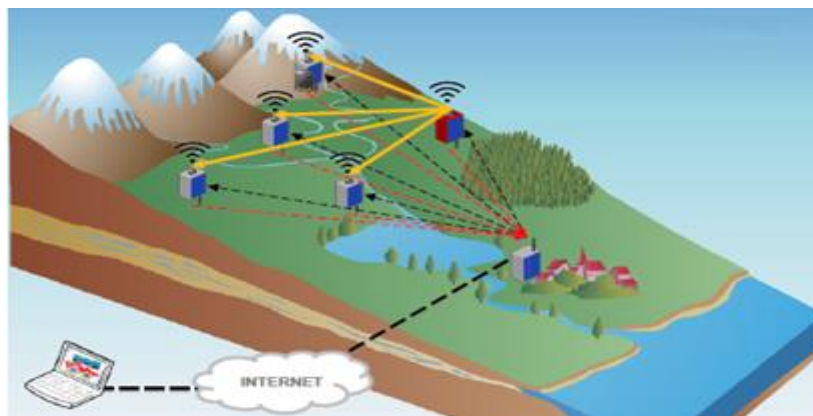


Figure III-23: Le Geomon

Partie II

Etude d'un cas pratique

Glissement du site des 185
logements Mila

Chapitre IV

Présentation du problème et
identification du site de 185
logements de Mila

IV.1 Situation Géographique

La wilaya de Mila est située dans le nord-est algérien en Kabylie orientale, cette région est localisée entre les latitudes : $36^{\circ}27'01''$ Nord et les longitudes : $6^{\circ}15'51''$ Est, et se trouvant à 464 m d'altitude elle est délimitée :

- au nord, par les wilayas de Jijel et de Skikda.
- à l'est, par la wilaya de Constantine.
- au sud, par les wilayas de Batna et d'Oum el Bouaghi.
- à l'ouest, par la wilaya de Sétif.



Figure IV-1: Situation géographique de wilaya de Mila

IV.2 Situation géographique de site

Le site de 185 logements se situe dans la feuille de Radjas El Ferada se trouve à le versant ouest de la ville de Mila, Il définit par les coordonnées suivantes :

X1=817.35 km Y1=819.00 km

X2=355.00 km Y2=356.45 km

IV.3 Description du problème

Le site de 185 logements est soumis à un mouvement de terrain du à la pente du talus naturel, à la nature argileuse du sol, à l'action de l'eau et aux charges liées surcharges.

IV.3.1 Description de l'ouvrage

L'ouvrage est à usage d'habitation, est composé de cinq blocs jumelés en R+4, réalisés en portique auto-stables dans les deux sens, avec du corps creux pour remplissage et hourdis, reposant sur le sol par des semelles filantes.

❖ Choix du site

Le site réservé pour ce projet est formé par une topographie en pente douce, qui ne présente aucun problème particulier.

❖ Infrastructure

- Des terrassements en grandes masses sont nécessaires pour réaliser une bonne assise des blocs.
- Les fouilles en tranché auront une profondeur minimum de 1.50m.
- Les fondations sont de type superficiel (semelles filantes) avec voiles périphériques.

❖ Superstructure

La superstructure est composée d'un système de portique auto-stable dans les deux sens, des planchers en corps creux (16+4) et une cage d'escalier

Les cinq blocs sont jumelés d'où ils faudrait prévoir des joints de dilatation de 4cm entre les blocs.

Les 185 logements, réalisés par tranches successives, sont implantés dans le secteur urbanisable disposant d'un POS :

- Le 09/07/2001 pour 25 logements (tranche 1999).
- Le 07/10/2001 pour 40 logements (tranche 2000).
- Le 10/03/2002 pour 50 logements (1ère tranche 2001).
- Le 31/07/2002 pour 40 logements (2ème tranche 2001).
- Le 17/02/2003 pour 30 logements (tranche 2002).

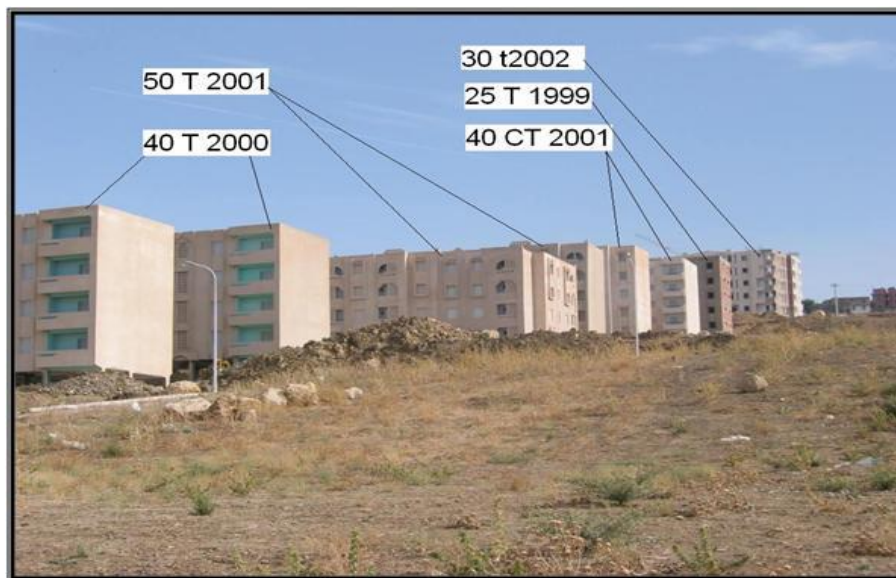


Figure IV-2: Cité des 185 logements

- Le site est caractérisé par un relief incliné et parfois accidenté (pente de 12% à 15% en moyenne).
- La nature du sol est caractérisée par des marnes surmontées par une couche d'argile altérée d'une épaisseur de 2 m.
- La couche de 2m peut provoquer des affaissements ou glissements sous l'influence des eaux de ruissellement ou de terrassements anarchiques.
- Le site présente des caractéristiques physique et mécanique favorable à l'implantation des projets.

- Le sol présente un potentiel de gonflement très élevé et un taux d'agressivité fortement élevé.
- Avec un coefficient de sécurité supérieur à 1, l'étude conclut que le site est stable tant qu'il n'est pas soumis à des conditions défavorables (infiltration d'eau et terrassements anarchiques).

IV.4 Les causes probable de glissement

a) Marge de sécurité insuffisante :

La stabilité d'une fondation est conditionnée par des coefficients de sécurité représentant généralement le rapport des efforts résistants aux efforts moteurs. Les coefficients de sécurité sont devenus insuffisants pour l'ouvrage en question à cause des infiltrations d'eaux la modification des sols supports et des variations de température.

b) Venues d'eau au pied des fondations :

La venue d'eau a modifié le comportement des sols en particulier les sols argileux. Surement ces sols (la fameuse argile de Mila) se sont ramollis, ont tassé et éventuellement devenue instables et cela en plus de son potentiel de gonflement.

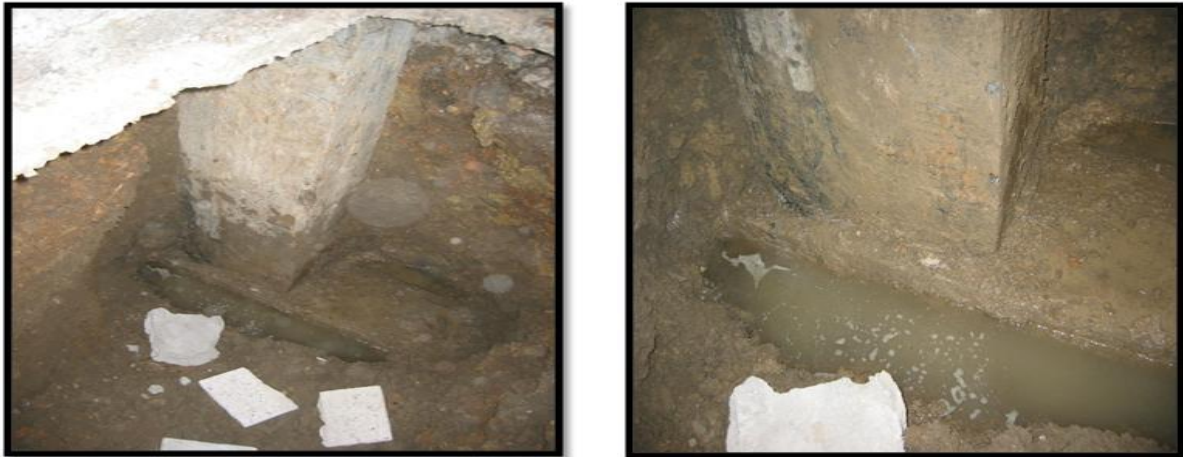


Figure IV-3: La présence d'eau au pied des fondations

c) Présence d'eaux au niveau du mur de soutènement des 40 logements T2000.



Figure IV-4: Présence d'eaux au niveau du mur de soutènement

d) Hétérogénéité des sols :

Les désordres des bâtiments proviennent d'un double hétérogénéité, celle du sol dont les caractéristiques mécaniques sont variables d'un point à un autre (confirmé de manière conséquente par les essais pressiométriques notamment au niveau des 40 et 50 logements). et celle de l'ouvrage qui apporte au sol des charges variables. La figure suivante montre un procédé de stabilisation traditionnel consistant en la mise en place d'une rangée de blocs de pierres taillées posé par les agriculteurs, ce qui signifie que le site en question a déjà subi des mouvements dans le passé.



Figure IV-5: Hétérogénéité des sols

e) Les pluies exceptionnelles des hivers de 2003 et de 2004 ont déclenché sur le site et occlusion du système de canalisation.



Figure IV-6: Occlusion du système de canalisation

- f) Mauvaise exécution du compactage des remblais au-dessous de la dalle flottante et des longrines.
- g) L'utilisation d'un matériau plastique et sensible à l'eau dans les travaux de remblais.

IV.5 Contexte géologique

La région de Mila est un vaste glaciais d'éboulis argileux incluant de gros blocs rocheux parfois plurimétriques, L'analyse des colonnes lithologiques des sondages fait apparaître les formations suivantes :

- une partie sommitale du terrain formée de remblai hétérogène d'épaisseur variable allant de 0.30 m à 2.50 m.
- le substratum est constitué de marnes- argileuses. La zone d'étude représente une dépression topographique et son toit peut différer d'un endroit à un autre.
- présence d'éboulis qui sont les produits du substratum et de ses altérations. C'est un contexte plus ou moins argileux, traversé par des blocs de calcaires de différentes dimensions (métriques à décimétriques).
- une matrice argileuse avec des passages limoneux-graveleux. Cette formation relativement homogène, consiste en un agencement irrégulier de termes lithologiques cohérents, distincts par leurs teintes qui d'après leurs faciès seraient attribués au miocène dans la région de Mila. Ces formations présentent des fissures subverticales à remplissages gypseux et renferment des éléments grossiers à différents niveaux.

La composition lithologique du sol de cette matrice est la suivante :

- une couche d'argile brune de 5 m d'épaisseur.
- une couche d'argile jaunâtre de 5 m d'épaisseur.
- une couche d'argile brune sombre de 8 m d'épaisseur.

IV.6 Géomorphologie

Le paysage morphologique actuel du bassin de Mila-Constantine est représenté par une série de reliefs carbonatés émergeant des formations néogènes. Cette configuration morpho structurale est le résultat d'un l'héritage tectonique anté-mise en place des dépôts néogènes.

Avant la mise en place des dépôts néogènes, le substratum du bassin de Mila, formé par les séries carbonatées du mole néritique Constantinois sur lesquelles reposent les nappes de charriages a été morcelé par une série d'accidents tectoniques cassants d'ampleur régionale. Ces accidents tectoniques, dominés par des directions Nord-Sud, Est- Ouest, Nord Est- Sud Ouest et Nord Ouest- Sud Est ont donné des structures en Horsts et demi-Horsts. (figureIV-7).

Après le remplissage des dépressions par les dépôts néogènes, la réactivation du jeu de ces accidents et dont l'activité se poursuit jusqu'à présent a abouti à la configuration morpho structurale actuelle du bassin néogène de Mila. Ces accidents ont par ailleurs, grandement favorisé la remontée des formations Triasiques. Cette remontée qui a engendré le redressement à la verticale et parfois le renversement des massifs carbonatés a également contribué au modelage du paysage morphologique du bassin néogène de Mila.

Les zones de faiblesse des grands accidents tectoniques définissent les traces des Oueds, des chaabats et des talwegs. C'est l'exemple de l'Oued Rhumel- Kebir qui traverse le bassin, pace par la partie centrale de bassin suivant la direction EW puis change la direction suivant la NS (de Sid Merouane-El Milia).

Ces grands accidents tectoniques qui affectent aussi bien des formations de substratum et des dépôts néogène sont accompagnés par un réseau douce des fractures et des diaclases qui ont joué un rôle favorable pour le dépôt des roches évaporitiques secondaires.

La néotectonique et la tectonique récente du bassin néogène de Mila-Constantine se sont manifestées essentiellement par des décrochements et des chevauchements et des Plissements liés à une phase de compression Plio-quaternaire (**Coiffait, 1990**).
A propos des plissements observés à proximité de la bordure septentrionale au nord de bassin.

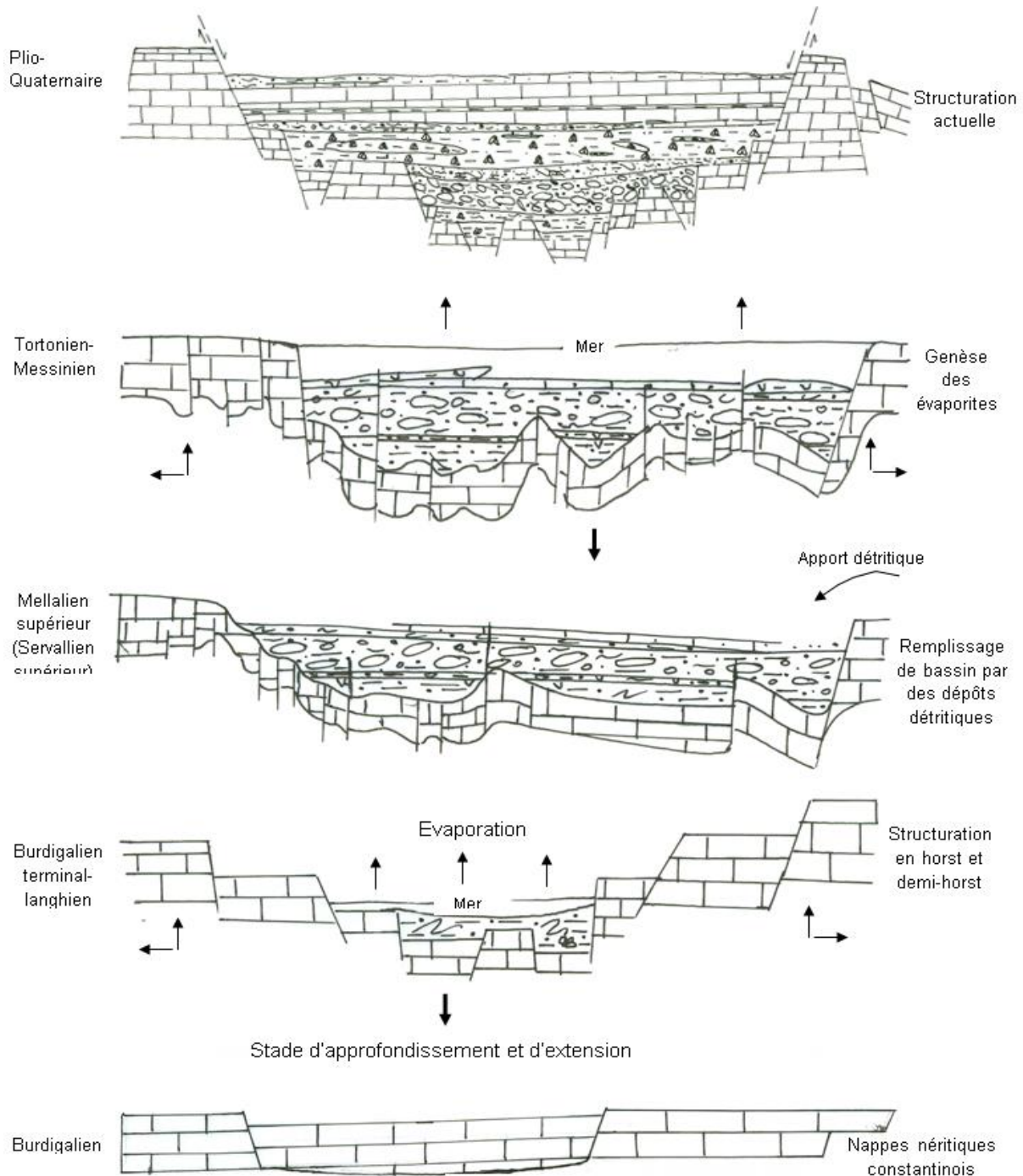


Figure IV-7: Modèle schématique des dépôts laguno-continentale du bassin de Mila

IV.7 Contexte hydrogéologique

La présence de l'eau dans les sols du site est confirmée par les différentes mesures piézométriques effectuées.

Le niveau piézométrique le moins profond est à 0.54 m enregistré au mois de juillet 2005, et le niveau le plus profond est à 7.22 m enregistré au mois de novembre 2005.

Ces données indiquent une variation irrégulière des niveaux d'eau dans le temps et dans l'espace.

Le site d'étude fait partie d'un milieu géologique poreux hétérogène. Il est caractérisé par une perméabilité en petit (alluvion et argiles) et une perméabilité de fissures (calcaires lacustres).

La nappe d'eau souterraine superficielle est logée dans des formations mio-plio-quaternaires du type alluvions anciennes, argiles grises à intercalation de sel, de conglomérats et de calcaires lacustres.

Par leur nature géologique et leurs caractéristiques physiques (argile surtout) les formations mises en évidence par les sondages ne constituent pas d'aquifère proprement dit. L'eau relevée au niveau des piézomètres est une eau d'infiltration superficielle en poches isolés qui trouvent son cheminement arbitraire à travers les fissures.

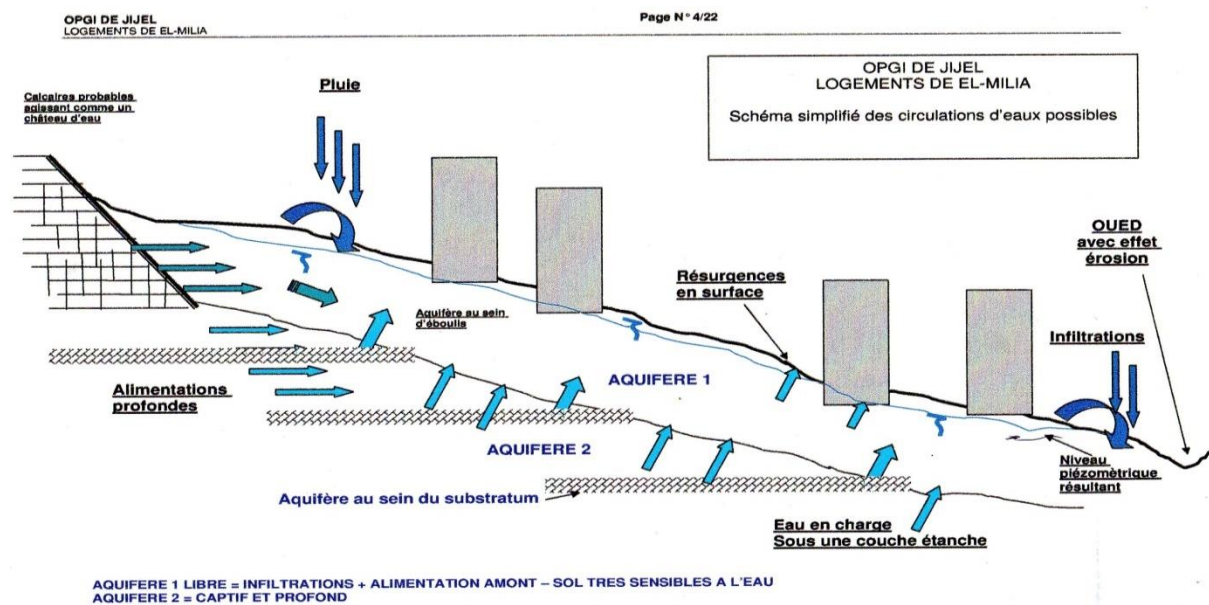


Figure IV-8 : Schéma simplifiée des circulations probables d'eaux superficielles et souterraines

IV.8 Climat de la région

Il est représenté par deux saisons, l'une pluvieuse et froide, et l'autre sèche et chaude. Par rapport aux hautes plaines sétifiennes, la lame d'eau précipitée au niveau de la zone d'étude s'étalant 500 à 600 mm/an. (A.N.R.H., 1993) fait probablement ressortir une infiltration importante pour les réserves de la nappe d'eau superficielle.

IV.9 Pathologie des bâtiments et diagnostics des désordres

Les désordres constatés, essentiellement localisés au niveau des RDC, peuvent être énumérés comme suit :

➤ **Pour les 40 logements de la tranche 2000**

-Début de phénomène en octobre 2003 :

- Ouverture des joints de dilatation d'environ 15 cm au dernier niveau.



Figure IV-9: Ouverture des joints de dilatation des 40 logements

- Inclinaison des poteaux et rotation des nœuds du RDC des 2*10/40 logements (coté Est des joints).



Figure IV-10: Inclinaison des poteaux et rotation des nœuds du RDC

- Fissures au niveau de la maçonnerie extérieure, des longrines, du voile périphérique et des poteaux du RDC.



Figure IV-11: Fissures des longrines

➤ **Pour les 30/50 logements de la tranche 2001**

-Début de phénomène, Mars 2004 :

- Ouverture du joint de dilatation.



Figure IV-12: Ouverture des joints de dilatation des 30 logements

- Endommagement des RDC dans deux blocs.



Figure IV-13: Endommagement des RDC dans deux blocs

- Fissurations au niveau des nervures des semelles filantes notamment les semelles jumelées.



Figure IV-14: Fissurations au niveau des nervures des semelles filantes

- Propagation des fissures au niveau des parois en maçonnerie.



Figure IV-15: Fissures au niveau de la maçonnerie

➤ **Pour les 40 logements de la tranche 2001**

-Début de phénomène, Avril 2004 :

- Ouverture de joint de dilatation d'environ de 30 cm, au dernier niveau.



Figure IV-16: Ouverture des joints de dilatation des 40 logements

- Déboîtement de l'acrotère au niveau du joint des blocs 1 et 2.

➤ **Pour le mur de soutènement des 50 logements de la tranche 2001**

-Début de phénomène, Février 2004 :

- Basculement accompagné d'un glissement du côté Est du mur.



Figure IV-17: Eboulements des terres

- Déplacement d'environ de 50 cm en tête du mur.



Figure IV-18: Les ouvertures des joints des murs de soutènement

➤ **Autre désordre constaté**

- La présence d'un tassement considérable des remblais (plus de 20 cm).



Figure IV-19: Tassement des remblais

- Décollement et apparition de fissure au niveau du revêtement sol et des planchers au niveau des 40 logements (T2000).



Figure IV-20: Fissures au niveau du revêtement sol et des planchers

IV.10 Identification Géotechnique

IV.10.1 Introduction

La campagne d'intervention et d'investigation du C.T.C-EST en parallèle avec les autres intervenants pour comprendre et maîtriser le phénomène d'instabilité touchant le site des 185 logements OPGI de Mila s'est articulée de la manière suivante :

- ❖ Des visites régulières pour observer les évolutions des désordres sur les bâtiments et sur le terrain particulièrement après une forte pluviométrie ou un séisme pour relever une accélération ou non des phénomènes d'instabilités.
- ❖ Mise en place de repères au niveau des joints entre blocs.

Un suivi topographique pour quantifier les déplacements de manière précise et leur sens préférentiel :

- ❖ Quatre puits effectués à la pelle de 04 m de profondeur au droit des 40 logements pour avoir une coupe des terres en place et qui ont confirmé les résultats des essais pressiométriques à ce niveau là.
- ❖ Un programme de reconnaissance au pressiomètre MENARD a été réalisé : 17 (dix-sept) points de sondages pressiométriques ont été réalisés dont 12 (douze) qui étaient exploitables.

Tableau IV-1: Résumé des essais Insitus

Sondages carottés	Sondages Pressiométriques	Puits
10	17	04

IV.10.2 Les essais Insitus

IV.10.2.1 Sondages carottés

Tableau IV-2: Sondage 01

Sondage 01	
Profondeur (m)	Observations
0 – 1	limon argileux
1 – 2.2	argile graveleuse
2.2 – 3	grave limoneuse
3 – 5.2	limon argileux, présence de blocs et cailloux
5.2 – 7	argile raide, présence de blocs

Tableau IV-3: Sondage 02

Sondage 02	
Profondeur (m)	Observations
0 – 1.5	argile brune
1.5 – 2.1	argile graveleuse
2.1 - 7	argile raide, présence de blocs

Tableau IV-4: Sondage 03

Sondage 03	
Profondeur (m)	Observations
0 – 1.3	argile limoneuse
1.3 – 6	argile raide, présence de blocs

Tableau IV-5: Sondage 04

Sondage 04	
Profondeur (m)	Observations
0 – 0.5	argile graveleuse à concrétion calcaires
3.1 – 4	argile plastique
4 - 5	calcaire lacustre dur

Tableau IV-6: Sondage 05

Sondage 05	
Profondeur (m)	Observations
0 – 2	terre végétale
2 – 7	marne brunâtre parfois graveleuse plastique
7 - 12	marne brune rougeâtre a tache grise gypseuse peu plastique

Tableau IV-7: Sondage 06

Sondage 06	
Profondeur (m)	Observations
0 – 1.3	terre végétale
1.3 – 3	argile raide, présence de bloc

Tableau IV-8: Sondage 07

Sondage 07	
Profondeur (m)	Observations
0 – 0.5	terre végétale
0.5 – 3	marne brune jaune graveleuse

Tableau IV-9: Sondage 08

Sondage 08	
Profondeur (m)	Observations
0 – 2	marne grise noirâtre
2 – 12	marne brune rougeâtre compact

IV.10.2.2 Sondages pressiométriques**Tableau IV-10: Sondage pressiométrique 01**

SP 01				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
2	48.39	4.12	2.99	11.76
3	61.16	5.02	2.84	12.10
4	75.16	5.27	2.79	14.36
5	102.61	10.83	6.83	10.38
6	134.93	10.69	8.28	13.76
7	147.60	18.60	13.19	13.53
8	454666.	17.65	3.92	-
9	647543.	5.53	3.59	-

Tableau IV-11: Sondage pressiométrique 02

SP 02				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
1	46.44	3.49	2.26	13.30
2	10.99	2.45	1.51	4.60
4	28.97	2.93	1.87	9.87
5	95.59	61.4	3.10	18.50
6	48.00	3.81	2.0	12.60
7	26.10	3.86	3.06	6.76
8	66.37	6.20	3.25	8.05

Tableau IV-12: Sondage pressiométrique 03

SP 03				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
2	59.25	4.66	3.15	12.72
3	38.28	2.70	1.77	14.17
4	74.28	5.01	2.77	14.84

RESULTATS BATIMENT 01**Tableau IV-13: Pressions limites (en bars) à différentes profondeurs de bâtiment 01**

Sondages	Pressions limites (en bars) à différentes profondeurs De 01 à 9.0 m								
SP 01	-	5.0	6.0	6.5	11	11	19	20.0	24.0
SP 02 Présence d'eau à partir de 2.0 m ; Des galets à 3m	4.0	3.0	3.5	4.0	6.0	5.0	4.5	6.5	5.5
SP 03 Présence d'eau à partir de 2.5 m ; Refus à 5m galet	-	7.5	4.0	7.5	2.0	-	-	-	-
SP 04	-	3.0	7.0	11	8.0	19	26	25.0	29.0
SP 05	-	3.5	6.0	13	19	20	23	31	26
SP 06 Présence d'eau A 2m	-	2.0	8.0	5.5	3.5	5.0	6.0	4.5	6.0
SP 07 Présence d'eau à partir de 2.0 m	-	2.5	11	5.5	6.0	7.0	8.0	11.0	13.0

RESULTATS BATIMENT 02**Tableau IV-14:** Pressions limites (en bars) à différentes profondeurs de bâtiment 02

Sondages	Pressions limites (en bars) à différentes profondeurs De 01 à 9.0 m								
SP 08 Présence d'eau à 2m Des galets à 5m	-	3.5	4.0	4.5	7.0	3.5	4.0	5.0	7.0
SP 09	-	3.5	3.0	4.0	8.0	14	11	6.0	16
SP 10	-	4.0	6.0	9.0	15	20	20	26	26

RESULTATS DU PRESSIOMETRE MITOYEN A L'INCLINOMETRE**Tableau IV-15:** Résultats du pressiomètre mitoyen à l'inclinomètre

Sondage	Pressions limites (en bars) à différentes profondeurs De 01 à 15 m												
SP 11	-	4.0	6.0	7.0	11	16	17	25	29	35	25	38	36

IV.10.2.3 Puits

Sept puits ont été exécutés avec une pelle dans le voisinage immédiat des 40 logements d'une profondeur moyenne de 04 mètre :

- 03 puits étaient positionnés sur le flan « OUEST » des bâtiments dans le sens de la pente indiquant une matrice argileuse traversée par des limons sableux et des gros blocs calcaires.
- 01 puits était situé sur le côté « EST » montrant après une couche de remblais d'environ 02 mètres le toit argilo-marneux compact.
- Sur un puits implanté côté « OUEST » au droit de notre premier bâtiment (des 40 logements) une remontée des eaux de 10 cm environ après 24 heures a été constatée.

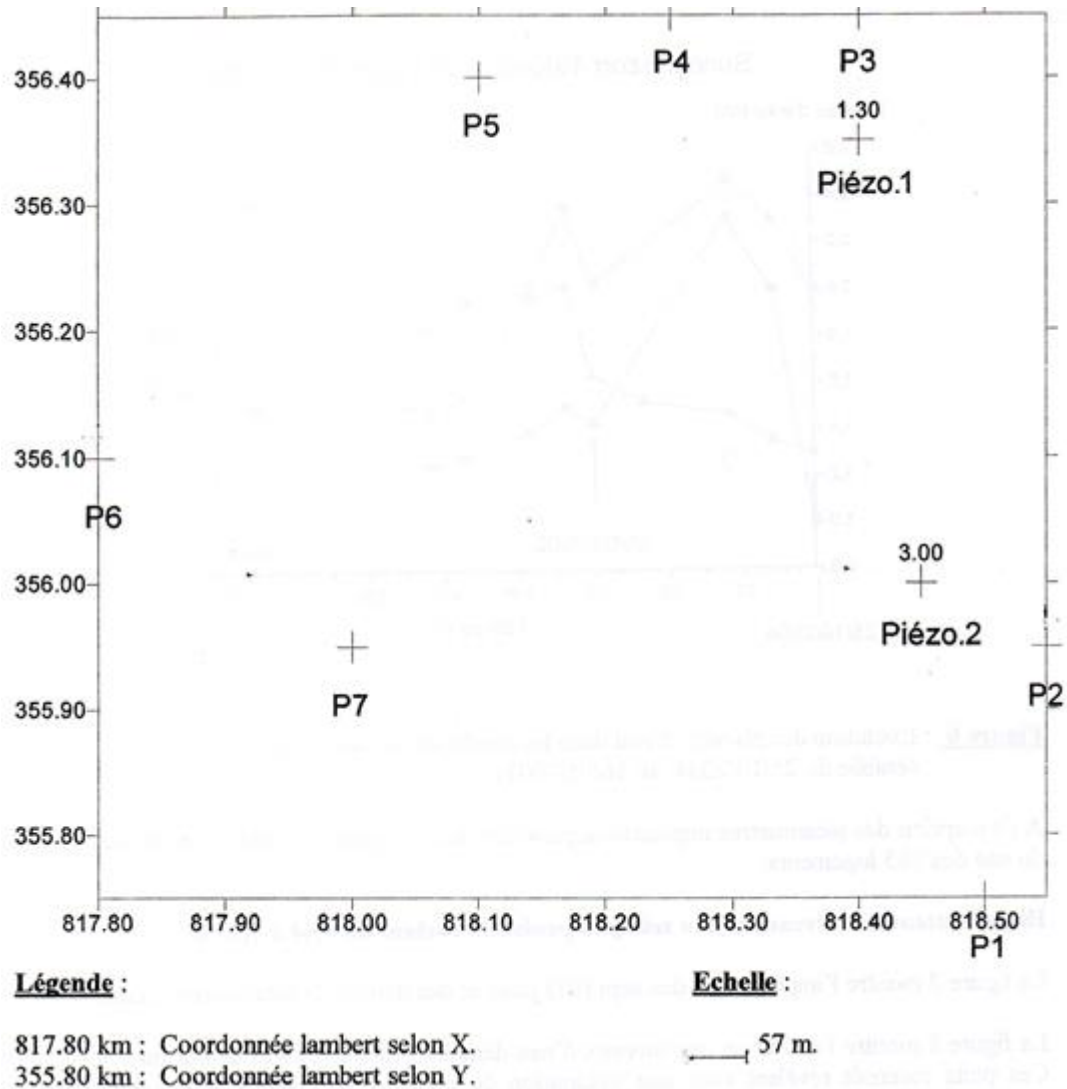


Figure IV-21: Position des puits

IV.10.2.4 Essai pénétrométriques

Quatre essais au pénétromètre dynamique ont été à proximité du sondage S1A. Les graphes qui traduisent les résultats ces essais sont corrélatifs avec ceux des essais inclinométriques et dénotent nettement deux horizons. (Voir les figures en annexe).

IV.10.2.5 Suivi piézométrique

Tableau IV-16: Suivi piézométrique

N°	DATE	SONDAGES			OBS
		S2A'	S4A	S5A	
1	23/05/2005	0.68	1.79	*	*
2	06/07/2005	0.54	1.82	*	*
3	19/07/2005	0.60	1.85	*	*

4	18/09/2005	1.64	1.87	*	*
5	05/11/2005	1.70	2.80	*	*
6	22/11/2005	NM	NM	*	NM
7	20/12/2005	1.40	1.90	*	*
8	08/03/2006	0.59	2.50	*	*
9	20/03/2006	0.78	2.60	*	*
10	16/04/2006	0.90	1.90	3.50	*
11	01/05/2006	1.90	2.78	2.70	*

IV.10.2.6 Suivi Inclinométriques

Sondage : S.2A'

Tableau IV-17: Mesure inclinométriques de sondage S2A'

Période	Profondeur (m)	A (mm)		B (mm)		Observation
		A+	A-	B+	B-	
Du 23/05/2005	1	4.80	4.90	4.20	4.90	Très faible déplacement en tête de puits
Au 18/09/2005	7	0.00	0.90	1.60	1.20	
	22	0.03	0.00	1.10	0.20	
Du 18/09/2005	1	3.20	3.40	4.40	5.30	Terrain stable
Au 20/03/2006	7	0.40	0.01	1.30	1.40	
	22	0.01	0.04	0.00	0.10	
Du 20/03/2006	1	0.40	1.00	0.02	0.03	Terrain stable
Au 16/04/2006	7	0.01	0.06	0.00	0.02	
	22	0.60	0.50	0.00	0.10	
Du 16/04/2006	1	0.01	0.04	0.00	0.05	Terrain stable
Au 01/05/2006	7	0.03	0.01	0.00	0.02	
	22	0.92	0.01	0.04	0.07	

Stabilisation du terrain à compter du 20/03/2006.

Sondage : S.4A

Tableau IV-18: Mesure inclinométrique de sondage S4A

Période	Profondeur (m)	A (mm)		B (mm)		Observation
		A+	A-	B+	B-	

Du 23/05/2005 Au 18/09/2005	1 9 23	5.40 16.80 0.40	4.90 17.70 0.10	3.40 24.90 0.70	3.40 24.40 0.20	Déplacement très significatif dans l'intervalle de profondeur 8.0 m – 14.00 m avec un pic à 9.00 m
Du 18/09/2005 Au 20/03/2006	1 9 23	3.40 38.40 0.00	5.10 38.60 0.04	3.90 21.00 0.50	3.90 14.60 0.60	
Du 20/03/2006 Au 16/04/2006	1 9 23	1.60 6.00 0.10	2.00 4.60 0.00	2.40 2.30 0.10	1.60 5.60 0.40	Déplacement dans la zone 8.00 – 14.00 m
Du 16/04/2006 Au 01/05/2006	1 9 23	0.60 2.40 0.00	0.30 3.20 0.10	2.40 2.60 0.10	1.00 1.40 0.20	Déplacement dans la zone 8.00 – 14.00 m

Cumul des déplacements du 23/05/2005 au 01/05/2006 dans la zone des 8.00-14.00 m

$\Delta d = 63.60 \text{ mm}$.

Sondage : S.5A

Tableau IV-19: Mesure inclinométrique de sondage S5A

Période	Profondeur (m)	A (mm)		B (mm)		Observation
		A+	A-	B+	B-	
Du 16/04/2006 Au 01/05/2006	3 9 20	10.10 0.01 0.01	10.00 0.60 0.03	3.60 0.02 0.01	4.70 0.03 0.05	Déplacement important pour une faible période

Indication à prendre en considération dans la zone des 3.00 m.

IV.10.3 Les essais au laboratoire

IV.10.3.1 Les caractéristiques physiques

Tableau IV-20: Les caractéristiques physiques

Paramètres	Nature de sol	
	Argiles	Limons
Densités sèches γ_d (g/cm^3)	$1.5 < \gamma_d < 1.7$	$1.3 < \gamma_d < 1.5$
Teneurs en eau W (%)	$> 20\%$	$> 20\%$
Degré de saturation S_r (%)	$87.27 < S_r < 100$	$87.27 < S_r < 100$

Indice des vides e	-	$0.76 < e < 1.03$
l'indice de plasticité I_p (%)	$35 \leq I_p \leq 40$	-
limite de plasticité W_p (%)	$25.56 < W_p < 31.00$	-
limites de liquidité W_l (%)	$44 \leq W_l \leq 70$	-
Granulométrie	Un pourcentage élève des éléments de matériaux passant $< 2\mu$	
Analyse de bleu de méthylène (VBS)	limite de retrait > 10	

Interprétation des résultats

- Une compacité moyenne pour les argiles.
- Une compacité faible pour les limons.
- Sols compressible.
- Les sols en place sont saturés pendant une bonne partie de l'année.
- Sols très plastiques et sensible à l'eau.
- A partir de la granulométrie on trouve des sols fins.
- Sols de nature gonflante.

IV.10.3.2 Les caractéristique mécanique

Tableau IV-21: Les caractéristiques mécaniques

Caractéristiques mécaniques		
Type d'essai	Paramètres	Résultats
Non consolidé non drainé UU	L'angle de frottement interne φ (en degré)	$3.00 < \varphi < 22$
	La cohésion C (en bar)	$0.20 < C < 0.65$
Consolidé drainé CD	L'angle de frottement interne φ (en degré)	$5.00 < \varphi < 18$
	La cohésion C (en bar)	$0.20 < C < 0.26$
	Pression de consolidation P_c (en bar)	$3.00 < P_c < 3.30$
	L'indice de gonflement C_g (%)	$7.20 < C_g < 12.10$

Conclusion : le sol est consistant moyennement consolidé, peu compressible et gonflant.

Chapitre V

Calcul de la stabilité et analyse
de glissement

V.1 Calcul de stabilité

Elle est effectuée avec des caractéristiques de cisaillement à court terme et à long terme des matériaux. Différents profils de calculs ont été établis :

- ❖ **A court terme**: on a raisonné on contraintes totales avec les caractéristiques non drainées du sol on place (C_u et ϕ_u)
- ❖ **A long terme** : on a raisonné en contraintes effectives avec les caractéristiques inters granulaire C' et ϕ' du sol. Et de plus il faut tenir compte des pressions interstitielles (ou ce qui revient au même des forces d'écoulement) correspondent au régime permanent.

Dans nos calculs on a pris en considération la présence de l'eau à différents niveaux de profondeur en partant de moins 01 m jusqu'à 08 m.

Les calculs effectués conduisent aux résultats suivants: des déformations latérales du sol de fondation se sont donc développées induisant des poussées parasites sur les fondations. Les mesures de confortement injectées dans nos calculs laissent présager une atténuation importante des mouvements.

La simultanéité des problèmes et leur concomitance expliquent les mouvements de terrain ayant touchés le site des 185 logements de MILA (glissement, affaissement et gonflement localisés des sols d'assise).

V.2 Analyse de la stabilité vis à vis du glissement :

L'analyse des différents paramètres tels que la géologie, l'hydrogéologie, la topographie, les caractéristiques géotechniques, la sismicité de la région ou les conditions climatiques aident à mieux comprendre les phénomènes d'instabilité qui touchent ou ont touché le site des 185 logements O.P.G.I MILA.

Les caractéristiques géologiques et les facteurs moteurs (la nature du sol, les eaux et la pente) autre que la gravité qui agit en permanence, peuvent avoir par contre des conséquences rapides et engendrer des instabilités de grande ampleur. Ce sont ces facteurs déclenchant qu'il faudra suivre tout particulièrement lors de la mise en œuvre de la solution de confortement.

Les échelles géométriques ou cinématiques de l'instabilité semblent peu étendues (localisés) de même que la vitesse est lente. A noter que le mouvement lent n'a pas été sans conséquence sur notre ouvrage. Le champ de vitesses peut être hétérogène: distinction amont – aval, centre - bordure (comme on le constate sur nos ouvrages). Les phases de paroxysme sont liées au degré d'imbibition de terrain soit par les infiltrations des eaux souterraines ou des eaux de pluie surabondantes (les hivers des années 2003/2004 et 2004/2005).

Il est primordial de prendre en compte, pour la définition du système de confortement, non seulement la cinématique actuelle du phénomène, mais aussi son évolution prévisible.

Pour cela on a supposé que deux facteurs sont à l'origine des mouvements dans le sol sur notre site d'une part le facies argileux soumis à l'action de l'eau et de la pression interstitielle et les charges apportées par les ouvrages.

On a étudié à partir de deux hypothèses :

- Dans la première, on a fait appel à l'analyse à rebours en émettant plusieurs postulats.
- Dans la deuxième, on a employé des valeurs physico – mécanique discrétionnaires en fonction de la nature des sols relevés sur place et des rapports géotechniques fournis par les différents laboratoires intervenants sur le terrain.

V.2.1 Calcul du coefficient de sécurité par logiciel

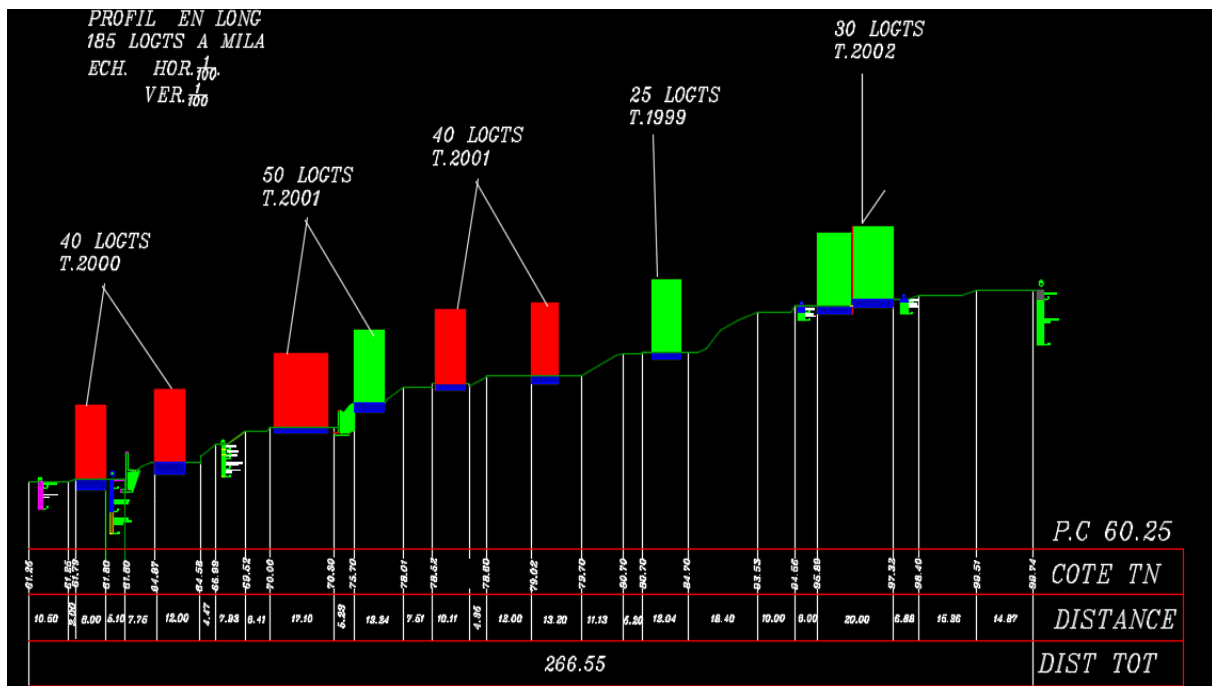


Figure V-1: Profil en long avec les sondages effectués (Autocade)

On utilise logiciel de TALREN pour étudier et modéliser le site (la pente). Pour le calcul les couches utilisées dans nos modèles sont caractérisées par les valeurs suivantes :

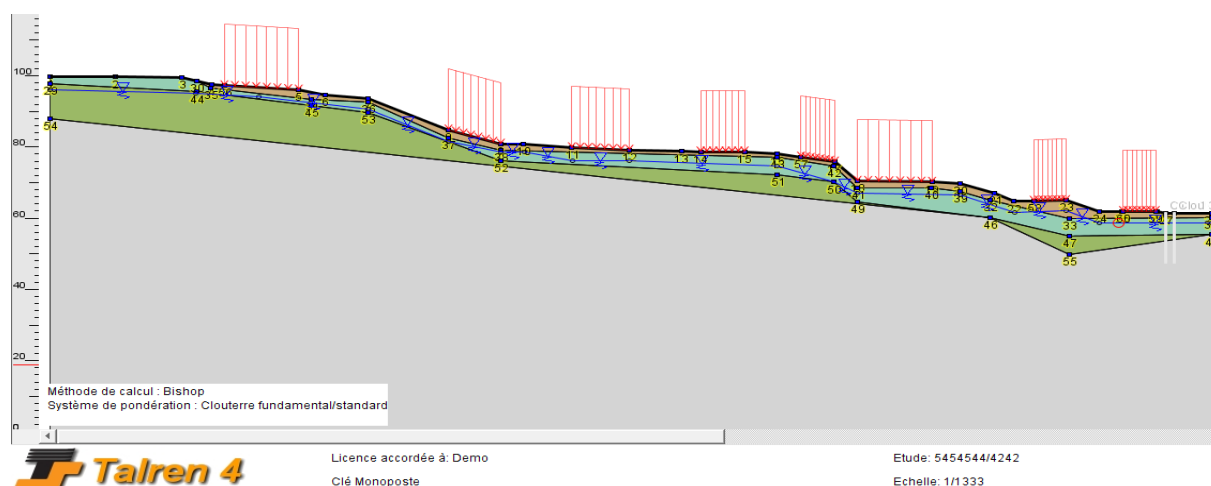
Couche 1 : Remblai

Couche 2 : Argile

Couche 3 : Limon

Tableau 0-1: Les paramètres physiques et mécaniques utilisé pour le calcul de stabilité

	Densité sèche (KN/m3)	Cohésion (KPa)	Angle ϕ ($^{\circ}$)
Remblai	2	0.5	18
Argile	1.72	0.70	18
Limon	1.55	0.22	6

**Figure V-2:** Le profil du site par TALREN

Pour étudier le problème on utilise logiciel TALREN, avec trois méthodes de calcul : JAMBU et BISHOP on circulaire et celle des PERTURBATIONS on rupture quelconque et elles ont conduit aux résultats suivants pour les coefficients de sécurité F

Le nombre de simulations a été de 329 cercles calculés dont 230 exploitables. Sur ces derniers on a une proportion de résultats de 62% ayant un coefficient de sécurité F supérieur 1,40 tandis que 38% ont un coefficient de sécurité F compris entre 1,25 et 1.40.

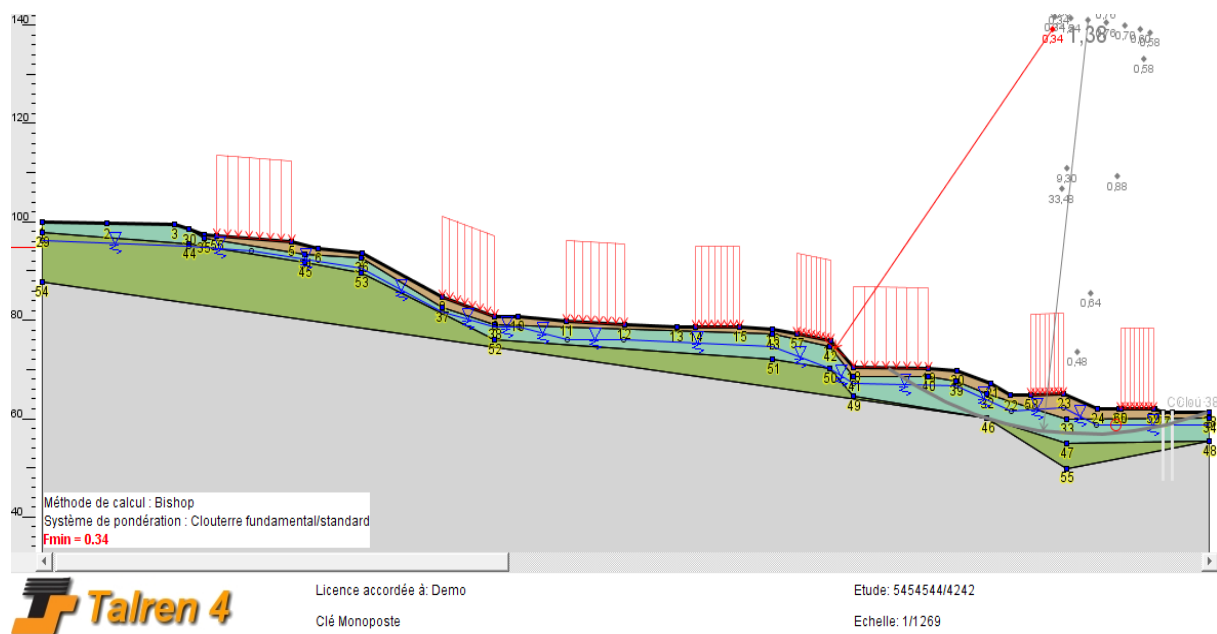


Figure V-3: Résultat obtenu pour la situation 1 par la méthode de BISHOP

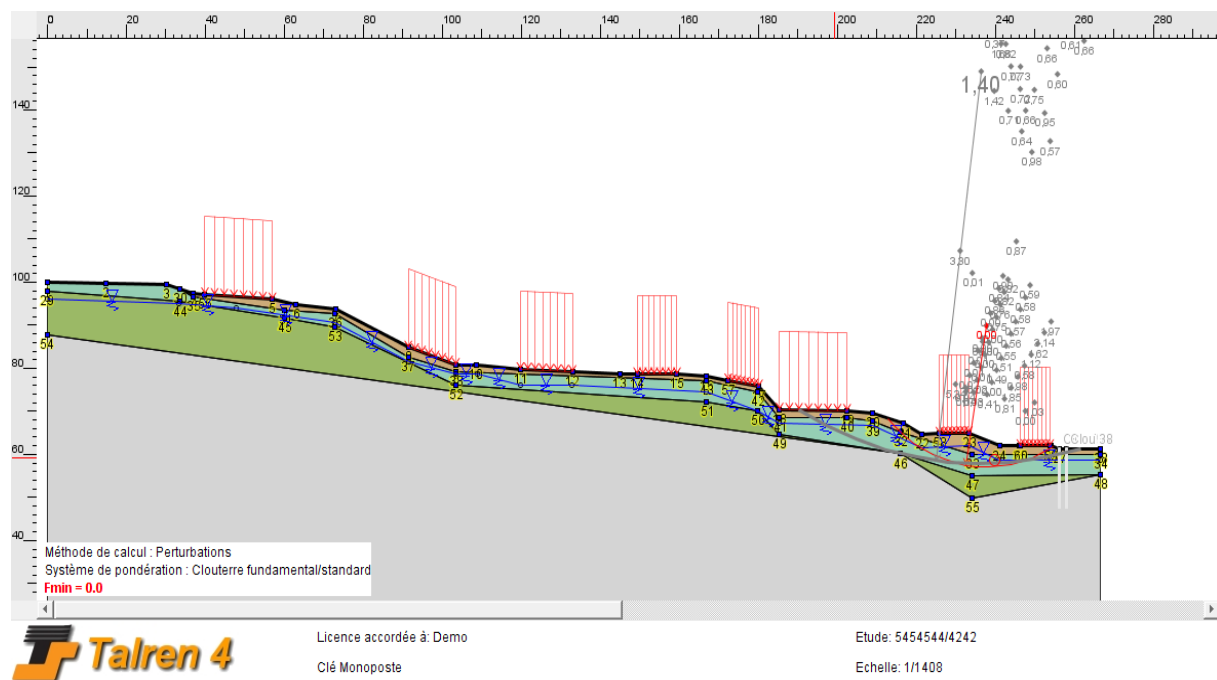


Figure V-4: Résultat obtenu pour la situation 1 par la méthode de PERTURBATION

L'épaisseur de la frange instable varie entre 0 - 5 m donc certains profils d'autres elle varie entre 0-8 m.

Chapitre VI

Stabilisation du glissement et
solutions de confortement

VI.1 Introduction

Les solutions de confortement proposées consistent à :

1. Maîtriser la circulation des eaux autour des bâtiments à l'aide d'une tranchée drainante.
2. Vérifier l'état des canalisations enterrées.
3. Substituer les matériaux de remblais.
4. Mettre en œuvre des puits bétonnés légèrement armés aux coins des bâtiments et au niveau des joints.
5. Mettre en place des trottoirs périphériques pour éviter toute infiltration des eaux de pluie.
6. Redimensionner les fondations pour tenir compte des nouvelles conditions du sol.
7. Réaliser des murs de soutènement mieux structurés.
8. Conforter les bâtiments endommagés au niveau des R.D.C au moyen de voiles et chemisage des poteaux.
9. Stabiliser le sol à l'aide d'une série de 38 pieux disposés en bas de la pente sur deux rangées en quinconce. Ces pieux de 80 cm de diamètre seront espacés de 2.30 mètres et fichés dans la couche de marne compacte à 12 mètres de profondeur. Les deux rangées de pieux seront reliées par une semelle de liaison en béton armé.

VI.2 Les solutions de confortement adoptées pour stabiliser la pente

- 1) Le drainage par la maîtrise totale des circulations des eaux en particulier par un système de tranchées drainantes :
 - Une tranchée drainante qui enserme l'ensemble du site des 185 logements descendue en moyenne de 1,5 m de profondeur: ça sera la première ligne de défense du terrain contre les venues d'eau superficielles, Ce système de drainage sera de préférence constitué d'un tuyau perforé d'au moins 150 mm de diamètre entouré de GRAVE, elle - même entourée d'un polyane ou un géotextile non tissé.
 - Une série de tranchée drainante pour chaque bâtiment qui l'encadre sur les trois cotés (amont- les deux flancs gauches et droit) et qui sont descendues au moins de 0.50 m au-dessus du niveau des fondations et éloignées des blocs de 1.5 m au minimum. Cette série de tranchée drainante est constitué d'un matériau bien drainant (constitué de sable et gravier ou de pierre concassée) renfermant moins de 5% de particules fines de taille inférieure à 0.080 mm.

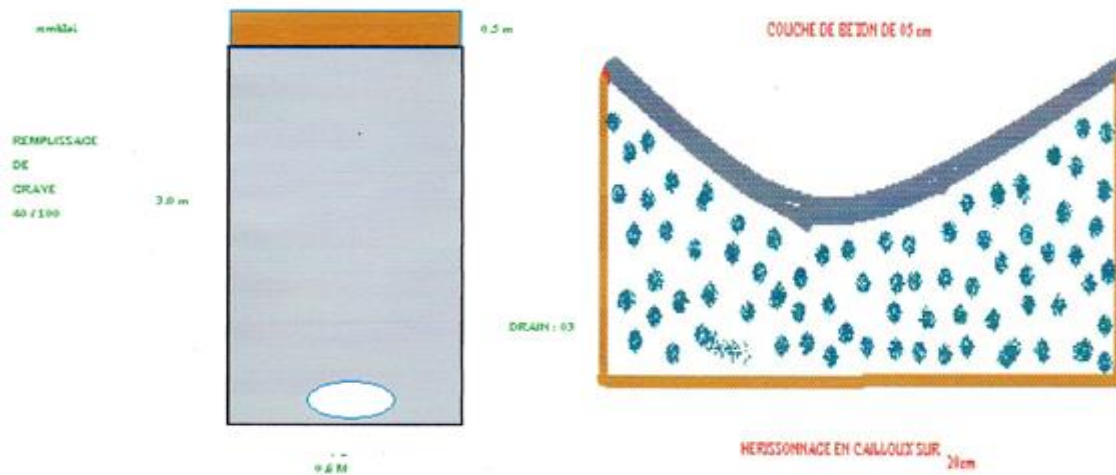


Figure VI-1: Schéma d'une Tranchée drainante

- Mise en place d'un réseau de micro — pieux au droit du mur de soutènement déstabilisé des 50 logements et en amont et en aval de ces derniers : le réseau de micro-pieux augmentera à lui seul de manière conséquente la capacité portante du sol en place de même qu'une réduction des tassements. On aura un véritable massif constitué de pieux verticaux et inclinés qui encageront nos blocs.
- La longueur des micros-pieux sera de 12 mètres au maximum, et de diamètre de 150 mm avec une armature HA de 24 mm et scellée avec un coulis de ciment/sable. La distance entre axe sera de 1 mètre.
- Pour le mur de soutènement des 50 logements : il y aura de part et d'autre du voile deux files de micros-pieux se faisant face à face.
- Pour chacun des cotés (amont et aval) des 50 logements on plantera quatre séries de files de micro - pieux en quinconce.

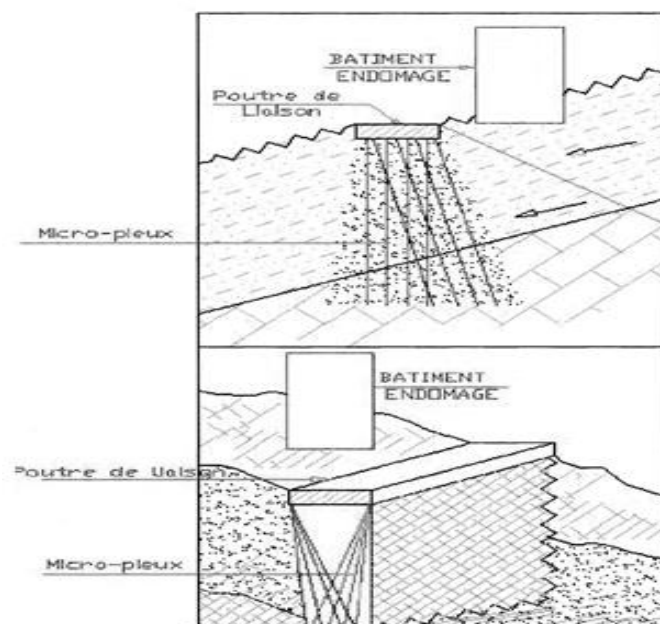


Figure VI-2: Coupe de série des micro-pieux

- 2) Deux lignes de 38 pieux de 80cm de diamètre seront espacés de 2.30 mètres et ancrés à 12 mètres dans la couche de marne compacte. Les deux rangées de pieux seront reliées par une semelle de liaison en béton armé. La série des pieux positionner en parallèles en aval des 40 logements.

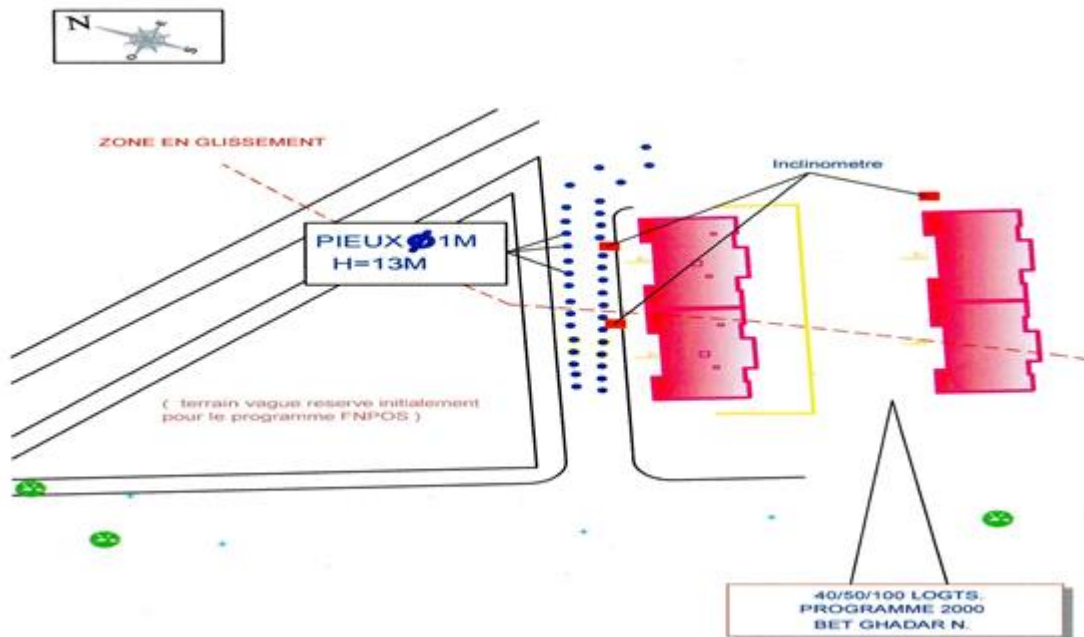


Figure VI-3: Schéma présenter la position des pieux

- 3) Une série d'éperons drainants ancrés à 03 m sur les talus (espacés de 04 m) amonts de certains bâtiments pour mieux rigidifier les terrains mitoyens.

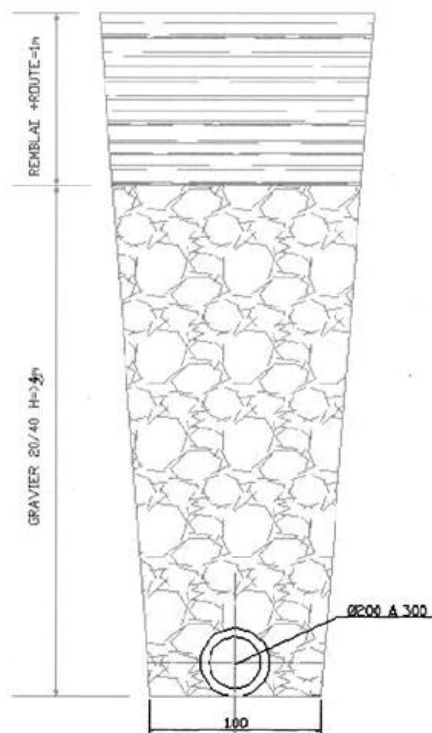


Figure VI-4: Schéma d'éperon drainant

- 4) Avant ces deux dernières opérations, un léger reprofilage pour donner une pente régulière au terrain situé en aval des deux blocs sera faite.



Figure VI-5: Reprofilage de la pente

Pour éviter toute stagnation d'eau et le tout sera recouvert d'un masque drainant à la fin des travaux cité ci – dessus :

- 5) Revoir les remblais mis en œuvre à l'intérieur des blocs avec la mise en place de matériaux et d'un compactage appropriés et convenables avec une telle épaisseur (supérieur à 2.0 mètres).
- 6) Mise on place de trottoirs périphériques tout autour des bâtiments suivant les règles de l'art avec prolongement des descentes d'eaux pluviales au-delà de celui - ci.

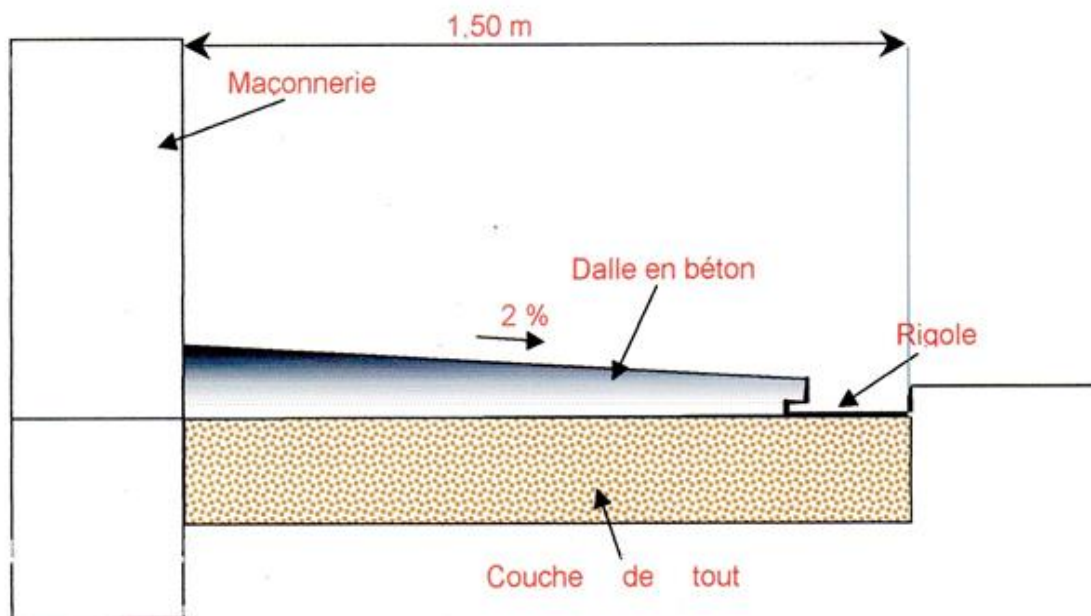


Figure VI-6: Aménagement du trottoir

- 7) Réaliser des nouveaux murs de soutènement mieux structurés



Figure VI-7: Réalisation des murs de soutènement

- 8) Conforter les bâtiments endommagés au niveau des R.D.C au moyen de voiles et chemisage des poteaux.



Figure VI-8: Chemisage des poteaux

VI.3 Calcul et vérification de stabilité des blocs après confortement

L'évaluation de l'instabilité et de l'amélioration de la sécurité au glissement ont été faites en utilisant les trois méthode (BISHOP, PERTURBETION et JAMBU) de calcul de stabilité de pente, en tenant compte des efforts apportées par les micropieux, les pieux, les murs de soutènement et le drainage.

L'ensemble des solutions de confortement (drainage, reprofilage et inclusions) ont été intégrées dans notre vérification de la stabilisation à partir des différents modèles qui ont été élaborés par nos soins.

Cet apport du confortement a considérablement amélioré et renforcé les paramètres de sécurité essentielle pour les blocs d'habitation et leur environnement.

Les tableaux suivantes résument les différentes valeurs du coefficient de sécurité calculés après confortement

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
1010	10.00	610.00	1	10.00	28.39	264.40
-	-	-	2	8.00	30.21	53.64
-	-	-	3	6.00	29.01	42.70
-	-	-	4	4.00	11.5	20.10
-	-	-	5	3.00	1.54	7.92

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
1020	12.50	611.00	1	11.25	12.45	273.50
-	-	-	2	6.25	19.01	55.26
-	-	-	3	4.50	2.80	29.15

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
--------	----------	----------	--------	-----------	---	----------------

1030	15.00	613.00	1	12.50	13.35	277.40
-	-	-	2	10.50	13.92	158.14
-	-	-	3	7.50	14.90	52.84
-	-	-	4	4.50	1.84	12.37

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
1040	17.50	615.00	1	13.75	11.22	276.60
-	-	-	2	10.75	12.58	167.2
-	-	-	3	8.75	13.95	47.16
-	-	-	4	5.75	1.57	12.37

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
1050	20.00	615.00	1	20.00	14.34	675.00
-	-	-	2	17.50	12.38	429.10
-	-	-	3	15.50	10.04	271.70
-	-	-	4	12.50	4.28	46.82
-	-	-	5	10.00	7.01	39.43
-	-	-	6	7.50	6.14	30.61
-	-	-	7	5.50	1.27	10.64

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
--------	----------	----------	--------	-----------	---	----------------

2010	25.00	607.00	1	22.00	16.18	1537.00
-	-	-	2	19.00	14.35	1362.00
-	-	-	3	16.00	12.63	1290.70
-	-	-	4	14.00	12.08	1026.24
-	-	-	5	12.00	11.16	843.40
-	-	-	6	10.00	4.92	607.10
-	-	-	7	8.00	3.51	123.87
-	-	-	8	6.00	1.31	54.63

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
2020	27.50	608.00	1	23.25	11.84	1562.00
-	-	-	2	21.25	11.55	1322.30
-	-	-	3	19.25	11.24	1267.00
-	-	-	4	15.25	10.91	1157.21
-	-	-	5	11.25	10.83	10.39
-	-	-	6	7.25	7.06	569.22
-	-	-	7	5.25	2.70	213.89
-	-	-	8	3.25	1.54	43.04

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
2030	30.00	610.00	1	29.50	17.13	2391.00
-	-	-	2	24.50	16.84	2103.20

-	-	-	3	19.50	14.26	2009.62
-	-	-	4	14.50	11.02	1768.10
-	-	-	5	12.50	10.17	1581.00
-	-	-	6	10.50	9.032	1279.60
-	-	-	7	8.50	7.16	932.90
-	-	-	8	6.50	4.03	450.80
-	-	-	9	4.50	3.94	210.41
-	-	-	10	3.50	1.65	369.37

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
2040	32.50	611.00	1	30.75	38.79	2412.00
-	-	-	2	25.75	38.69	2231.10
-	-	-	3	20.75	30.90	2048.00
-	-	-	4	18.75	28.91	1768.64
-	-	-	5	16.75	21.73	1509.21
-	-	-	6	14.75	20.85	1593.20
-	-	-	7	12.75	20.09	1328.07
-	-	-	8	10.75	19.34	1208.61
-	-	-	9	8.75	8.25	1009.55
-	-	-	10	6.75	5.34	937.5
-	-	-	11	4.75	1.57	681.39
-	-	-	12	3.75	1.52	117.38

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
2050	35.00	612.00	1	32.00	23.25	2426.00
-	-	-	2	28.00	23.06	2237.70
-	-	-	3	22.00	22.83	2111.08
-	-	-	4	18.00	22.17	2086.20
-	-	-	5	14.00	20.09	1753.00
-	-	-	6	12.00	18.94	1599.00
-	-	-	7	10.00	18.44	1236.70
-	-	-	8	8.00	18.49	1056.20
-	-	-	9	7.00	8.12	936.60
-	-	-	10	6.00	4.32	576.10
-	-	-	11	5.00	3.18	210.36
-	-	-	12	4.00	1.69	77.29

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
3020	42.50	605.00	1	25.25	18.49	1905.00
-	-	-	2	20.25	17.35	1782.00
-	-	-	3	15.25	16.90	1532.10
-	-	-	4	10.25	10.12	1293.25
-	-	-	5	8.25	2.72	531.04
-	-	-	6	4.25	1.48	102.38

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
3030	45.00	607.00	1	26.50	15.24	1926.00
-	-	-	2	23.50	15.12	1862.02
-	-	-	3	20.50	15.07	1618.30
-	-	-	4	17.50	13.37	1423.20
-	-	-	5	14.50	13.22	1349.00
-	-	-	6	11.50	10.80	1201.53
-	-	-	7	9.50	9.61	1002.97
-	-	-	8	8.50	7.47	779.12
-	-	-	9	6.50	1.45	463.09
-	-	-	10	4.50	1.40	79.33

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
3040	47.50	608.00	1	27.75	42.38	1942.00
-	-	-	2	24.75	39.43	1854.00
-	-	-	3	21.75	36.81	1781.00
-	-	-	4	18.75	35.66	1647.10
-	-	-	5	15.75	31.09	1295.21
-	-	-	6	12.75	25.22	118.49
-	-	-	7	9.75	8.69	1089.20
-	-	-	8	6.75	1.68	528.10
-	-	-	9	4.75	1.63	134.07

-	-	-	10	2.75	1.56	269.84
---	---	---	----	------	------	--------

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
3050	50.00	609.00	1	29.00	19.29	1956.00
-	-	-	2	24.00	18.18	1611.00
-	-	-	3	19.00	17.49	1542.10
-	-	-	4	14.00	17.33	1375.00
-	-	-	5	10.00	17.05	1220.00
-	-	-	6	8.50	16.87	1095.00
-	-	-	7	7.50	2.05	435.20
-	-	-	8	6.50	1.78	391.00
-	-	-	9	5.50	1.50	108.60
-	-	-	10	4.50	1.45	91.40

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
4010	55.00	601.00	1	21.00	22.95	1462.00
-	-	-	2	20.50	22.90	1240.40
-	-	-	3	19.00	22.85	1091.70
-	-	-	4	17.50	21.06	832.00
-	-	-	5	16.00	20.79	682.10
-	-	-	6	14.50	20.24	520.80
-	-	-	7	13.00	14.55	489.60

-	-	-	8	11.50	12.83	426.00
-	-	-	9	10.00	12.30	321.50
-	-	-	10	8.00	2.76	296.71
-	-	-	11	6.00	1.78	138.27
-	-	-	12	4.00	1.68	37.91
-	-	-	13	2.00	1.53	28.60

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
4020	57.50	602.00	1	22.25	13.38	1491.00
-	-	-	2	19.25	11.63	1359.70
-	-	-	3	16.25	11.27	1201.90
-	-	-	4	13.25	11.10	1006.72
-	-	-	5	10.25	5.82	761.34
-	-	-	6	8.25	1.95	600.81
-	-	-	7	6.25	1.88	519.37
-	-	-	8	4.25	1.54	334.79
-	-	-	9	3.25	1.47	108.46
-	-	-	10	2.25	1.46	10.376

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
4030	60.00	604.00	1	23.50	19.43	1513.00

-	-	-	2	20.50	18.85	875.70
-	-	-	3	17.50	18.02	807.20
-	-	-	4	14.50	17.24	773.80
-	-	-	5	11.50	17.19	668.90
-	-	-	6	9.50	16.84	650.10
-	-	-	7	8.50	5.21	416.70
-	-	-	8	7.50	3.16	327.90
-	-	-	9	6.50	2.56	253.81
-	-	-	10	5.50	1.82	121.84
-	-	-	11	4.50	1.72	42.35
-	-	-	12	3.50	1.52	28.46

Indice	X centre	Y centre	Numéro	Rayon (m)	F	Poids (tonnes)
4040	62.50	605.00	1	24.75	19.59	1529.20
-	-	-	2	21.75	19.63	1485.10
-	-	-	3	18.75	19.41	1409.70
-	-	-	4	15.75	18.70	1108.60
-	-	-	5	12.75	14.57	1088.20
-	-	-	6	10.75	14.02	876.15
-	-	-	7	8.75	10.00	753.21
-	-	-	8	6.75	1.98	550.84
-	-	-	9	5.75	1.64	246.10

-	-	-	10	4.75	1.62	1640.30
-	-	-	11	3.75	1.57	74.68
-	-	-	12	2.75	1.46	25.64

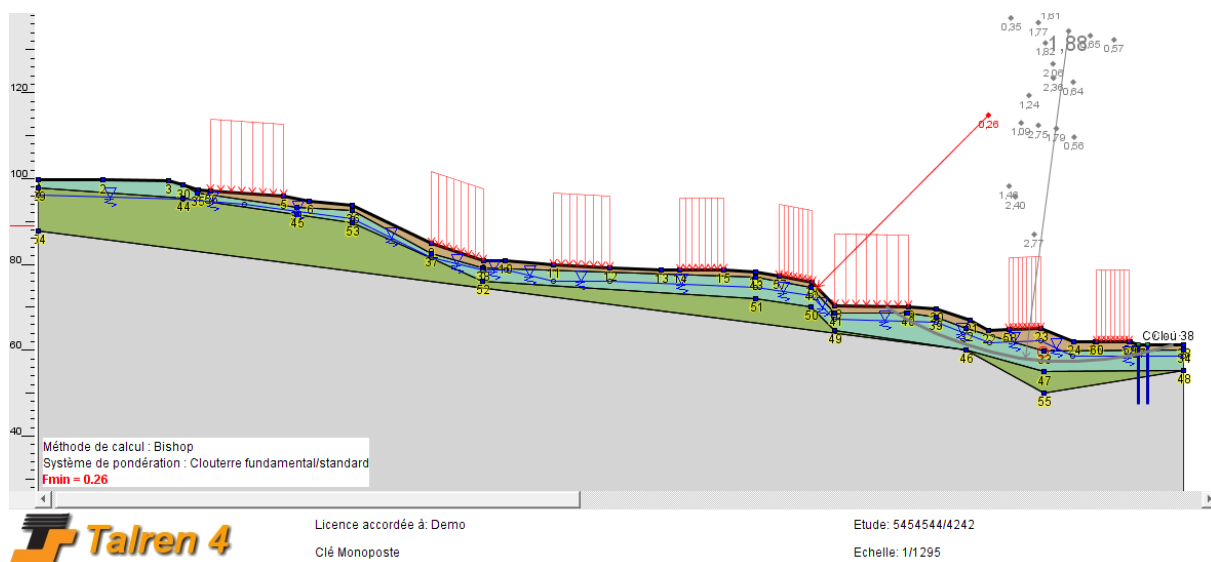


Figure VI-9: Valeurs des coefficients de sécurités obtenues par la méthode de BISHOP après confortement

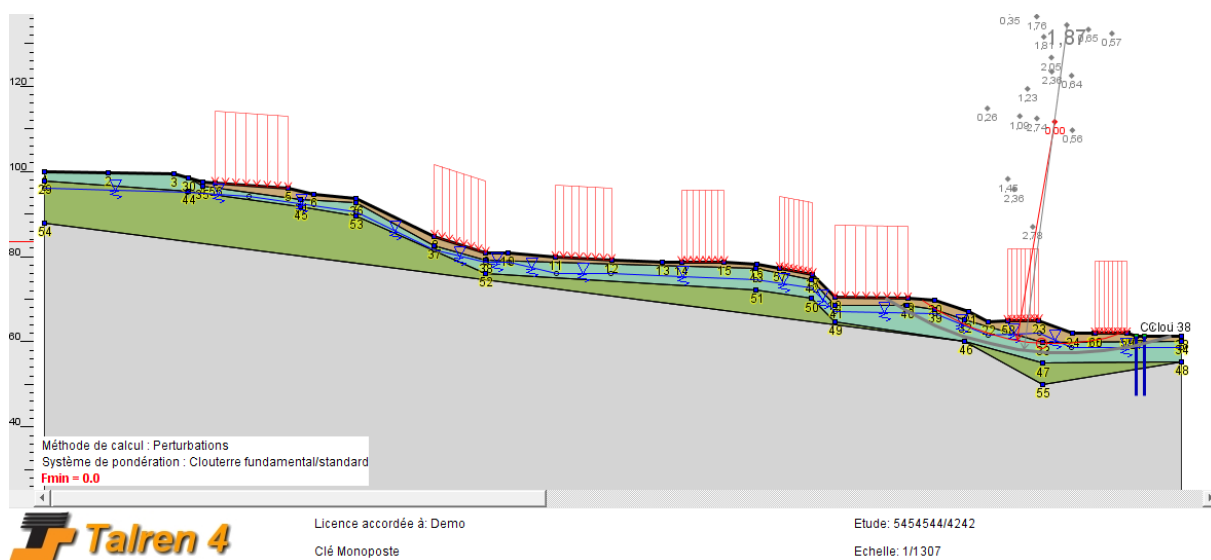


Figure VI-10 : Valeurs des coefficients de sécurité obtenues la méthode de PERTURBATION après confortement

VI.4 Calcul de confortement

Comme solution de confortement nous avons un clouage par pieux qui a notre avis serait très adaptée pour le site. (Peu perturbant pour les ouvrages existants et les talus).

Ce mode de confortement a fait ses preuves, sa réalisation est aisée et rapide. Pour dimensionner le confortement les étapes suivantes ont été suivies.

1. Hypothèse de la rupture constatée

-Evaluation des efforts et de mouvements de masses.

-Evaluation d'efforts à reprendre par pieu dans le cas d'amélioration du coefficient F de sécurité pour les ouvrages.

2. Hypothèses de calcul

Les calculs ont été réalisés selon les hypothèses, en considérant un glissement en translation au-dessus de la surface de rupture la plus pénalisante.

Cette hypothèse conduit à proposer un clouage du sol par pieux en béton armé dosé à 400 bars, de diamètre $\varnothing=0.8$ m fichés à 12.00m dans les argiles indurées.

Les pieux avec un entre axes de 2.3 m seront disposés sur deux fils en quinze (intercalées).

3. Conclusions des reconnaissances et mesures effectuées.

-Présence de deux couches distinctes.

a. Argile fissurées à caractère médiocre de 0.00 à 7.00 à 8.00 m

$$C=0.20 \text{ bars.}$$

$$\varnothing=10 \text{ à } 15^\circ$$

$$\gamma = 1.96 \text{ t/m}^3$$

b. Argile indurée compacte.

-Nappe d'eau

La nappe d'eau est située des niveaux variables.

En période hivernale critique elle a été localisée à -1.50 m du niveau terrain actuel.

La masse de terre en mouvement se situe dans la zone des 48 logements soit sur une distance d'environ 30.00 m

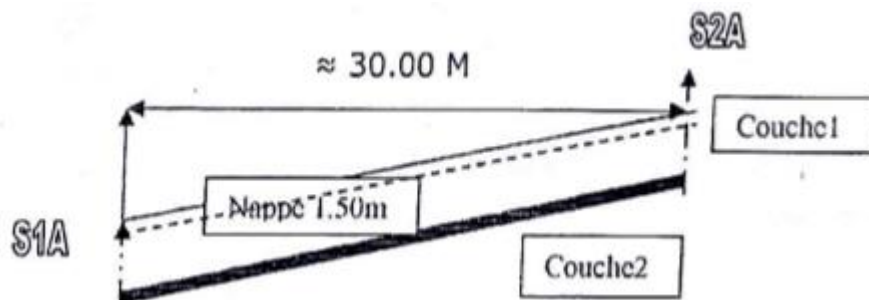


Figure VI-11: Schéma présente la masse de terre en mouvement

En considérant le terrain instable comme présentant un plan de rupture à l'interface des deux couches.

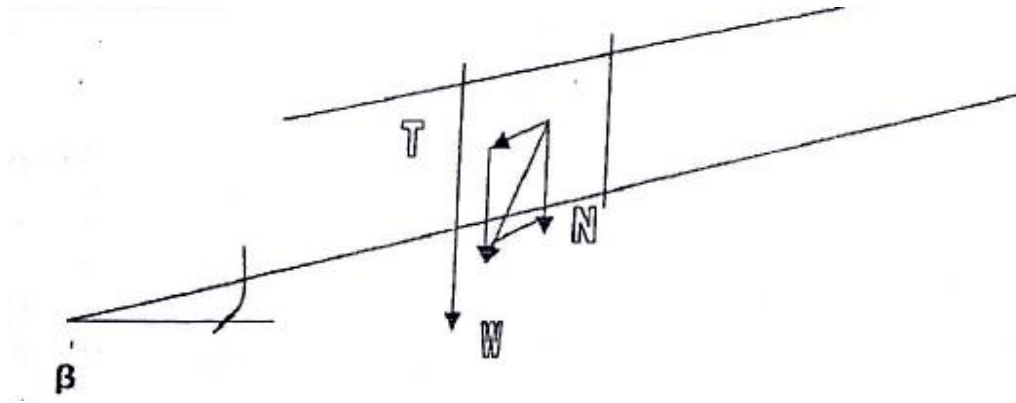


Figure VI-12: Dessin de la partie de terre en mouvement

Il s'agit d'évaluer donc les efforts que doivent reprendre les clous pour améliorer le Coefficient de sécurité F de l'ordre de 20 à 40 % par rapport à l'état actuel.

Le poids W d'une couche unitaire ' i ' de sol se décompose (si B =pente couche '2') en :

-Composante normale $N = w \cos \beta$

-Composante tangentielle $T = w \sin \beta$

La composante T sera équilibrée et par la résistance au cisaillement de l'ensemble sol et pieux le long de la surface de rupture.

Pour le sol et pour la tranche ' i ' $\sum C_i l_i + W_i \cos \beta \tan \phi_i$.

Et pour la résistance au cisaillement du pieux R .

Donc.

$$\sum W_i \sin \beta_i = (\sum C_i l_i + W_i \cos \beta_i \tan \phi_i) / (F + R) / F'$$

Ou on a ;

ϕ_i =angle de frottement interne (tranche i)

β_i =angle avec le plan de rupture de la tranche ' i '

F =coefficient sécurité sur le sol.

F' =coefficient de sécurité sur le pieu.

Selon les recommandations du LCPC (Cartier 1996) une amélioration de la sécurité est suffisante pour stabiliser le sol par la technique de clouage (de 40%).

$$\text{Ainsi avant clouage } F = \frac{M_{\text{resist}}}{M_{\text{mot}}} = \frac{M_r}{M_m} \quad \text{soit } M_r = F$$

$$\text{Après clouage } F_c = \frac{M_r + T_o \cdot R}{M_m} = \frac{F \cdot M_m + T_o \cdot R}{M_m}$$

$$F_c = F + \frac{T_o \cdot R}{M_m} = F + \frac{T_o \cdot R}{W \sin \beta \cdot R} = F + \frac{T_o}{W \sin \beta}$$

$$\text{D'où } T_o = (F_c - F) W \sin \beta$$

T_o = effort tranchant repris par le pieu.

W = poids des terres en mouvement.

B = angle avec le plan de rupture.

Si on vise une amélioration de sécurité de 40 % ($\Delta F = 40\%$)

Si on estime le poids de la masse des terres en mouvement à :

-Par tranche de 1.00 m = $30 \times 7 \times 2 = 420$ tonnes

Anisi;

$$T_o = (F_c - F) W \sin \beta = 0.4 \times 420 \times 0.42$$

$$T_o = 71 \text{ t}$$

-Pour le pieu sollicité par cet effort tranchant.

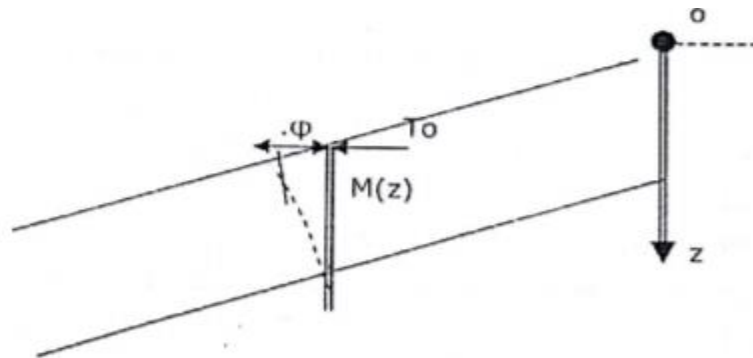


Figure IV-13: Pieu sollicité par cet effort tranchant

L'équation de la déformée s'écrit. $E T \frac{d^4 y}{dz^4} + q(z) = 0$

$q(z)$ = Réaction du sol = $K \cdot B \cdot y(z)$

k = module de réaction du sol

B = largeur apparente du pieu

B est défini pour un pieu de diamètre $\emptyset$ selon cassant. $B = 1.50 \emptyset$.

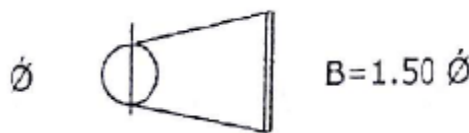


Figure VI-14: Schéma présente le diamètre de pieu

K : coefficient égal du plus $K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset}{2} \right)$. Et pris égal à $K = 2 C_u$

Dans notre cas pour unité de volume $C_u \approx 0.20 \text{ bar}$ ($K = 400 \text{ t/m}^3$).

Le moment fléchissant $M(z)$ à la cote z du à l'effort horizontal T_o est donnée par :

$$M(z) = T_o \cdot \xi \cdot A \quad (\text{d'après cassant})$$

ξ = longueur élastique du pieu choisi.

$$A = e^{-z/\xi} \sin\left(\frac{z}{\xi}\right)$$

$$M(z) = T_0 \cdot \xi \cdot e^{-z/\xi} \cdot \sin\left(\frac{z}{\xi}\right).$$

Le moment $M_{\max}$ se situe à la cote z ou $T = 0$.

Le dispositif de liaison des pieux en tête fait que le déplacement en tête fait que Le déplacement en tête est considéré nul.

La distribution de M et de T est la suivante :

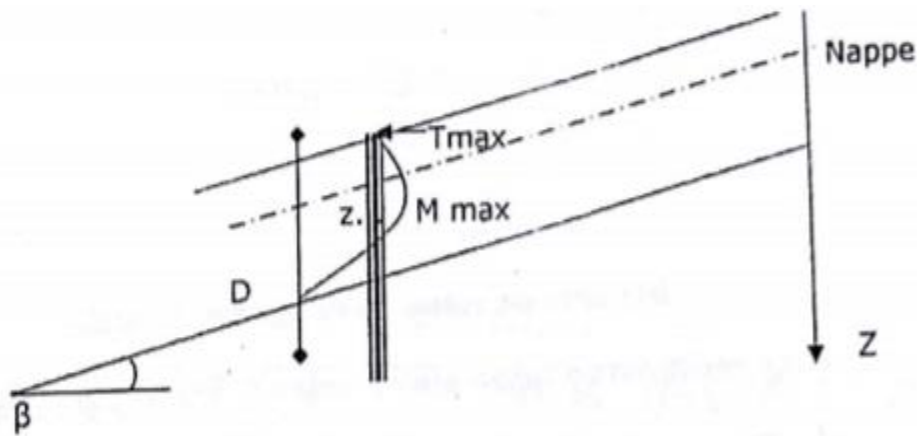


Figure VI-15: Distribution des moments et des efforts tranchants

$$T=0 \quad z/\xi = \pi/4 + k\pi$$

$$D'où \quad A = e^{-\pi/4} \cdot \sin \pi/4 \quad \text{et} \quad M_{\max} = T_0 \cdot \xi \cdot (-\pi/4 \sin \pi/4).$$

Pour un pieu de $\varnothing' = 80$ et $D = 12.00$ m (fiche) et $k = 400$ t/m³

$$T = (\pi \varnothing'^4 / 64) = 0.02 \text{ m}^4 \quad E = 2.10^6 \text{ t/m}^2$$

$$B = 1.5 \times 0.80 = 1.20 \text{ m}$$

$$\xi = \sqrt[4]{4 \frac{ET}{KB}} = 4.28 \text{ m}$$

$$M_{\max} = (T_0 \cdot \xi \cdot e^{-\pi/4}) \cdot (\sin \pi/4) = 97 \text{ t.m}$$

Pour les résistances du pieu B.A

Deux sections à vérifier.

$$T=0 \quad M_{\max} = 97 \text{ tm}$$

$$T=71 \text{ t} \quad M(z) = 0$$

Conclusion

Le confortement proposé sera réalisé en butée au pied du talus et parallèlement au premier bâtiment.

C'est un confortement par clouage en pieux

-Les pieux en béton armé dosé 400 bars auront un diamètre de 0.80 m et une fiche de 12.00 m à partir du niveau actuel du terrain.

-Les pieux avec des entre axes de 2.30 m seront disposé sur deux lignes en quinquance et d'un entre axe de 2.00 m.

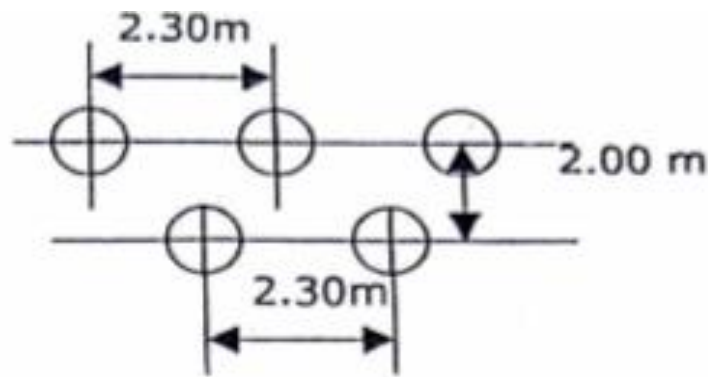


Figure VI-16: Schéma de mise en place des pieux

Les pieux porteront un radier de liaison en béton armé comme le montre le schéma ci-dessous.

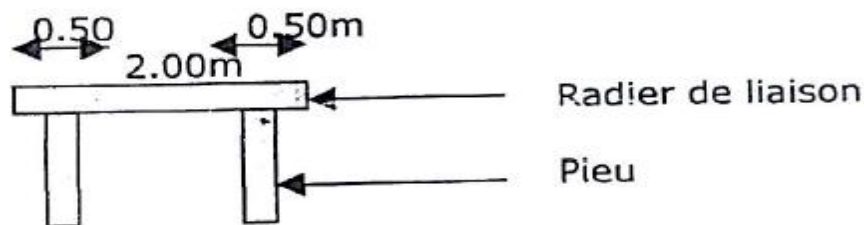


Figure VI-17: Schéma du radier de liaison

Nous préconisons comme ferrailage des aciers 14 T 32. Cercles ($e = 20$ cm) et qui reste à vérifier par le BET.

Le forage doit être réalisé sous girolle pour la protection des parois sur les premiers mètres.

Le ferrailage doit être mis en place avant coulage du béton.

Un système de surveillance des pieux doit être mis en place en introduisant un tube inclinométrique dans un pieu et les mesure se feront dans le temps.

Conclusion Générale

Dans toutes les études d'ouvrages en génie civil, les codes et règlements de calcul offrent un coefficient de sécurité important allant dans le sens de la sécurité.

Il en résulte théoriquement que l'effondrement d'un ouvrage est un phénomène rare. Tout ouvrage bien conçu, doit alors supporter, sans faiblir, les charges auxquelles il est soumis.

Pourtant, de nombreux ouvrages, ne manquent pas de poser le problème de sinistralité.

Ceci donne à penser que la sinistralité résulte de l'emploi involontaire mais répété de dispositifs de construction inappropriés, de méthodes de conception ou d'exécution mal adaptés ou des deux à la fois.

Notre contribution consiste en une analyse critique d'une solution de confortement réalisée sur un site abritant 185 logements ayant subi des désordres très importants avant leur réception. Le terrain en question est caractérisé par une pente considérable et a été affecté par un glissement de terrain dès l'achèvement des travaux.

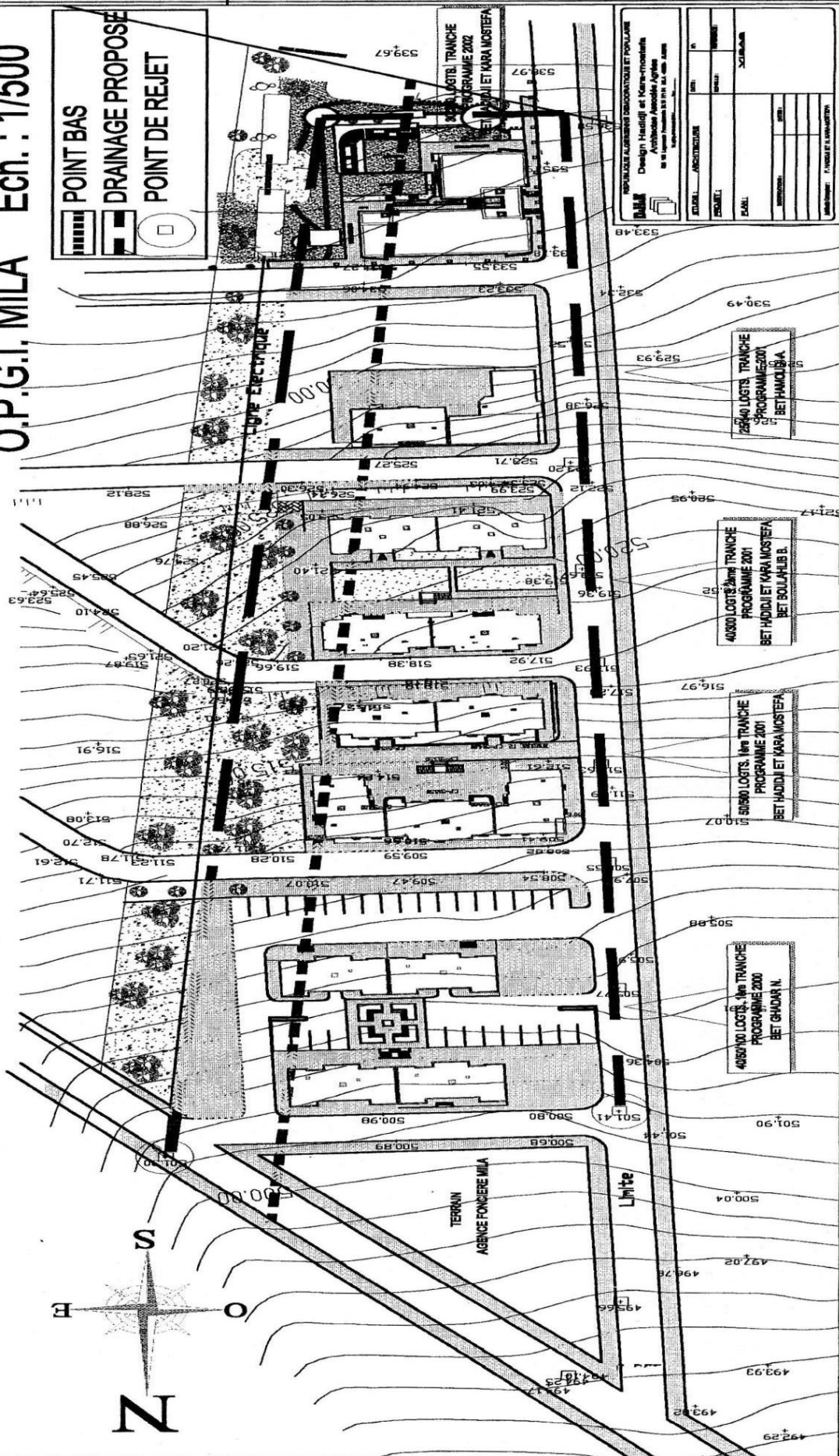
Les études géotechniques effectuées sur le site en question ont donné des propriétés mécaniques assez bonnes indiquant un sol stable, mais n'ont pris en compte ni la valeur de la pente du versant ni la circulation des eaux d'infiltration et des eaux pluviales.

Concernant les désordres observés sur les bâtiments et sur le mur de soutènement sont dus à des déplacements différentiels dans le sens de la pente de diverses fondations. A l'origine des désordres, on relève l'absence ou le mauvais fonctionnement des dispositifs de protection, où les conditions prédisposées le site des 185 logements à d'éventuelles instabilités.

Les mesures de stabilisation proposées et déjà réalisées telles que les tranches drainantes et le clouage de la pente, ont permis de réduire significativement le risque d'effondrement total des blocs. Le suivi des désordres des bâtiments par la pose des témoins en plâtre n'a révélé aucun signe de mouvement (témoins intacts), mais le procédé reste très insuffisant pour juger de l'efficacité des solutions techniques adoptées.

ANNEXE

PLAN DE MASSE 185 LOGTS. SOCIAUX LOCATIFS
O.P.G.I. MILA Ech.: 1/500



UNITE OUM EL BOUAGHI - ANTENNE CONSTANTINE

3

Sondage N° : S2A

Profondeur totale : 18 ML

Coordonnées : X = Y =

Inclinaison : 90°

$$Z =$$
[illegible]

UNITE OUM EL BOUAGHI - ANTENNE CONSTANTINE

4

Inclinaison : 90°

[illegible]

UNITE OUM EL BOUAGHI - ANTENNE CONSTANTINE

6

Etude : 185 LOGEMENTS								Sondage N° : S2A'		
Dossier N°: 44/05						Profondeur totale : 25 ML				
Date essai : 08/05						Coordonnées : X = Y = Z =				
Niveau Nappe : 1,5 m						Inclinaison : 90°				
Prof (m)	Récupération					Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100					
1									REMBLAIS	
2									ARGILE BRUN JAUNE PLASTIQUE	
3										
4									ARGILE BRUN JAUNE PLASTIQUE	
5										
6										
7										
8									ARGILE BRUN VERDATRE INDURE	
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15									ARGILE BRUN ROUGEATRE INDUREE	
16										
17										
18										
19										
20										

SP 04				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
3	64.21	5.76	4.08	11.16
4	35.34	9.88	7.17	8.69
5	76.11	7.10	4.56	10.72
6	172.02	19.39	13.02	8.87
7	296.90	26.04	15.97	11.40
8	243.66	24.47	-	9.96
9	374.40	28.34	-	18.21

SP 05				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
2	41.87	2.07	1.76	20.20
3	78.48	4.07	2.44	19.20
4	96.15	11.19	7.17	8.69
5	141.81	18.26	12.75	7.77
6	185.65	20.40	14.89	9.10
7	245.02	24.05	17.29	10.10
8	283.39	30.55	25.89	9.27
9	376.02	28.53	16.07	13.13

SP 06				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
2	13.40	3.20	0.28	4.24
3	36.0	6.0	4.21	6.0
4	36.82	5.29	3.68	6.05
5	12.66	2.53	2.02	4.91
6	47.55	4.0	2.35	11.03
7	41.63	5.22	3.92	7.07
8	35.63	4.09	2.75	8.72
9	375.73	28.53	16.13	18.17

SP 07				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
2	50.00	4.00	3.00	12.50
3	150.00	10.00	6.05	15.00

4	240.00	16.00	5.21	15.0
5	61.42	4.66	7.0	13.18
6	78.31	5.76	7.63	13.60
7	105.64	6.86	4.82	15.40
8	121.78	9.96	4.25	12.23
9	130.69	11.58	6.13	11.29

SP 08				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
2	36.62	2.35	1.21	15.6
3	52.63	2.95	1.37	17.8
4	240	16.0	2.40	15.0
5	80.72	5.63	2.66	14.34
6	17.46	2.44	1.92	7.16
8	697.08	5.16	5.25	136.13
9	46.40	6.45	2.85	7.19

SP 09				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
2	36.75	2.16	1.13	16.00
3	11.10	2.13	1.36	6.21
4	41.39	2.94	1.88	14.09
5	75.52	7.13	4.38	10.60
6	Galet	Galet	3.81	Galet
7	114.83	10.53	6.98	10.90
8	27.92	5.32	3.88	6.26
9	375.52	28.33	15.95	13.26

SP 10				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
2	50	4.0	7.1	12.50
3	150	10.0	6.81	15.0
4	240.0	16.0	6.24	15.0
5	128.27	14.4	5.03	5.86
6	168.29	19.61	3.94	8.58
7	167.71	19.60	5.48	8.56
8	223.95	26.16	6.75	12.86
9	130.69	11.58	7.06	11.29

SP 11				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
2	50	4.0	10.84	12.50
3	150	10.0	9.46	15.0
4	240.0	16.0	6.21	15.0
5	73.36	7.04	8.43	10.42
6	86.85	6.98	6.7	12.44
7	78.67	7.40	8.20	10.61
8	47.20	6.58	8.26	7.18
9	82.86	9.23	5.93	8.98

SP 12				
Profondeur (m)	E (Bar)	Pl (bar)	Pf (bar)	E/Pl
2	43.50	4.59	7.83	9.53
3	54.88	6.49	8.04	8.37
4	7.61	2.48	11.62	3.07
8	7.72	2.21	11.07	3.49
10	7.68	1.80	7.95	4.22

INTITULE : ETUDE DE STABILITE

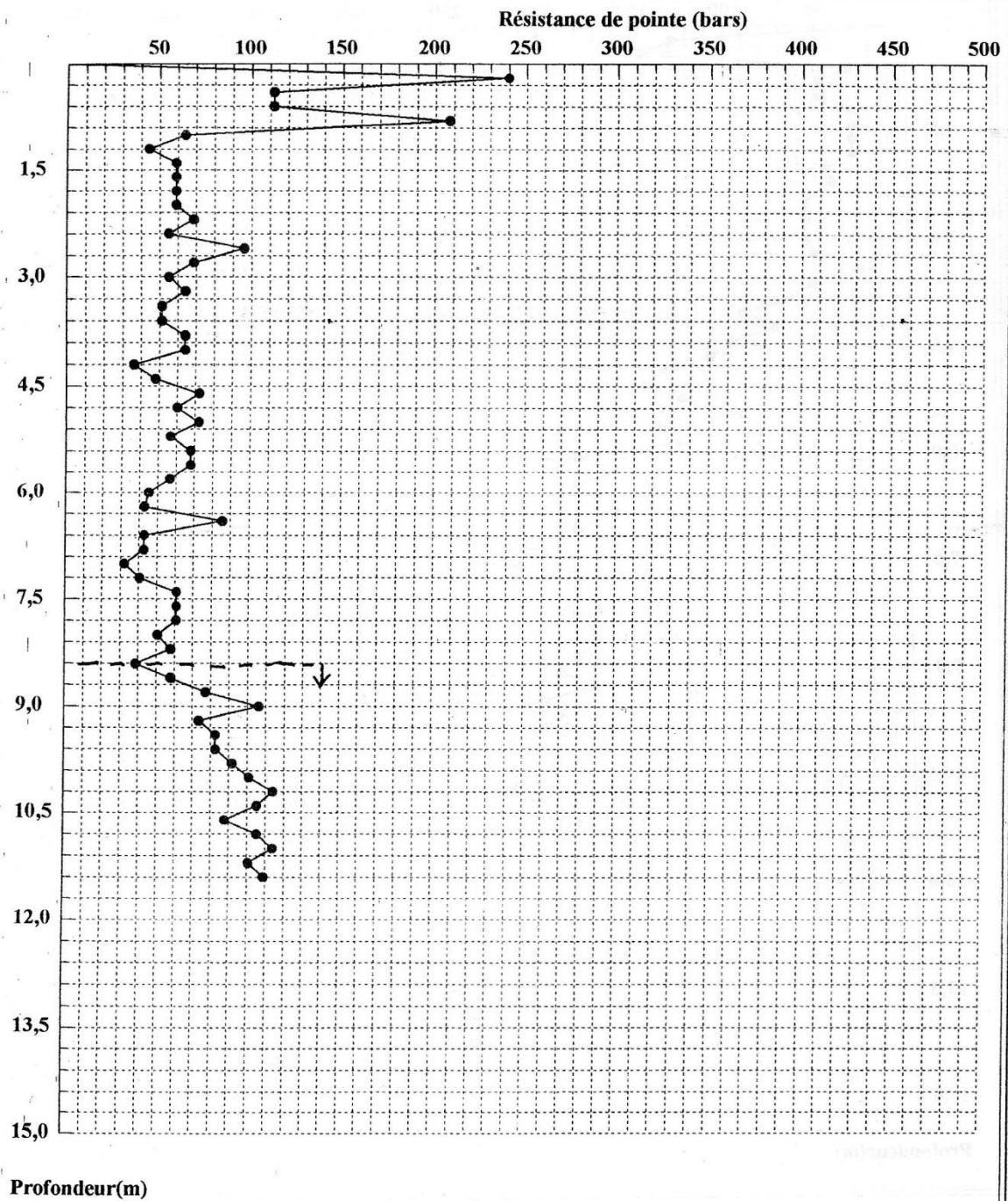
Lieu : MILA

CLIENT : OPGI MILA

DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P.01



INTITULE : ETUDE DE STABILITE

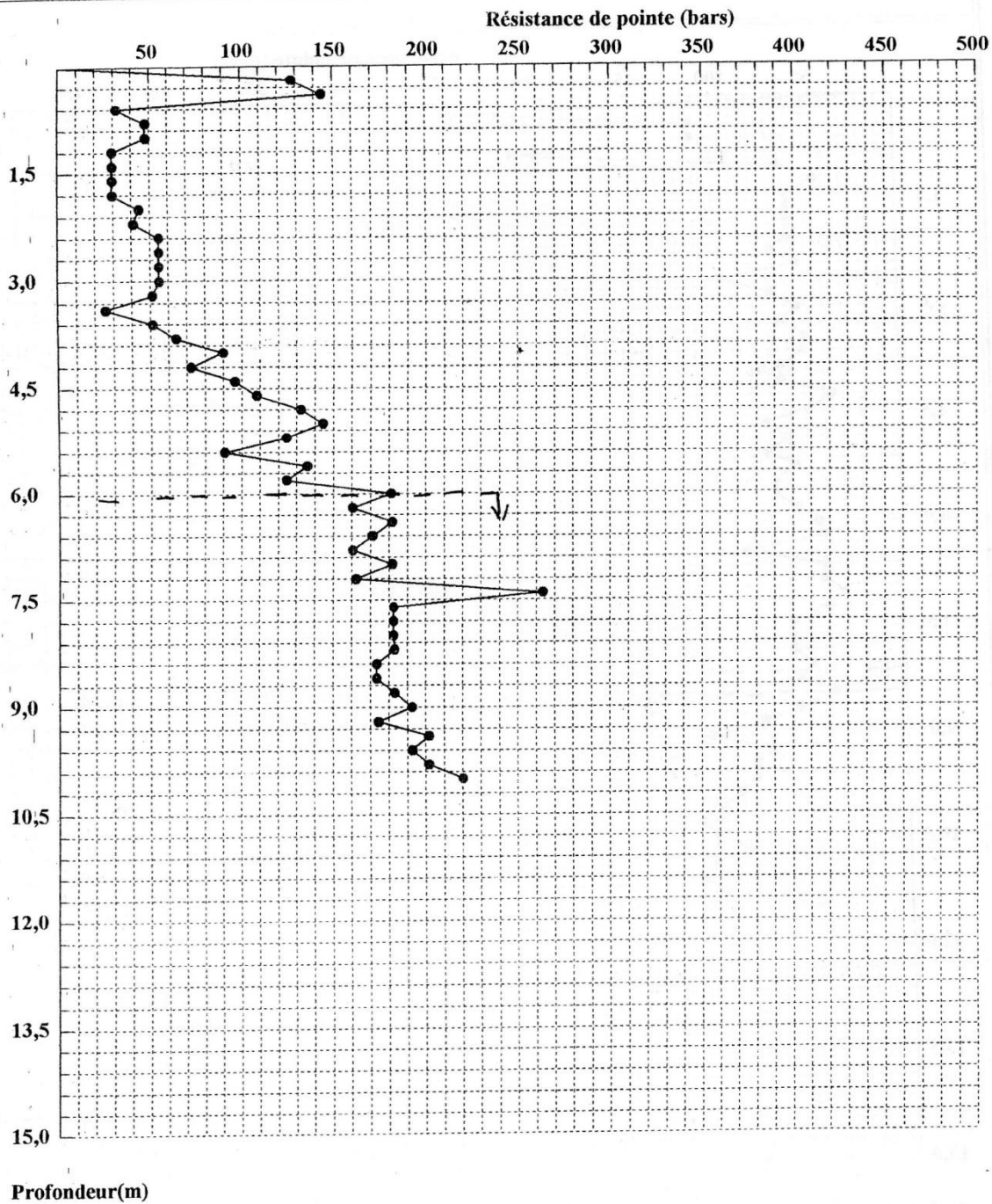
Lieu : MILA

CLIENT : OPGI MILA

DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P.02



INTITULE : ETUDE DE STABILITE

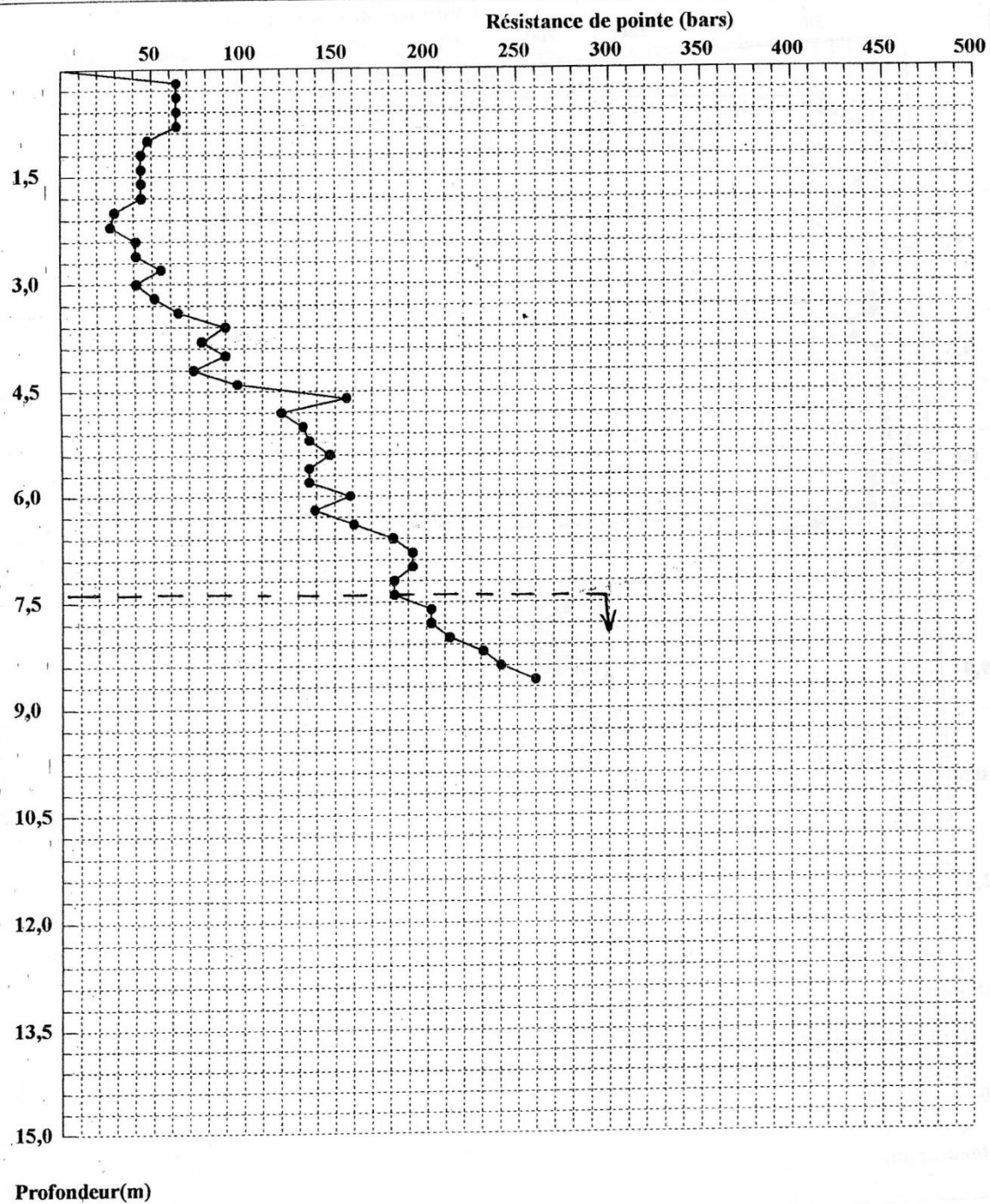
Lieu : MILA

CLIENT : OPGI MILA

DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P.03



INTITULE : ETUDE DE STABILITE

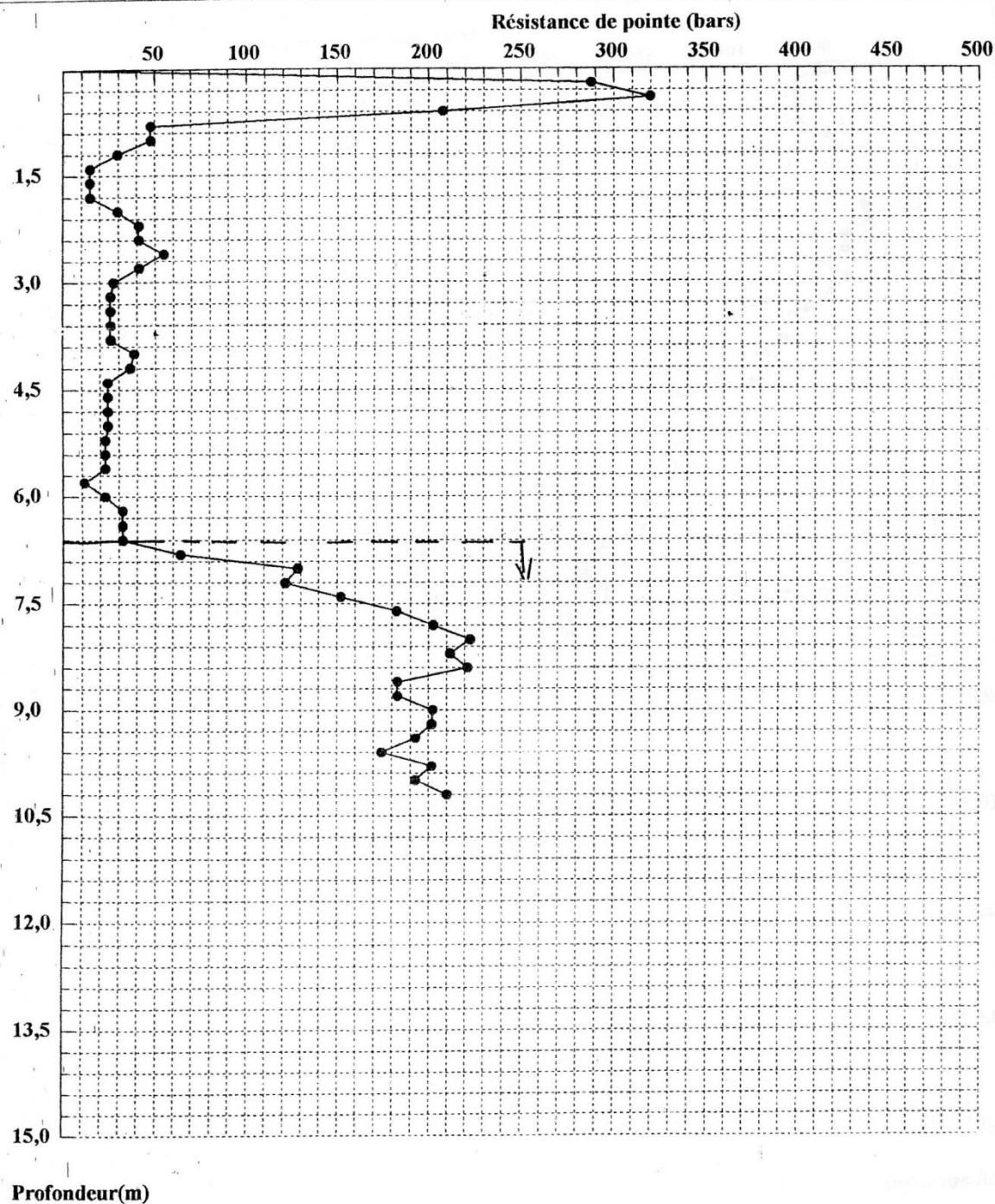
Lieu : MILA

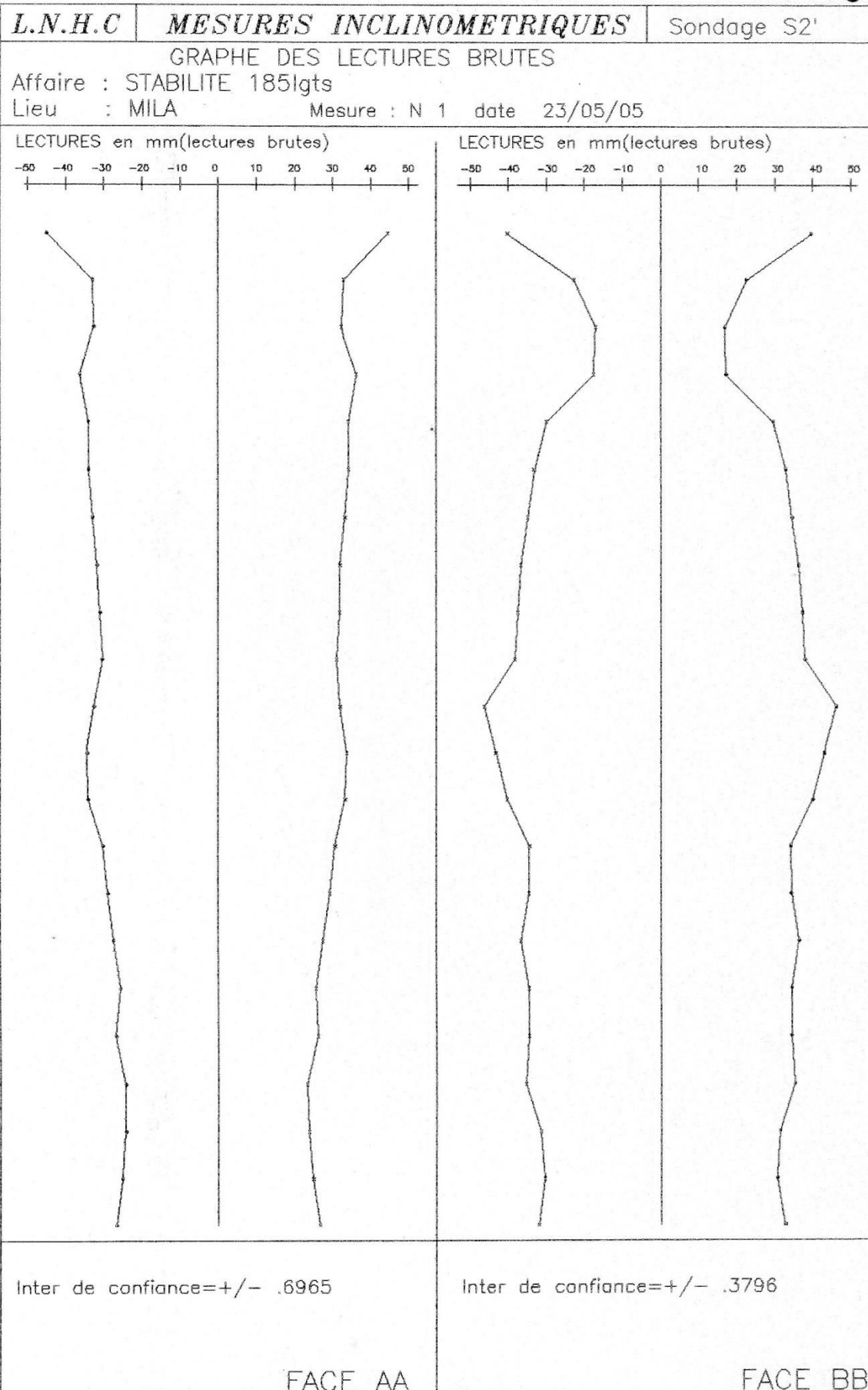
CLIENT : OPGI MILA

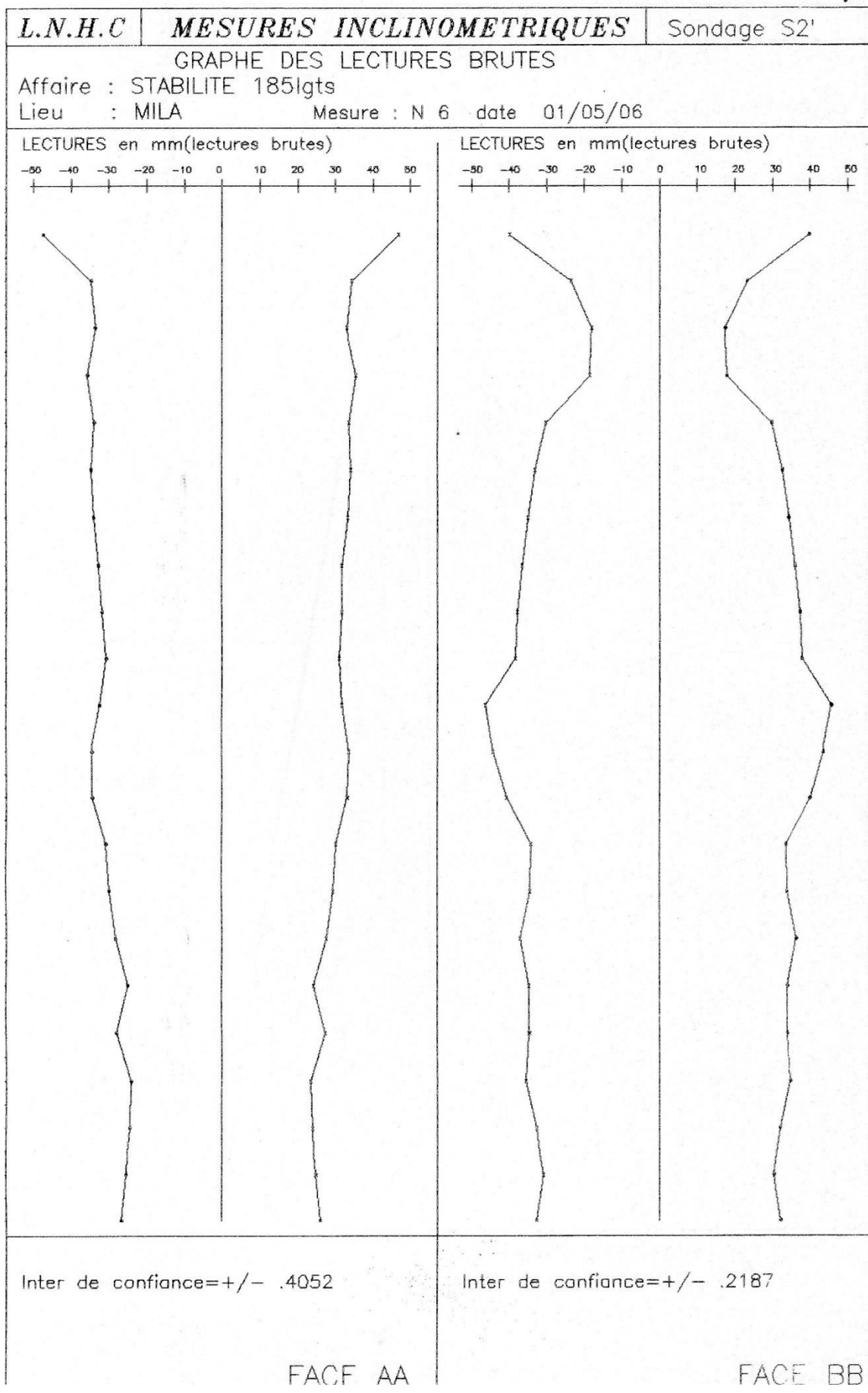
DATE ESSAI : 2005

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P.04







L.N.H.C | **MESURES INCLINOMETRIQUES** | Sondage S2'

DEFORMEES CORRIGEES POUR DEUX MESURES

Affaire : STABILITE 185lgs

Lieu : MILA

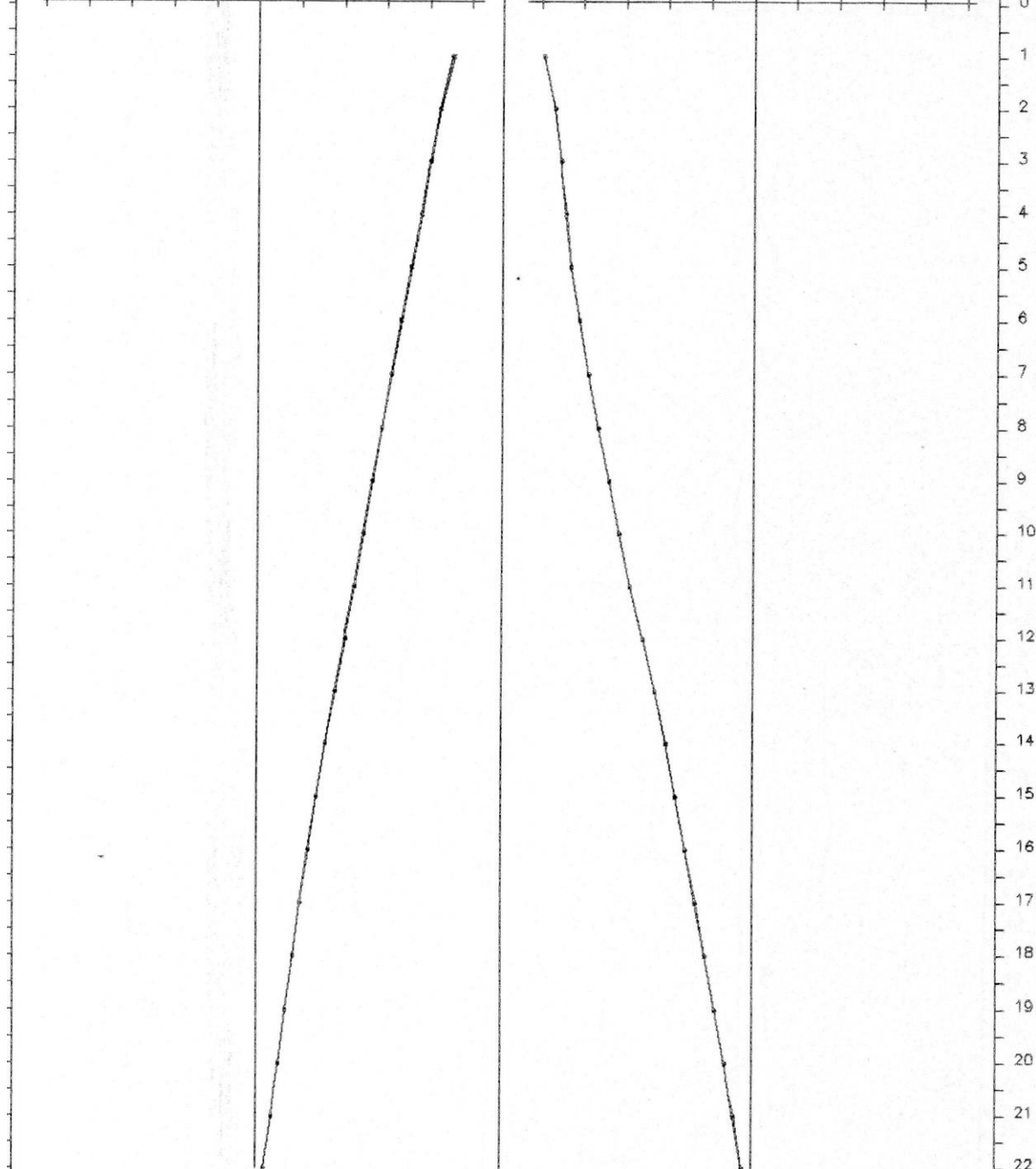
a partir des mesures du 01/05/06 et du 23/05/05

LECTURES en mm

-750 -600 -450 -300 -150 0 150 300 450 600 750

LECTURES en mm

-750 -600 -450 -300 -150 0 150 300 450 600 750



Correction= 2.384×10^{-7}
Inter de confiance= $\pm .4052$

x Mesure N 6 du 01/05/06

o Mesure N 1 du 23/05/05

FACE AA

Correction= -2.500×10^{-2}
Inter de confiance= $\pm .2187$

FACE BB

L.N.H.C	MESURES INCLINOMETRIQUES	Sondage S4A
---------	--------------------------	-------------

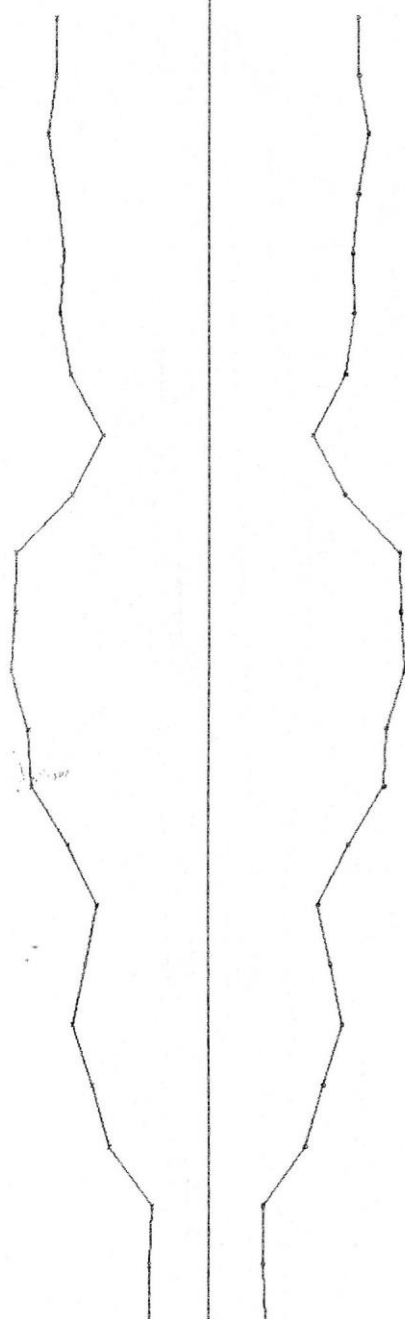
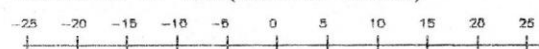
GRAPHES DES LECTURES BRUTES

Affaire : STABILITE 185LGTS4A

Lieu : MILA

Mesure : N 1 date 23/05/05

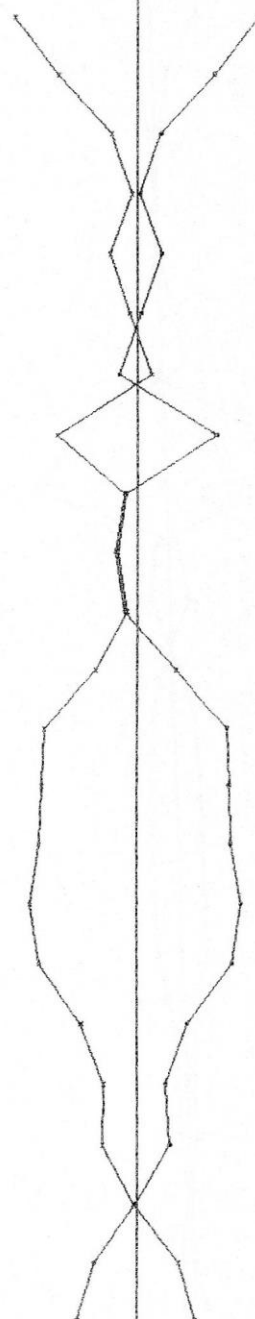
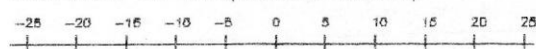
LECTURES en mm(lectures brutes)



Inter de confiance=+/- .1440

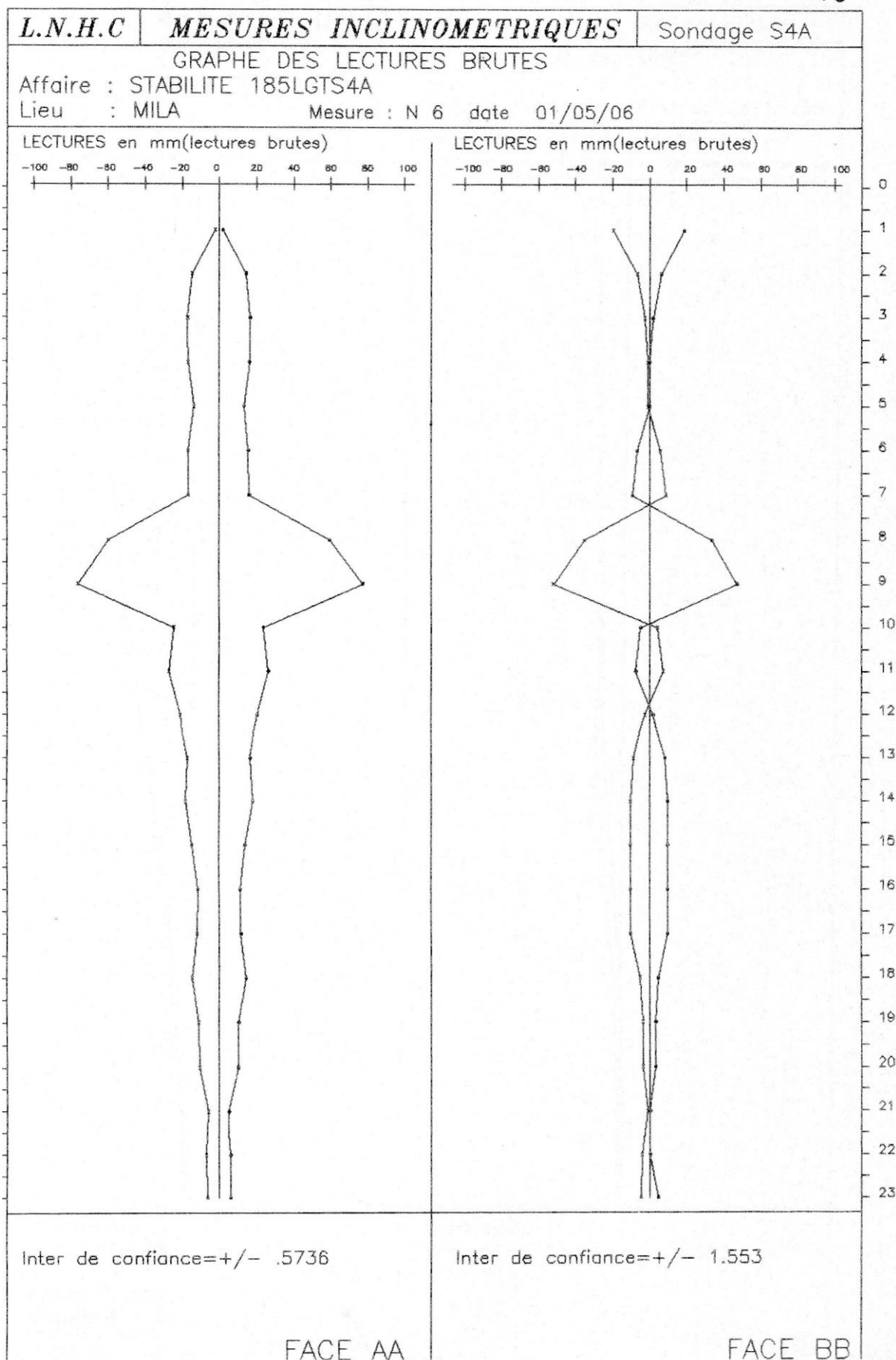
FACE AA

LECTURES en mm(lectures brutes)



Inter de confiance=+/- 1.404

FACE BB



L.N.H.C	MESURES INCLINOMETRIQUES	Sondage S4A
----------------	---------------------------------	-------------

DEFORMEES CORRIGES POUR DEUX MESURES

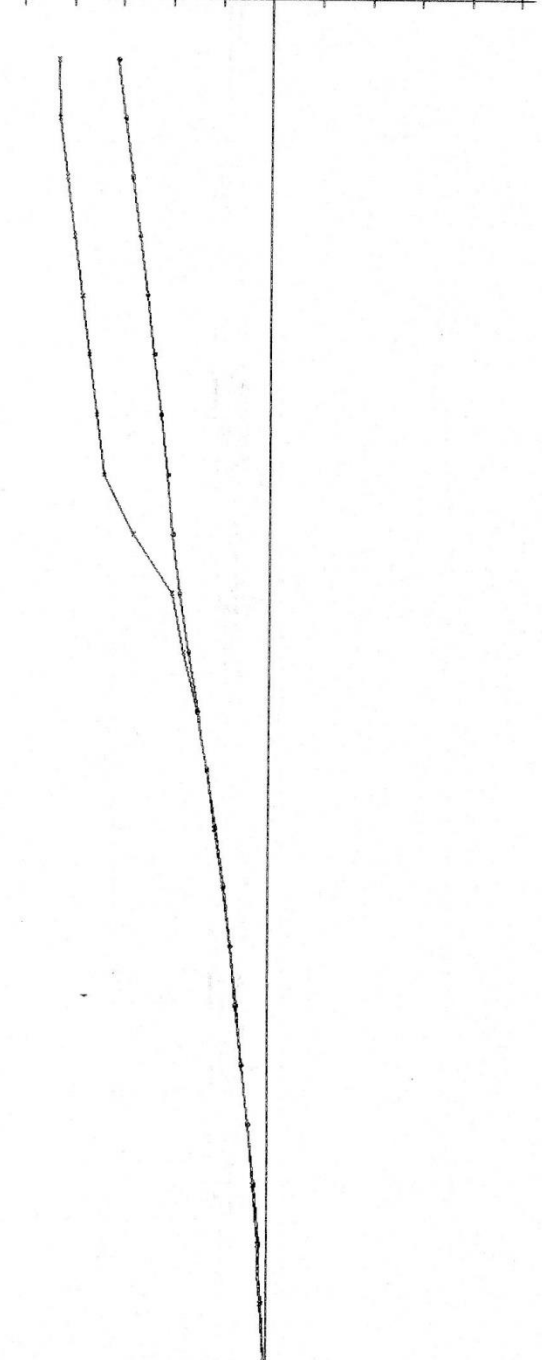
Affaire : STABILITE 185LGTS4A

Lieu : MILA

a partir des mesures du 01/05/06 et du 23/05/05

LECTURES en mm

-500 -400 -300 -200 -100 0 100 200 300 400 500



Correction= 0

Inter de confiance=+/- .5736

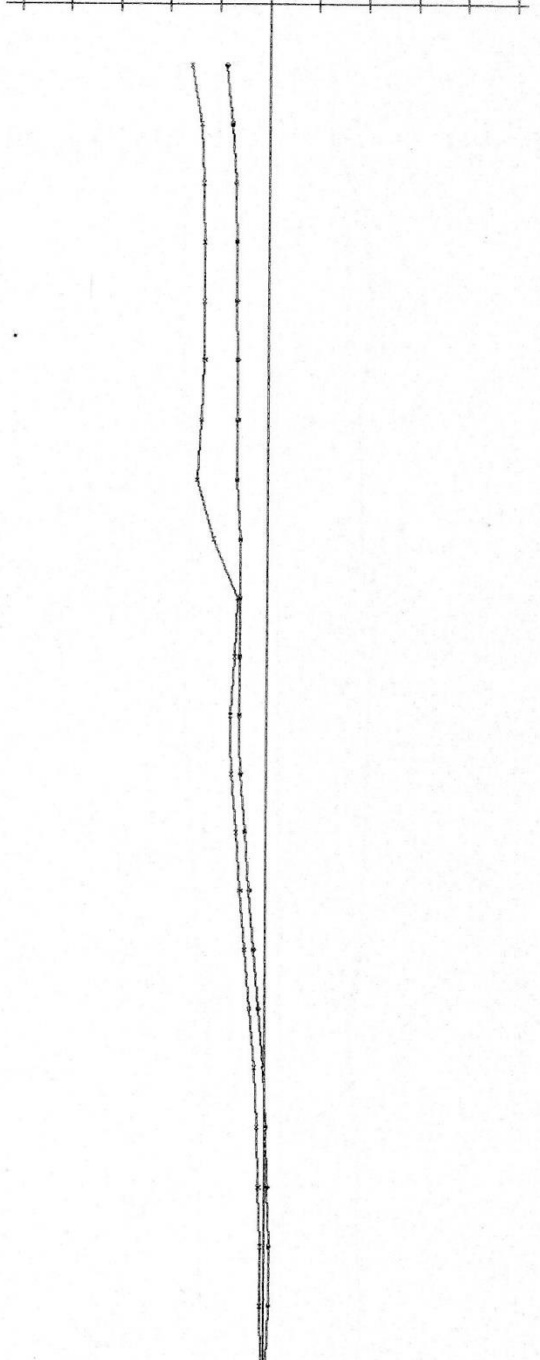
x Mesure N 6 du 01/05/06

o Mesure N 1 du 23/05/05

FACE AA

LECTURES en mm

-500 -400 -300 -200 -100 0 100 200 300 400 500



Correction= 0

Inter de confiance=+/- 1.553

FACE BB

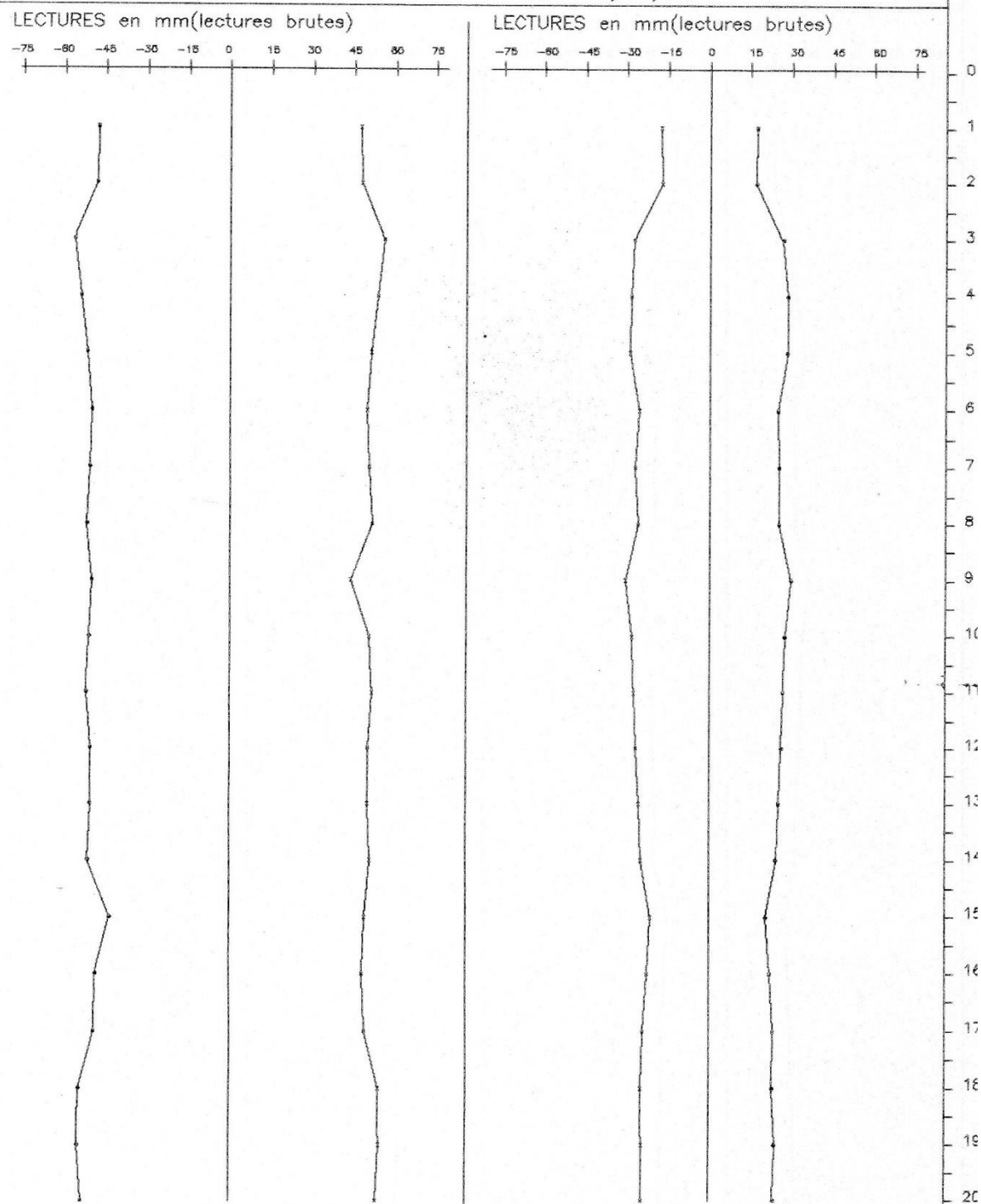
L.N.H.C	MESURES INCLINOMETRIQUES	Sondage S5A
----------------	---------------------------------	-------------

GRAPHE DES LECTURES BRUTES

Affaire : STABILITE 185LGTS5A

Lieu : MILA

Mesure : N 1 date 16/04/06

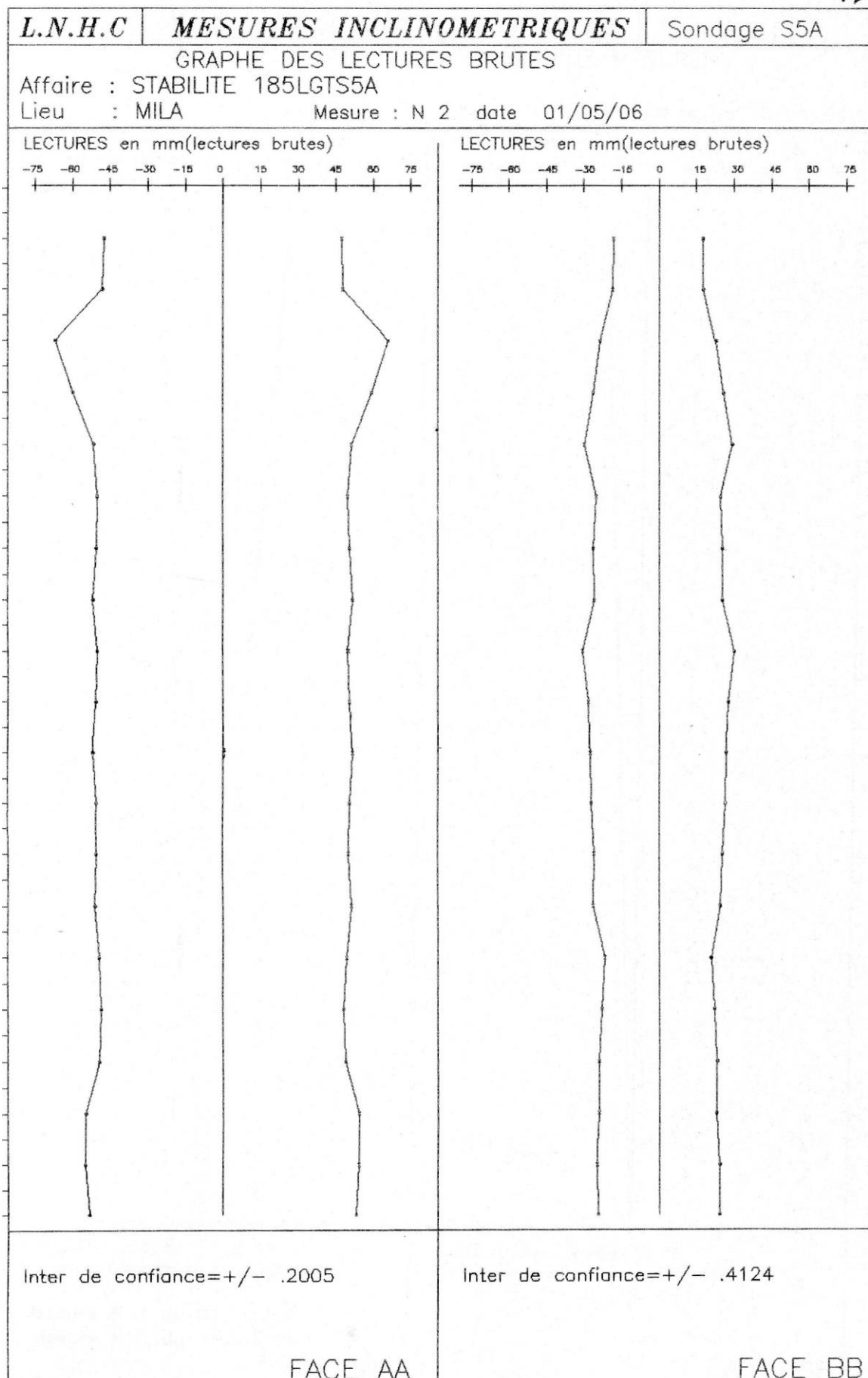


Inter de confiance=+/- 2.800

Inter de confiance=+/- $\sqrt{7}$.5482

FACE AA

FACE BB

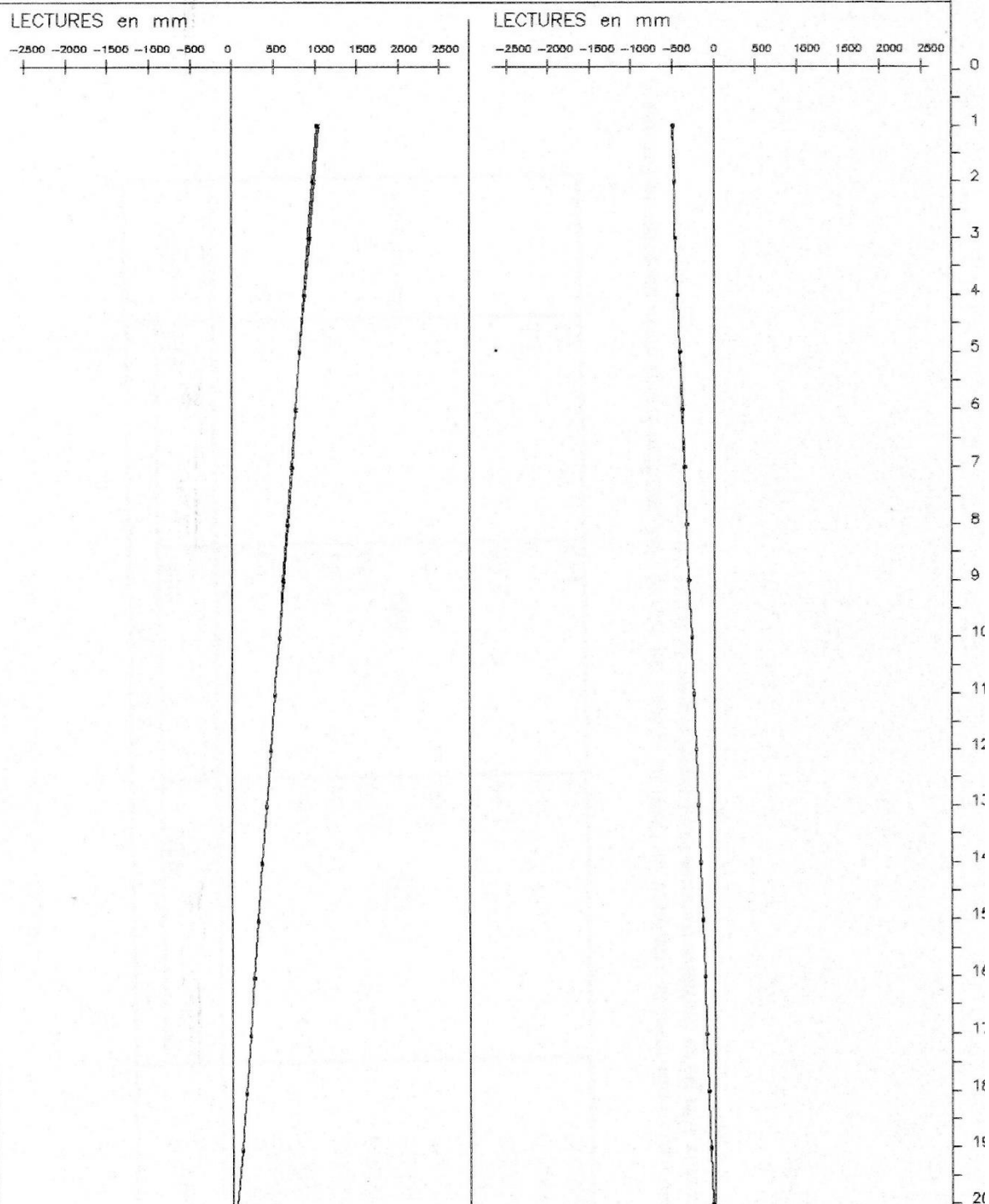


L.N.H.C	MESURES INCLINOMETRIQUES	Sondage S5A
----------------	---------------------------------	-------------

DEFORMEES CORRIGEES POUR DEUX MESURES

Affaire : STABILITE 185LGTS5A

Lieu : MILA a partir des mesures du 01/05/06 et du 16/04/06



Correction= .1828
Inter de confiance=+/- .2005

x Mesure N 2 du 01/05/06
o Mesure N 1 du 16/04/06

FACE AA

Correction=-2.499x10⁻²
Inter de confiance=+/- .4124

FACE BB



BIBLIOGRAPHIE

- ✓ Plaxis_products_2010_2, Redacteur R.B.J. Brinkgreve, Delft University of Technology & PLAXIS.
- ✓ RAT (M.). – Drainage. Rabattement. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C256 (1975). Dispositif de drainage.
- ✓ CFMS. – Tirants d'ancrage : recommandations TA 95. 150 p., Eyrolles (1995).
- ✓ SCHLOSSER (F.) et UNTERREINER (Ph.). –Renforcement des sols par inclusions. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C245 (1994).
- ✓ DELMAS (Ph.), BERCHE (J.-C.), CARTIER (G.) et ABDELHEDI (A.). – Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme PROSPER. Bull. Labo. P. et Ch., 141, p. 57-66, janv.-fév. 1986.
- ✓ Costet J. & Sanglerat G. Cours pratique de mécanique des sols (deuxième édition), Dunod, tome I, 260 p. 1975.
- ✓ CTC Est. Projet de confortement 185 logements LSP Mila, 2006.
- ✓ Perchat J. Maîtrise du BAEL 91 et des DTU associés, Edition Eyrolles, 2000.
- ✓ Magnan J.P. Cours de mécanique des sols et des roches, ENPC France, 1999.
- ✓ Ministère de l'habitat (Algérie), Document technique réglementaire DTR B C 2 48, RPA 99 / Version 2003.
- ✓ Ministère des travaux publics (Algérie), Guide Technique calcul et dimensionnement des murs de soutènement, 1990.
- ✓ LNHC, suivi géotechnique 185logements sociaux Mila, 2006.
- ✓ Thonier H. conception et calcul des structures de bâtiment, Tome 1, Presses de l'Ecole Nationales des Ponts et chaussées, 1992.