

Sommaire

Résumé	1
Liste des figures	3
Liste des tableaux	5
Introduction générale	7
Le contexte	7
La problématique	7
La méthodologie	8
Le contenu	8
Chapitre 1 : Méthode d'approche géotechnique des glissements de terrain	9
Introduction	9
I/ Phase 1 : collecte et exploitation des données disponibles sur l'aire d'étude et définition préliminaire des sites d'investigation	9
II/ Phase 2 : reconnaissances géotechniques préliminaires	10
II.1- Essais in situ	10
II.2- Essais de laboratoire	14
<i>II.2.1- Essais d'identifications</i>	14
<i>II.2.2 - Essais mécaniques</i>	25
Conclusion	32
Chapitre 2 : présentation de l'aire d'étude	33
Introduction	33
I/ Situation géographique	33
II/ Le contexte géomorphologique	35
III/ Le contexte lithostratigraphique	37
IV/ Cadre Structural	40
V/ Climatologie et hydrologie	41
<i>V-1/ Climatologie</i>	41

<i>V-2/ Hydrologie de l'aire d'étude</i>	44
VI/ Inventaire des glissements de terrain du secteur d'étude	45
Conclusion	46
Chapitre 3 : Représentation, analyse et interprétation des données des essais géotechniques	47
Introduction	47
I/ Représentation et analyse des données	48
I.1/ Essai de laboratoire	48
I.2/ Essai in-situ	55
II/ Interprétation générale	61
Conclusion et recommandations	64
Bibliographie	69

Résumé

Cette étude est focalisée sur les glissements de terrain à travers l'exemple du village de Moulay Yacoub qui est très caractéristique et très pédagogique. Elle nous a permis de bien comprendre ces phénomènes grâce à l'appui scientifique et logistique fournis par la FST et LPEE. Ce mémoire débute par une présentation du milieu physique de l'aire d'étude permettant la compréhension du phénomène des glissements du terrain, leur cartographie et les facteurs qui les engendrent. En effet, le contexte géologique est caractérisé par un domaine de nappes de charriage, une lithologie dominée par des collines aux affleurements marneux de Miocènes très friables et très disséquées par un réseau hydrographique souvent intermittents. Encore l'étude a montré les implications du régime pluviométrique (alternance des périodes sèches et chaudes avec d'autres humides) et les conditions hydrologiques et hydrogéomorphologiques (infiltration et création d'un niveau instable, absorption et gonflement des argiles, sapement des berges) qui sont déterminantes dans ces glissements. L'étude présente également les différentes mesures géotechniques (reconnaissance par sondages carottés, sondages pressiométriques, analyse granulométrique, limites d'Atterberg, essai de cisaillement rectiligne, essai de compressibilité à l'oedomètre, l'essai V.B.S. etc.). Cette étude finit aussi par rappeler les recommandations indispensables pour lutter contre les glissements du terrain.

Summary

This study focuses on the landslides through the example of the village of Moulay Yacoub which is very pedagogical and very characteristic. It has enabled us to understand these phenomena through scientific and logistical support provided by the FST and LPEE. This research begins with a presentation of the physical environment of the area under study

allowing the understanding of the phenomenon of the landslides, their mapping and the causing factors. Indeed, the geological context is characterized by an area of thrust sheets, a lithology dominated by marly outcrop hills of the Miocene age which are very crumbly and much dissected by a hydrographical network often intermittent. Yet the study showed the implications of rainfall (alternation of dry and hot periods with others wet) and hydrological conditions and hydrogeomorphological (infiltration and creating an unstable level, absorption and swelling of clays, undermining of the banks) that are critical for these shifts. The study also presents the various geotechnical measures (recognition by core drilling surveys, pressuremeter test, granulometry analysis surveys, straight shear test, Atterberg limits, compressibility test by the oedometer, test V.B.S. etc.). The research recalls also the essential recommendations to fight the landslides.

Liste des figures

Figure 1: Sondeuse carotteuse	11
Figure 2: caisse de carottes destinées aux essais de laboratoire	11
Figure 3: Sonde pressiométrique tricellulaire en cours de mesure	12
Figure 4: Programme de chargement par paliers de l'essai pressiométrique Ménard	13
Figure 5: courbe pressiométrique $V=f(P)$	13
Figure 6: balance hydrostatique	15
Figure 7: phases constitutifs d'un sol	17
Figure 8: étuvage à 105°C	18
Figure 9: tamisage de l'échantillon	19
Figure 10: courbe granulométrique (% des passants en fonction des ouvertures des tamis)	20
Figure 11: étendu de l'indice de plasticité	21
Figure 12: pénétromètre à cône	22
Figure 13: coupelle de Casagrande	22
Figure 14: rouleau de sol de 3mm fissuré	22
Figure 15: teneur en eau correspondante à 25 coups de coupelle (limite de liquidité)	23
Figure 16: Essai de détermination de la valeur en bleu du sol	24
Figure 17: tâches sans auréole	24
Figure 18: tâches avec auréole bleue	24
Figure 19: éprouvette en cours de cisaillement	26
Figure 20: appareil de cisaillement rectiligne	26
Figure 21: courbe contrainte/déformation	27

Figure 22: droite intrinsèque de l'essai de cisaillement rectiligne directe	28
Figure 23: essai de compressibilité à l'oedomètre	29
Figure 24: composantes de l'appareil œdométrique	29
Figure 25: courbe de compressibilité œdométrique	32
Figure 26 : Situation géographique du village de Moulay Yacoub	34
Figure 27: Situation du village de Moulay Yacoub au sein des grandes unités structurales du Nord du Maroc (A.LAKHDAR et al 2006)	35
Figure 28: carte des altitudes de la zone d'étude	36
Figure 29 : Carte des pentes de la région de Moulay Yacoub	37
Figure 30: carte géologique de la zone de Moulay Yacoub (W.Bruderer et al.1950 modifiée)	38
Figure 31: Colonne stratigraphique de la zone de Moulay Yacoub (Lakhdar. et al 2006, modifiée)	39
Figure 32 : Coupe synthétique de la structuration de la région de Moulay Yacoub (A.LAKHDAR et al 2006)	40
Figure 33 : Coupe synthétique de la structuration de la région de Moulay Yacoub (A.LAKHDAR et al 2006)	41
Figure 34 : Bioclimat d'Emberger (modifié par Charles Sauvage 1963)	42
Figure 35 : Variabilité interannuelle des précipitations à Fès	42
Figure 36 : Régime mensuel des précipitations	43
Figure 37 : Régime saisonnier des précipitations	43
Figure 38: Diagramme ombrothermique de Fès (1980–2010)	44
Figure 39: Températures moyennes maximales et minimales (station de Fès)	44
Figure 40 : Carte d'inventaire des glissements de terrain de la zone d'étude	46
Figure 41 : glissement rotationnel représentatif	46

Figure 42 : Carte d'implantation des sondages carottés et pressiométrique	47
Figure 43 : Courbes granulométriques des trois échantillons	49
Figure 44 : indice de plasticité des trois échantillons	50
Figure 45 : Diagramme de plasticité de Casagrande pour les sols fins	51
Figure 46 : Valeur du bleu du sol des trois échantillons	51
Figure 47 : Courbes de cisaillement	53
Figure 48 : courbes oedométriques des trois échantillons	55
Figure 49 : schéma de la carotte du sondage SC2	56
Figure 50 : Courbes pressiométrique de la mesure à 3m de profondeur	57
Figure 51 : Courbes pressiométrique de la mesure à 9m de profondeur	59
Figure 52: Courbes pressiométrique de la mesure à 10,5m de profondeur	60
Figure 53 : Profondeur de la zone de rupture au niveau des sondages sp2, sp8 et sp5	62
Figure 54 : Coupe schématique du glissement en question	63
Figure 55 : construction sans fondations	65
Figure 56 : Humidité et fissuration causées par l'absence de drains	65
Figure 57 : Drains au niveau des constructions	67
Figure 58 : Drainage de l'eau au niveau des murs de soutènement	67
Figure 59 : Mur de soutènement	67
Figure 60 : Paroi rocheuse s'opposant aux mouvements de terrains	68

Liste des tableaux

Tableau 1 : Régime mensuel et saisonnier des précipitations à Fès de années 1915-2011 (Données brutes ABHS 2016)	43
Tableau 2 : résultats de l'analyse granulométrique	48
Tableau 3 : résultats de l'essai de détermination des limites d'Atterberg	50

Tableau 4 : résultats de V.B.S.	51
Tableau 5 : Contraintes normales et de cisaillement de l'échantillon SC2 (1,5-3m)	52
Tableau 6 : Contraintes normales et de cisaillement de l'échantillon SC2 (3,5-4,5m)	52
Tableau 7 : Contraintes normales et de cisaillement de l'échantillon SC2 (8-9m)	52
Tableau 8 : Cohésion et angle de frottement des trois échantillons	53
Tableau 9 : indices de vide de l'échantillon SC2 (1,5-3m)	53
Tableau 10 : indices de vide de l'échantillon SC2 (3,5-4,5m)	54
Tableau 11 : indices de vide de l'échantillon SC2 (8-9m)	54
Tableau 12 : paramètres de l'essai oedométrique	55
Tableau 13 : mesure pressiométrique à 3m	57
Tableau 14 : Paramètres de l'essai	58
Tableau 15 : mesure pressiométrique à 9m	58
Tableau 16 : Paramètres de l'essai	59
Tableau 17 : mesure pressiométrique à 10,5m	59
Tableau 18 : Paramètres de l'essai	60

Introduction générale

Le contexte

Le choix du sujet, qui est focalisé sur la problématique des glissements de terrain à travers l'angle géotechnique, est dicté par un contexte global lié aux risques naturels devenant de plus en plus agressifs et menaçants pour les vies humaines et leurs biens à cause des changements climatiques globaux (réchauffement climatiques, l'augmentation des phénomènes hydroclimatiques extrêmes et les mouvements du terrain qui les accompagnent etc.) mais aussi à cause du développement socioéconomiques et l'intensification d'une urbanisation non maîtrisée qui se développe sur des terrains à risques. Ce choix nous a permis tout d'abord de faire une lecture bibliographique approfondie des manuels et articles traitant notre problématique et de s'initier, en suite aux différents essais et mesures géotechniques, au laboratoire comme sur le terrain.

La problématique

Elle est focalisée sur la recherche des facteurs engendrant les glissements du terrain dans l'aire d'étude (le village de Moulay Yacoub et ses environs immédiats) leur nature, leur spatialisation. Il s'agit de prospector l'ampleur de ces glissements, les caractéristiques géotechniques du sous-sol et de localiser le plan de rupture potentielle. Les résultats, leur cartographie et leur interprétation permettent de faire les recommandations indispensables pour la gestion de ce type de risques à savoir : l'orientation de l'extension du village, l'adoption des normes de construction adéquates, la sensibilisation des populations et des élus de la commune, les mesures techniques de lutte contre les glissements du terrain qui reposent sur les travaux de terrassement, de drainage des eaux et de génie civil).

La méthodologie

Il s'agit d'une méthode déterministe simple basée sur les différentes mesures géotechniques concernant la zone à risque de glissements de terrain. Elle se base sur les mesures et les résultats d'analyses géotechniques effectuées ponctuellement, sur terrain et/ou au laboratoire, et ce, selon le programme suivant :

- ✓ Reconnaissance par sondages carottés ;
- ✓ Sondages pressiométriques ;
- ✓ Analyse granulométrique par tamisage à sec ;

- ✓ Détermination des limites d'Atterberg ;
- ✓ Détermination de la valeur en bleu du sol
- ✓ Essai de cisaillement rectiligne ;
- ✓ Essai de compressibilité par paliers à l'oedomètre.

Le contenu

Le contenu de ce mémoire de fin d'étude est composé de trois grands thèmes : la suggestion d'une méthode d'approche géotechnique, ensuite, la présentation du milieu physique de l'aire d'étude, et pour finir, la présentation graphique des résultats d'essais ainsi que l'analyse et l'interprétation des données des essais géotechniques.

Chapitre 1 : Méthode d'approche géotechnique des glissements de terrain

Introduction

Le premier aspect spatial de la prévision des mouvements de terrain est leur cartographie, il s'agit de délimiter les principaux secteurs où le risque existe et menace les infrastructures existantes ou celles projetées (habitas, routes et etc.). Leur susceptibilité peut être évaluée grâce à différentes approches dont les plus communément employées étant les méthodes déterministes, heuristiques et statistiques.

Les méthodes déterministes sont basées sur les différentes mesures géotechniques concernant les zones à risques de glissements de terrain. C'est cette approche déterministe qui est appliquée aux glissements de terrain affectant la zone de Moulay Yacoub. Malgré leur champ spatial d'application limité et le coût élevé des mesures et des travaux du terrain, cette méthode est relativement précise et la plus objective pour aborder cette problématique. Elle se base sur les mesures et les résultats d'analyses géotechniques effectuées ponctuellement, sur terrain et/ou au laboratoire.

Dans ce chapitre, on va aborder les différentes phases de l'approche géotechnique lors d'une étude concernant les zones instables, menacées ou déjà affectées de glissements de terrain.

I/ Phase 1 : collecte et exploitation des données disponibles sur l'aire d'étude et définition préliminaire des sites d'investigation

Cette première phase est sous forme d'une courte synthèse des travaux antérieurs, en plus des données issues de l'exploration approfondie du terrain. Elle aboutit à l'élaboration d'une carte lithologique et celle de l'inventaire des glissements du terrain ainsi que la délimitation des sites sujettes à une reconnaissance géotechnique préliminaire.

Pour aboutir à ces objectifs, une présentation géographique de la zone est primordiale et nécessaire, suivie d'une exposition des cadres géologique, géomorphologique, climatique, et hydrologique de l'aire d'étude. Cette étape étant précieuse, permet d'éclaircir les différentes sources de la problématique d'instabilité des versants, les facteurs intervenant dans cet aléa naturel et même de résoudre l'énigme concernant la dynamique des glissements surplace.

Ensuite, une prospection de terrain est nécessaire, elle visera à collecter un maximum de données (observations, prise de positions GPS, photos, levé topographique et coupes géologiques à main levée...), dans le but, d'une part, de compléter les résultats de l'étape précédente et, d'une autre part, d'avoir une approche plus détaillée de la répartition des différents phénomènes géologiques (passages de faciès) et topographiques (variations topographiques).

Finalement, il sera nécessaire d'organiser et de synthétiser les données collectées sur le site sous forme d'illustrations cartographiques dans le but de localiser et limiter les zones potentiellement instables et de sélectionner celles qui feront l'objet d'étude de la deuxième phase à savoir l'étude géotechnique proprement dite. Généralement, seuls les talus instables qui risquent de causer des dommages humains ou matériels, à savoir l'infrastructure (routes, réseaux d'assainissements, digues, bâtiments et autres constructions), font l'objet d'une étude géotechnique dans le but de minimiser voire supprimer les risques en cours. Dans ce cas, un aménagement de ces versants est nécessaire pour les stabiliser et s'opposer aux forces motrices des glissements de terrain.

II/ Phase 2 : reconnaissances géotechniques préliminaires

Cette phase de mesures géotechniques nécessitant plusieurs étapes obligatoires pour aboutir aux résultats escomptés. Elle se déroule comme suit :

II.1- Essais in situ

Reconnaissance par sondages carottés

Elle est réalisée par une sondeuse-carotteuse (fig. 1 et 2), les coordonnées, le nombre et la profondeur des sondages sont indiqués par un programme d'investigation bien défini. Ainsi, les coupes de sondages présentent des coupes lithologiques du sous-sol et les formations géologiques correspondantes. Elles peuvent également contenir des informations complémentaires dont les niveaux d'eau. Par ailleurs, certains types de sondages sont réalisés à l'eau et autres fluides, afin de faciliter le forage et évacuer les débris, ce qui influence considérablement les niveaux d'eau dans le sous-sol.



Figure 1. Sondeuse carotteuse



Figure 2. caisse de carottes destinées aux essais de laboratoire

✚ Sondages pressiométriques

-principe de l'essai (selon la norme NF P94-110-1, AFNOR 1994)

L'essai pressiométrique consiste à dilater radialement une sonde cylindrique tri-cellulaire, placée dans le terrain (fig.3), à mesurer et à enregistrer les pressions appliquées, par paliers (fig.4), par la sonde et les variations volumiques de cette dernière afin de déterminer la relation entre la pression appliquée et l'expansion de la sonde, qui est en fonction de la déformabilité des terrains. La mesure se fait à chaque mètre et demi depuis la surface du forage préexistant.

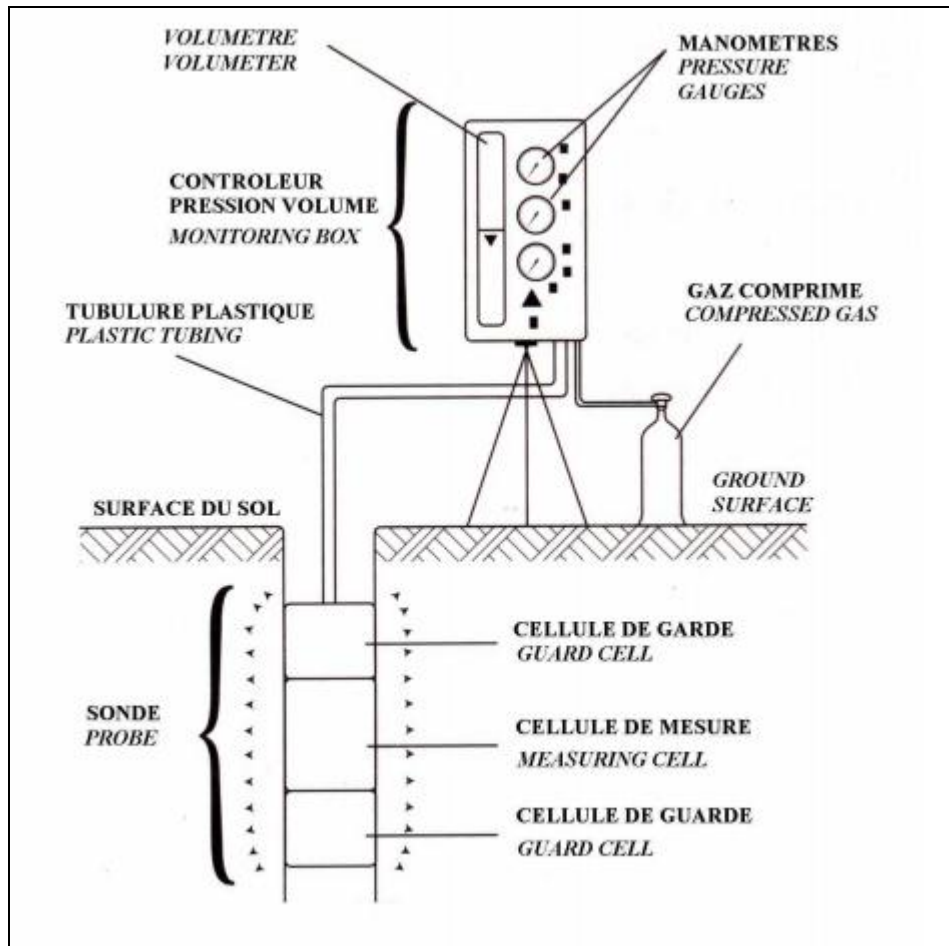


Figure 3. Sonde pressiométrique tricellulaire en cours de mesure

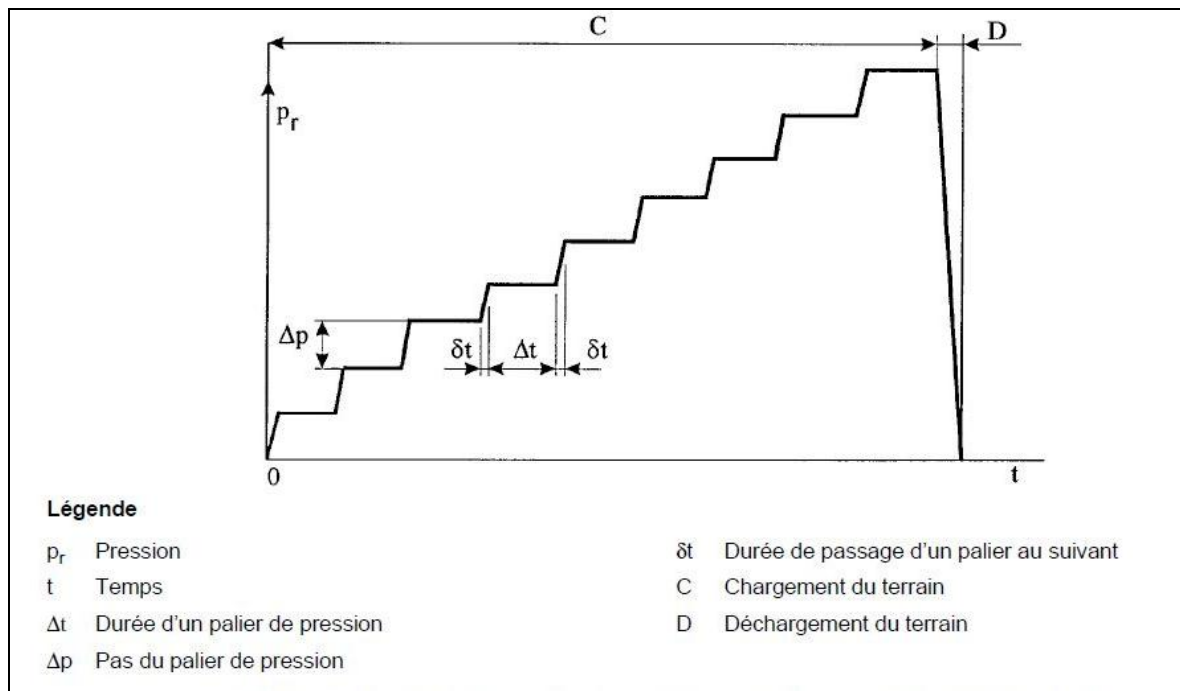


Figure 4. Programme de chargement par paliers de l'essai pressiométrique Ménard

-La courbe pressiométrique :

La courbe pressiométrique $V=f(P)$ constitue une représentation graphique des valeurs du volume injecté V_{60} dans la sonde en fonction de la pression appliquée au terrain et mesurée 60 s après le début de chaque palier (fig.5).

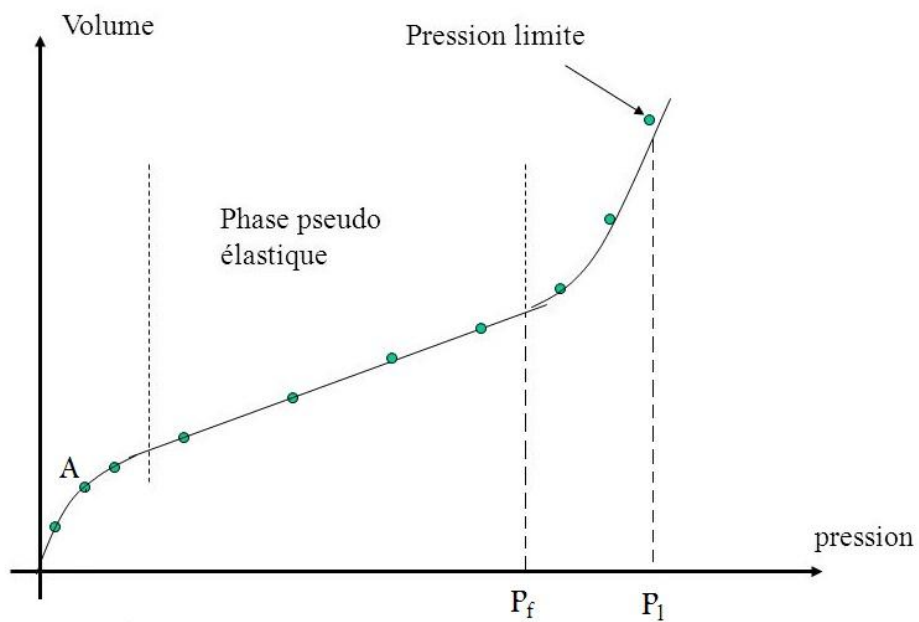


Figure 5. courbe pressiométrique $V=f(P)$

Les différents points correspondent aux paliers effectués lors de la mesure. Le point A représente le contact sonde – sol, autrement dit, le point où le sol commence à résister à l’augmentation du volume de la sonde.

P_f est la pression de fluage, elle définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l’état plastique du sol, elle correspond au début de déformation de ce dernier.

P_1 est la pression correspond à la rupture du sol en place. Elle se traduit lors de l’essai pressiométrique par, sous une faible augmentation de la pression appliquée, une forte augmentation du volume injecté, c’est-à-dire de grandes déformations.

Selon la norme, l’essai est obligatoirement arrêté si :

- Le volume de la sonde atteint 550 cm^3 ;
- La pression dans la sonde atteint 50 bars ;
- Eclatement de la sonde.

-Calcul du module pressiométrique Ménard (E_M) :

Par définition, le module pressiométrique est calculé à partir de la formule :

$$EM = 2(1 + \nu) \left(VS + \frac{V_1 + V_2}{2} \right) \frac{(P_2 - P_1)}{(V_2 - V_1)}$$

Avec :

ν est le coefficient de Poisson pris conventionnellement égal à 0,33 ;

V_s est le volume initial conventionnel de la cellule centrale de mesure ;

V_1 et P_1 sont respectivement le volume et la pression correspondant au point de contact sonde – sol ;

V_2 et P_2 (ou V_f et P_f) sont respectivement le volume et la pression correspondant au point de fluage du sol ;

Le module E_M est exprimé en méga pascals.

II.2- Essais de laboratoire

II.2.1- Essais d’identifications

 **La masse volumique** (selon la norme NF P 94-053, AFNOR 1994)

La masse volumique des sols est un paramètre d'état c'est-à-dire qu'elle définit l'état des sols et change selon ce dernier. Elle représente le quotient de la masse (m) du sol par son volume total occupé (V_t)

$$\rho = m / V_t$$

La présente norme s'applique à un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire selon un processus défini.

Il existe plusieurs méthodes de détermination de la masse volumique d'un sol, dont les plus utilisées sont :

- méthode géométrique (trousse coupante ou moule) ;
- méthode par immersion dans l'eau ou pesée hydrostatique.

La masse de l'échantillon est déterminé par pesage. On cherche à déterminer le volume par une des trois méthodes suivantes:

- *Méthode de la pesée hydrostatique:*

La prise d'essai est pesée (sa masse est notée m) et paraffinée immédiatement après. Lorsque la température de l'échantillon paraffiné revient à celle de la salle d'essais, on pèse la prise d'essai à l'air libre (on obtient la masse m_p) puis on procède à la pesée hydrostatique proprement dite et qui consiste à placer l'échantillon dans un panier suspendu à l'étrier de la balance et à l'immerger dans l'eau afin d'être pesé avec la balance hydrostatique : on obtient alors la masse m'_p (fig.6).



Figure 6. balance hydrostatique

On a donc:

m : la masse de l'échantillon avant paraffinage ;

m_p : la masse à l'air libre de l'échantillon paraffiné ;

m'_p , la masse dans l'eau de l'échantillon paraffiné.

La masse de la paraffine vaut donc : $m_{pa} = m_p - m$

Le volume de la paraffine : $V_{pa} = m_{pa} / 880$

Où 880 est la masse volumique de la paraffine (connue).

Le volume de l'échantillon est donc:

$$V = \frac{(m_p - m'_p)}{1000 - V_{pa}}$$

On en déduit la masse volumique du sol:

$$\rho = m / V$$

On note que la densité d'un sol est déterminée par le rapport de sa masse volumique sur la masse volumique de l'eau.

• *Méthode géométrique :*

Le volume est calculé à partir des données géométriques (hauteur et diamètre) de la trousse coupante ou du moule qui contient l'échantillon.

La masse volumique est donc :

$$\rho = (m_1 - m_2) / v$$

Avec :

m_1 : masse de la trousse coupante (ou de la moule)

m_2 : masse de la trousse coupante et du sol qu'elle enveloppe (ou de la moule+ sol).

🚧 **La teneur en eau W%** (selon la norme NF P94-049-1, AFNOR 1994)

Un sol étant composé de grains solides, d'eau et d'air, on peut rassembler chaque phase en un volume partiel unique de section unit. Les notations suivantes sont utilisées (fig.7):

Volumes		Poids	
	Va	Air	Wa=0
	Vw	Eau	Ww
	Vs	Grains solides	Ws

Figure 7. phases constitutifs d'un sol

La teneur en eau pondérale d'un sol (w) est le quotient du poids de l'eau interstitielle (W_w) par celui des grains solides (W_s). On note :

$$W\% = (W_w / W_s) \times 100$$

La perte d'eau d'un échantillon de sol est déterminée par étuvage (fig.8). On pèse l'échantillon avant et après l'avoir étuvé et l'on calcule la différence des masses : humide et sèche, afin d'obtenir la masse d'eau libérée W_w . L'étuvage est réalisé dans une étuve à 105°C pendant 24 heures dans le cas d'un sol insensible à la chaleur, ou dans une étuve à 50°C pendant 8 à 12 heures dans le cas d'un sol sensible à la chaleur (sol gypsifère, sol contenant des matières organiques etc).



Figure 8: étuvage à 105°C

✚ L'analyse granulométrique par tamisage à sec (selon la norme NF P94-056, AFNOR 1994)

Principe :

L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de l'échantillon par brassage sous l'eau (lavage). Une fois séché, ce sol est fractionné à l'aide d'un tamis d'ouverture 80µm. Le refus est ensuite pesé et séché dans l'étuve, la totalité du matériau sec est versé au sommet d'une colonne d'au moins trois tamis de mailles décroissantes du haut vers le bas (fig.9). Le dernier tamis a des mailles 80µm, sous ce dernier tamis on dispose d'un fond pour recueillir les passants éventuels. Les refus sur chaque tamis sont pesés successivement puis cumulés.



Figure 9: tamisage de l'échantillon

Expression des résultats :

- ◆ Pourcentage massique de refus:

Le rapport de la masse des refus cumulés m_r du matériau sec sur le tamis d'ouverture d , sur la masse initiale d'échantillon de sol sec (notée m_s) fournit le pourcentage massique de refus:

$$r = 100 \cdot m_r / m_s$$

Où : m_r est la masse cumulée des refus.

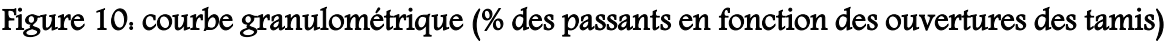
- ◆ Pourcentage massique des passants (ou tamisât) :

De même, le pourcentage massique des passants P vaut:

$$p = 100 (1 - m_r) / m_s \text{ ou } p = 100 - r$$

- ◆ La courbe granulométrique:

Les pourcentages mentionnés ci-dessus sont exprimés sur une courbe nommée courbe granulométrique du matériau en question. L'axe des abscisses, à échelle logarithmique de base dix, représente la dimension des ouvertures des tamis. Tandis que l'axe des ordonnées, à échelle linéaire, représente le pourcentage pondéral des tamisats cumulés de manière croissante du bas vers le haut (fig.10).



Ensuite, il n'est nécessaire de calculer les coefficients de courbure et d'uniformité que si le matériaux passant au tamis de 63mm représente plus de 50% du refus au tamis de 80 μ m.

- Le coefficient d'uniformité C_u est, pour le passant au tamis de 63 mm, le rapport des dimensions des mailles de tamis pour lesquelles il y a respectivement 60 % (d_{60}) et 10 % (d_{10}) de passants :

◆ Le coefficient de courbure :

Le coefficient de courbure est, pour les passants au tamis de 63 mm, le rapport des dimensions des mailles de tamis défini par:

Les limites d'Atterberg (selon la norme NF_P94-051, AFNOR 1994)

Principe :

Compte tenu de leur structure, les argiles ont la propriété d'absorber des quantités d'eau très importantes ou, au contraire de se dessécher, ceci est en fonction des conditions d'humidité auxquelles elles sont soumises. Quelque soit la nature de l'argile, celle-ci, malaxée avec des quantités d'eau de plus en plus importantes, finit par se transformer en boue: son comportement devient de plus en plus liquide. Au contraire, si l'argile est suffisamment desséchée, les grains sont resserrés, son comportement est de moins en moins plastique et fini par se fissurer. Entre ces deux états extrêmes, l'argile est malléable: elle a un comportement plastique. Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre :

- Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité W_L) ;
- Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité W_P).

Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec. La différence $I_p = W_L - W_P$ qui définit l'étendu du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité (fig.11).

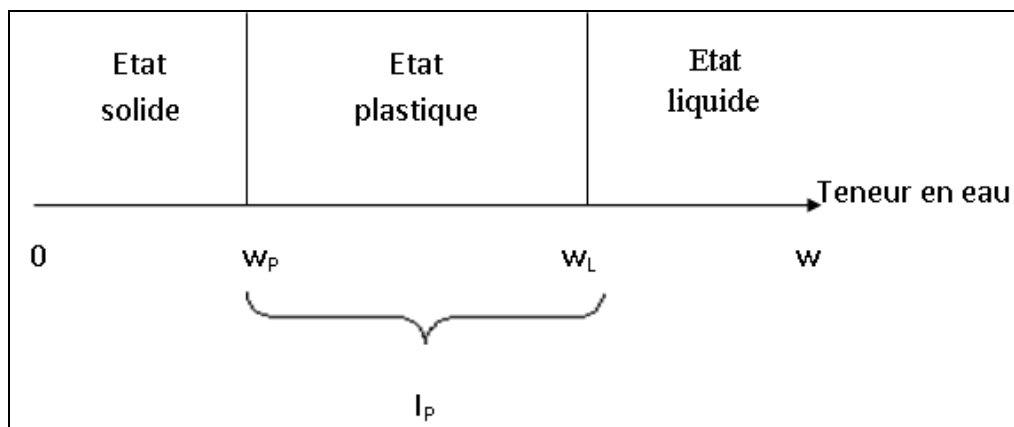


Figure 11. étendu de l'indice de plasticité

L'essai s'effectue en deux parties:

- Limite de liquidité : il s'agit de la détermination de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle (de caractéristiques imposées) se referme lorsque cette dernière et son contenu sont soumis à des chocs répétés pour la méthode de Casagrande (fig.12) ou pour laquelle un cône s'enfonce dans le sol, pour la méthode du pénétromètre à cône (fig.13).



Figure 12: pénétromètre à cône



Figure 13: coupelle de Casagrande

- Limite de plasticité : il s'agit de la recherche de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol de dimension fixée (3mm d'épaisseur), confectionné manuellement se fissure (fig.14).



Figure 14: rouleau de sol de 3mm fissuré

Expression des résultats :

- Limite de liquidité W_p :

Quelle que soit la méthode utilisée, la présentation des résultats se fait sous forme de graphiques avec, en abscisses, le nombre de chocs de la coupelle, pour la méthode de la boîte de Casagrande, ou la profondeur d'enfoncement s'il s'agit de la méthode du pénétromètre à cône, et, en ordonnées, la teneur en eau (%). On obtient ainsi une droite: pour un nombre de

coups ou une profondeur donnée. La teneur en eau correspondante à 25 coups de coupelle représente la limite de liquidité W_L (fig.15). Par contre, pour la méthode du pénétromètre à cône, la limite de liquidité est la teneur en eau correspondante à 17 mm d'enfoncement du cône.

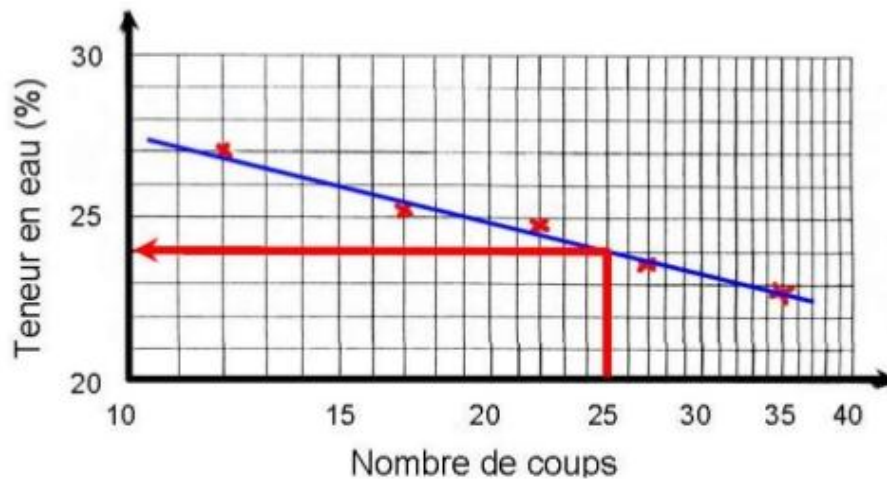


Figure 15: teneur en eau correspondante à 25 coups de coupelle (limite de liquidité)

- Limite de plasticité W_p :

La limite de plasticité W_p est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint $3 \text{ mm} \pm 0.5 \text{ mm}$. W_p est la moyenne arithmétique des valeurs obtenues pour les deux essais.

L'indice de plasticité sera :

$$IP = W_L - W_p$$

✚ La valeur en bleu de méthylène d'un sol (V.B.S.) (selon la norme NF_P94-068, AFNOR 1994)

Principe :

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol ou le matériau rocheux.

Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'adsorption après chaque ajout (fig.16). Pour ce fait, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre ce qui provoque la création d'une tâche. L'adsorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleue claire persistante apparaît à la périphérie de la tâche (fig.17 et 18)



Figure 16: Essai de détermination de la valeur en bleu du sol



Figure 17: tâches sans auréole

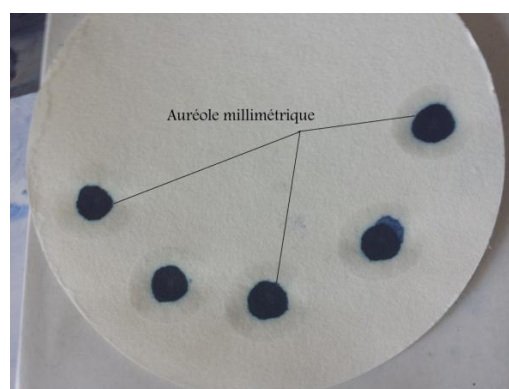


Figure 18: tâches avec auréole bleue

Expression de résultats :

Les calculs à exécuter sont :

— masse de bleu introduite (solution à 10 g/l) :

$$B = V \times 0,01$$

Pour les matériaux dont le $D_{\max}$ est inférieur à 5 mm, l'expression du résultat est :

$$VBS = \frac{B}{m_0} \cdot 100$$

Pour les matériaux dont le $D_{\max}$ est supérieur à 5 mm, l'expression du résultat est :

$$VBS = \frac{B}{m_0} \cdot C \cdot 100$$

C étant la proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec.

V.B.S. est exprimée en grammes de bleu pour 100 g de matériau sec.

II.2.2 - Essais mécaniques

✚ **Essai de cisaillement rectiligne** (selon la norme NF_P94-071-1, AFNOR 1994)

Principe :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans la boîte de cisaillement constituée de deux demi boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette (fig.19 et 20). Il consiste à :

- Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai ;
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans celle-ci selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes, l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δl à vitesse constante ;
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

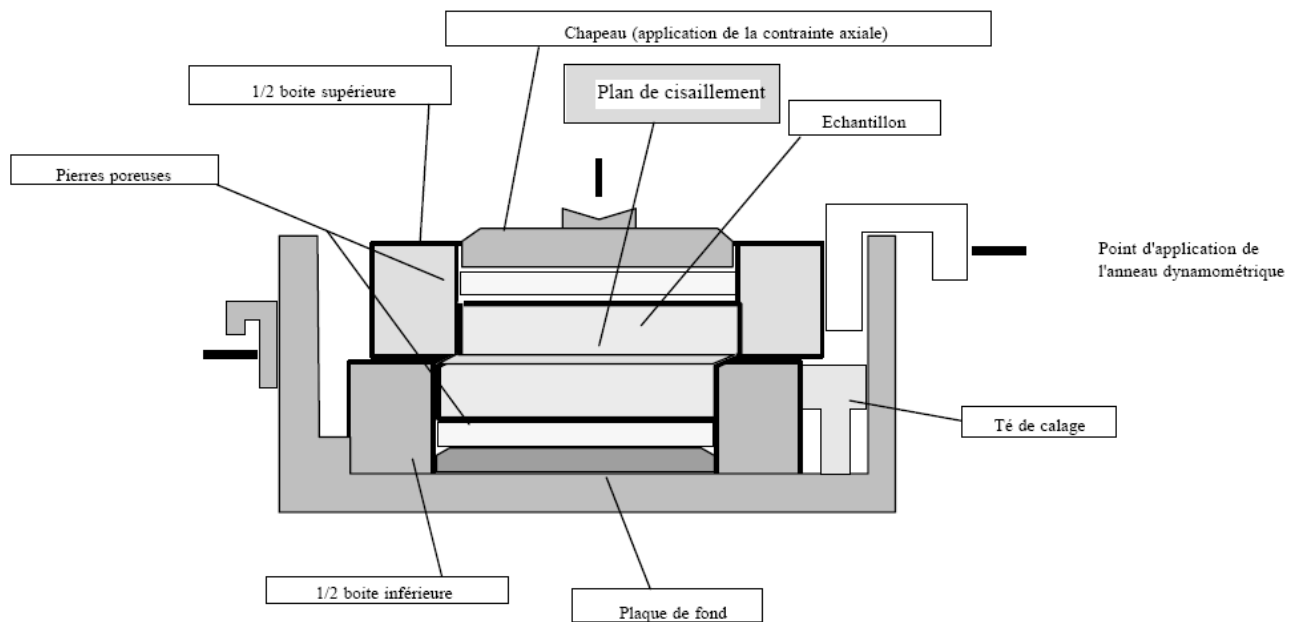


Figure 19. éprouvette en cours de cisaillement

Appareillage :



Figure 20. appareil de cisaillement rectiligne

○ Présentation des résultats

La contrainte de cisaillement maximale peut être déterminée graphiquement d'après la courbe de la contrainte en fonction de la déformation (fig.21).

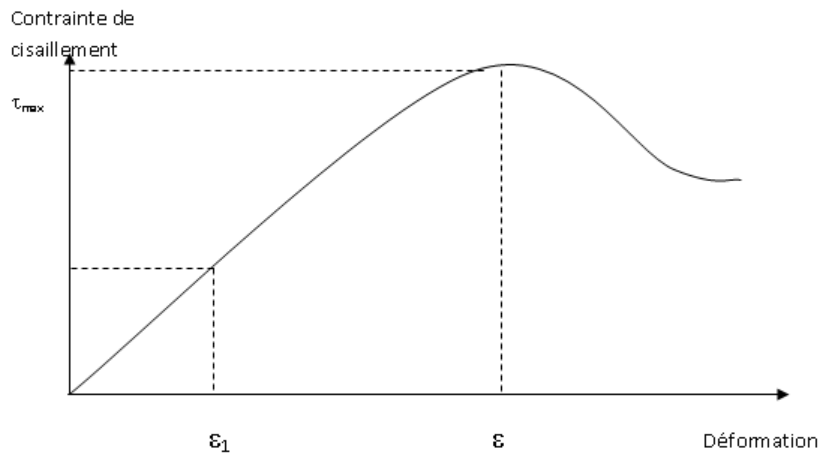


Figure 21: courbe contrainte/déformation

Finalement, il sera possible de tracer la droite intrinsèque de l'essai, avec pour axe des abscisses, la contrainte normale σ et pour celui des ordonnées, la contrainte de cisaillement τ , sachant que :

$$\sigma = N/A \text{ et } \tau = T/A$$

Avec :

N : effort de compression normale (vertical)

T : effort horizontal de cisaillement

A : surface de l'échantillon

La courbe tracée est d'équation $\tau = C + \sigma \tan \omega$, elle exprime la loi de Coulomb. L'angle formé entre cette droite et l'axe des abscisses est l'angle de frottement ω et l'ordonnée à l'origine est la cohésion C (fig.22).

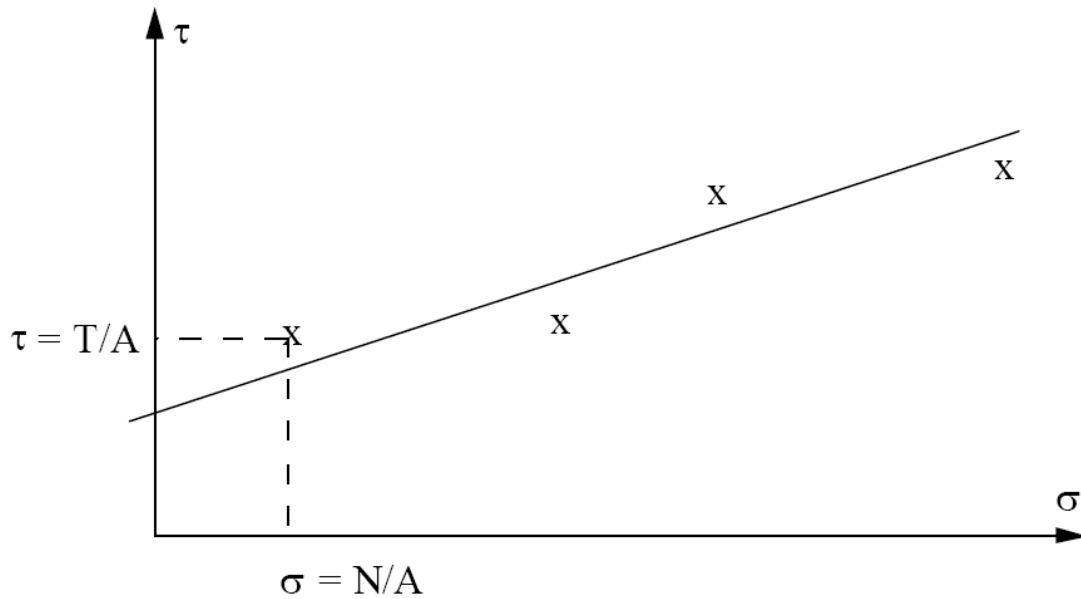


Figure 22. droite intrinsèque de l'essai de cisaillement rectiligne directe

L'essai de cisaillement direct à la boîte a pour avantage d'être économique, rapide et simple en particulier avec les matériaux granulaires. Cependant il présente certains inconvénients :

- Le plan de cisaillement est imposé et on ne peut s'assurer que cette direction correspond au plan le plus faible ou à la direction critique sur le terrain ;
- Nous avons défini la valeur du cisaillement par $\tau = T/A$, or la surface de cisaillement est variable pendant l'essai et il peut y avoir une certaine hétérogénéité dans la transmission des contraintes à l'échantillon ;
- Il est difficile, voir impossible de contrôler la direction de drainage (mesure de la pression interstitielle μ).

🚦 **Essai de compressibilité par paliers à l'oedomètre** (selon la norme NF P 94 – 090-1 AFNOR 1994)

Principe :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide, l'oedomètre. Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical (les déformations latérales étant empêchées), l'éprouvette étant drainée du haut en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants puis décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge (fig.23).

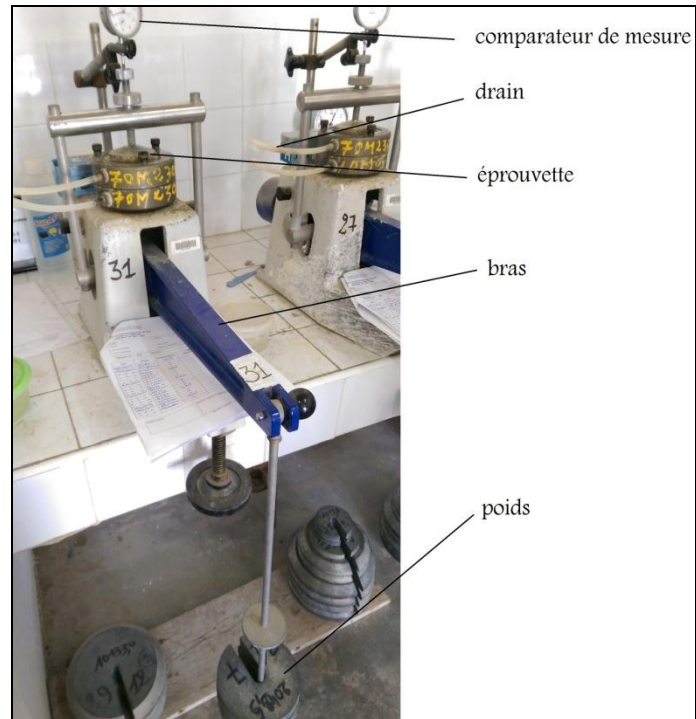


Figure 23: essai de compressibilité à l'oedomètre

Appareillage :

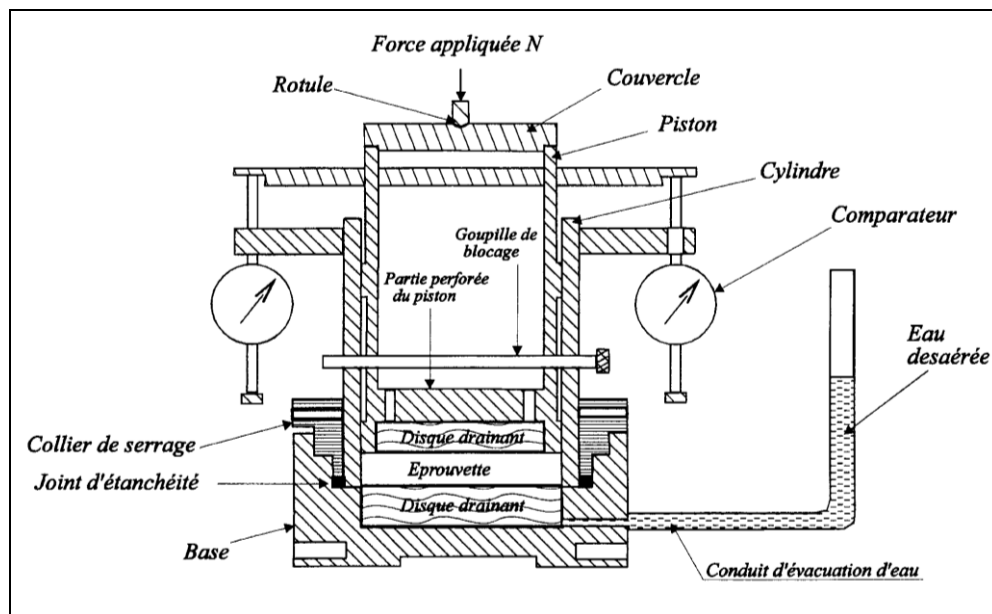


Figure 24: composantes de l'appareil oedométrique

L'essai proprement dit comprend trois phases : saturation, chargement et déchargement.

➤ Phase de saturation

L'éprouvette est placée dans l'enceinte cylindrique de l'oedomètre, et sera par la suite immergée par de l'eau non minéralisée et laissée au moins 24h pour que le sol soit saturé. Le piston (à masse connue) est mit sur l'éprouvette pour empêcher le gonflement du sol. Au cas où la charge du piston est insuffisante, on ajoute l'équivalent du double de la charge initial. La pression de gonflement correspond à la charge la plus élevée qui empêchera le gonflement de l'échantillon. Après stabilisation du mécanisme, il est nécessaire de régler le comparateur sur une valeur repère. Ainsi on procède au chargement par paliers.

➤ Phase de chargement

Le chargement est appliqué successivement par paliers, en suivant une progression géométrique de raison 2. Les lectures sont faites à 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 5 min, 10 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, _ h, 12 h, 24 h et jusqu'à stabilisation.

Dans l'ensemble, on peut utiliser les chargements suivants : 0,05(poids du piston), 0,1 ; 0,2 ; 0,4 ; 0,8 ; 1,6 ; 3,2 ; 6,5 ; bars pour les sols de faible consistance ou 0,05 ; 0,08 ; 1,6 ; 3,2 ; 6,5 ; 12, 25 bars pour les sols consistants et raides.

➤ Phase de déchargement

Cette phase consiste à ramener à une valeur nulle la pression sur l'éprouvette en passant par deux paliers intermédiaires d'au moins 24 heures.

Une fois le déchargement achevé, l'éprouvette est retirée de la cellule puis mise à l'étuve pour déterminer sa masse sèche.

Expression des résultats

➤ Calcul de l'indice des vides :

L'indice des vides est calculé par la formule suivante :

$$e = \frac{h - hp}{hp}$$

Avec :

h : hauteur initiale de l'éprouvette

h_p : hauteur des pleins

Où :

$$h_p = \frac{M_s}{\rho_s \cdot S}$$

Avec :

M_s : masse du sol sec, obtenu par étuvage en de l'éprouvette en fin de l'essai

ρ_s : masse volumique des grains solides, prise conventionnellement égale à $2,7 \text{ g/cm}^3$

S : section de l'éprouvette

➤ La courbe de compressibilité œdométrique :

La courbe de compressibilité œdométrique est la représentation, en échelle semi-logarithmique des indices des vides (à sa stabilisation) en fonction des contraintes (fig.25).

A partir de cette courbe, on détermine les caractéristiques suivantes :

- Le coefficient de compressibilité C_c : qui est la pente de la droite qui ajuste les derniers points de la partie inclinée de la courbe.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma)} \text{ (sur la partie CD)}$$

- Le coefficient de gonflement C_g : est la pente de la droite qui ajuste les derniers points de la partie de chargement.

$$C_g = \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma)} \text{ (sur la partie EF)}$$

- La pression de préconsolidation σ_c : Elle est déterminée par l'intersection des deux droites qui ajustent la partie AB et CD de la courbe de compressibilité œdométrique.

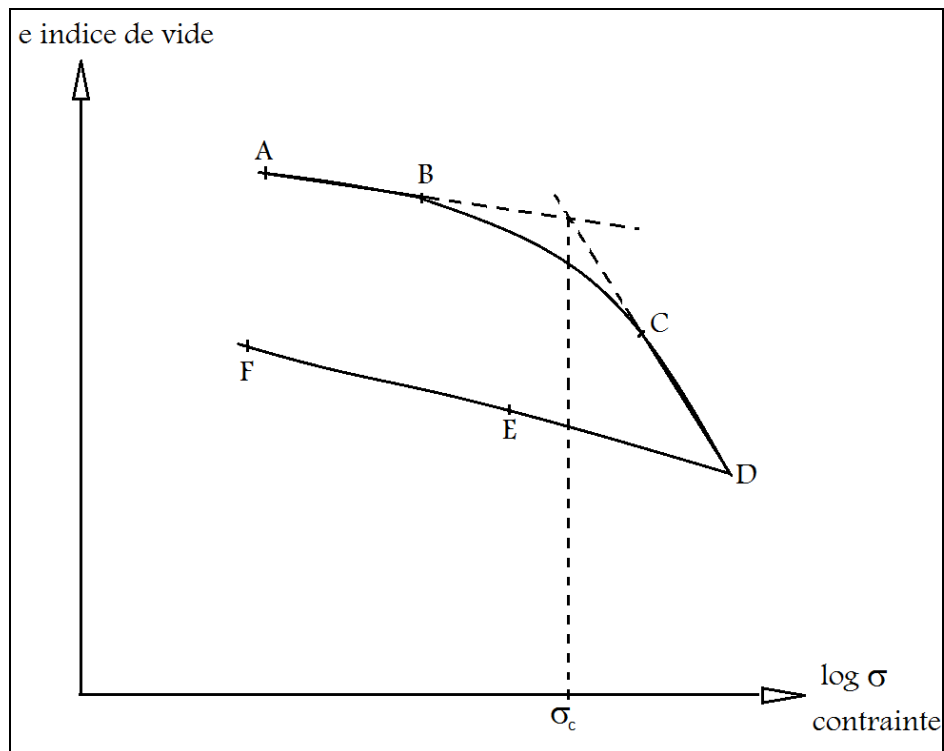


Figure 25. courbe de compressibilité œdométrique

Conclusion

L'analyse et l'interprétation des résultats d'essais géotechniques sont indispensables, non seulement pour la classification des sols, mais aussi pour localiser, dans le sous sol, les plans de ruptures potentielles et d'estimer l'ampleur des glissements affectant la zone d'étude. Une fois la tâche aboutie, il sera possible de définir un principe de solutions de stabilisation des talus selon un plan d'aménagements bien étudié.

Chapitre 2 : présentation de l'aire d'étude

Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation géographique générale mais surtout aux contextes géomorphologique, stratigraphique, lithologique et structurale en plus des conditions climatiques et hydrologiques. Tous ces éléments physiques montrent bien que l'aire d'étude correspondant au site du village de Moulay Yacoub et ses environs immédiats constitue un terrain idéal des glissements du terrain. Ce site nous permet d'observer sur le terrain des bons exemples du glissement, de faire des mesures sur le terrain et prendre des échantillons pour l'étude au laboratoire de LPÉE.

I/ Situation géographique

Le village de Moulay Yacoub est situé à 25 km au NW de la ville de Fès (fig.26), il fait partie géographiquement du Prérif qui est un relief collinaire mou où affleurent principalement les formations marneuses tendres sauf quelques reliefs rocheux (Zalagh, Moulay Bouchetta El Khammar, etc) formés d'écailles de roches dures (souvent calcaires).

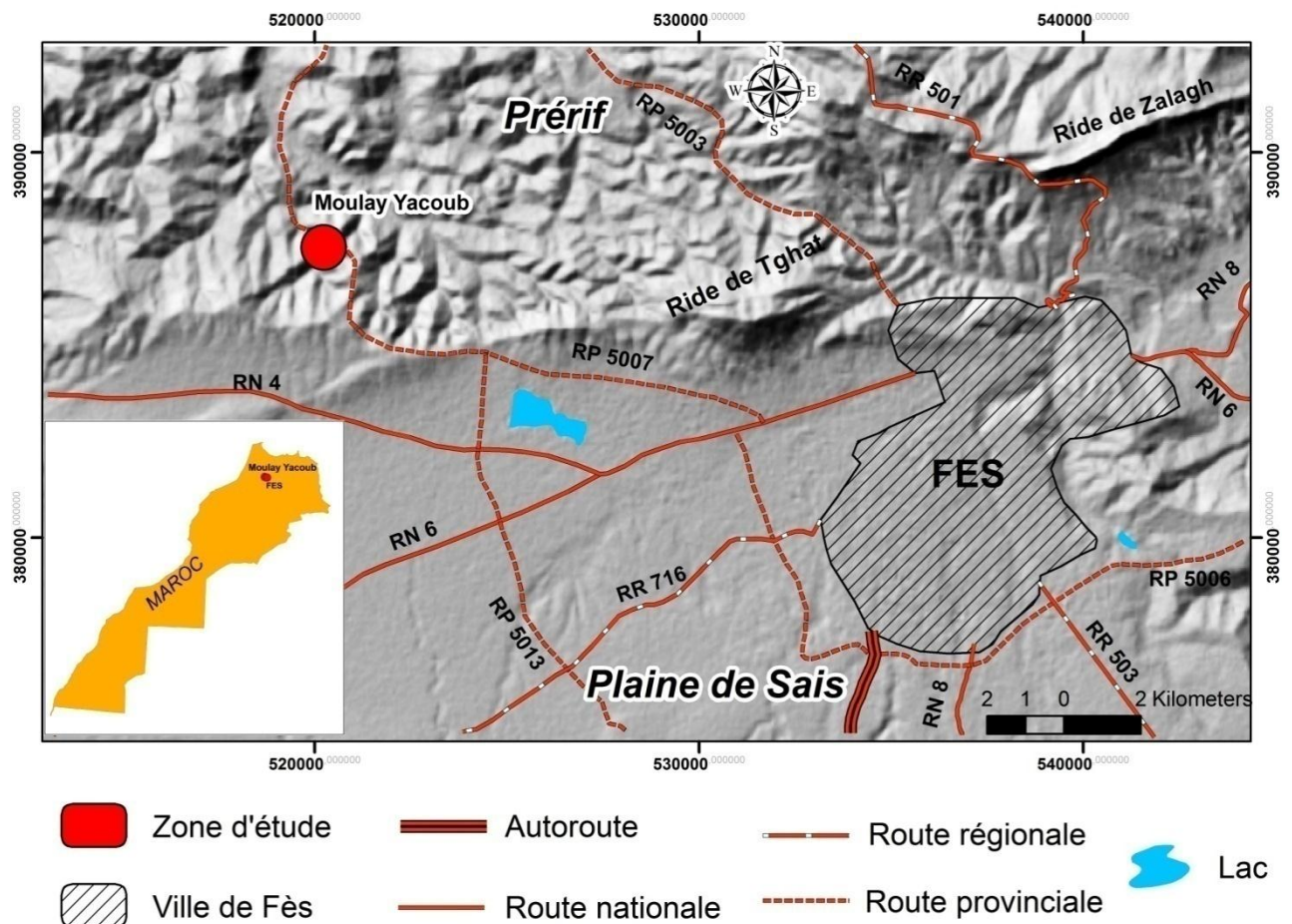


Figure 26 : Situation géographique du village de Moulay Yacoub

La zone d'étude est caractérisée par la résurgence de nombreuses sources thermales sourdant au sein des formations miocènes du Sillon Sud Rifain. Ce dernier est localisé entre le domaine Pré-Rifain, au Nord, et le Massif Hercynien central (Meseta marocaine) et le Moyen Atlas, au Sud (fig.27). Plus précisément, Moulay Yacoub occupe la bordure du Saïs au contact de la section molle du Prérif, sans rides, comprise entre le massif de Zerhoun à l'ouest et le Tghat-Zalagh à l'est.

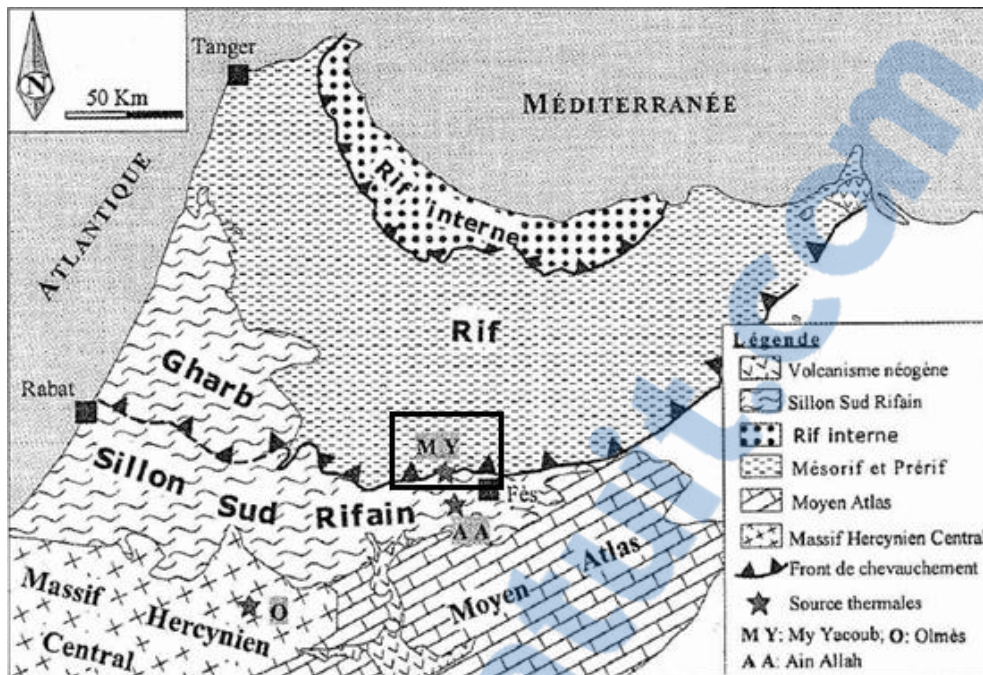
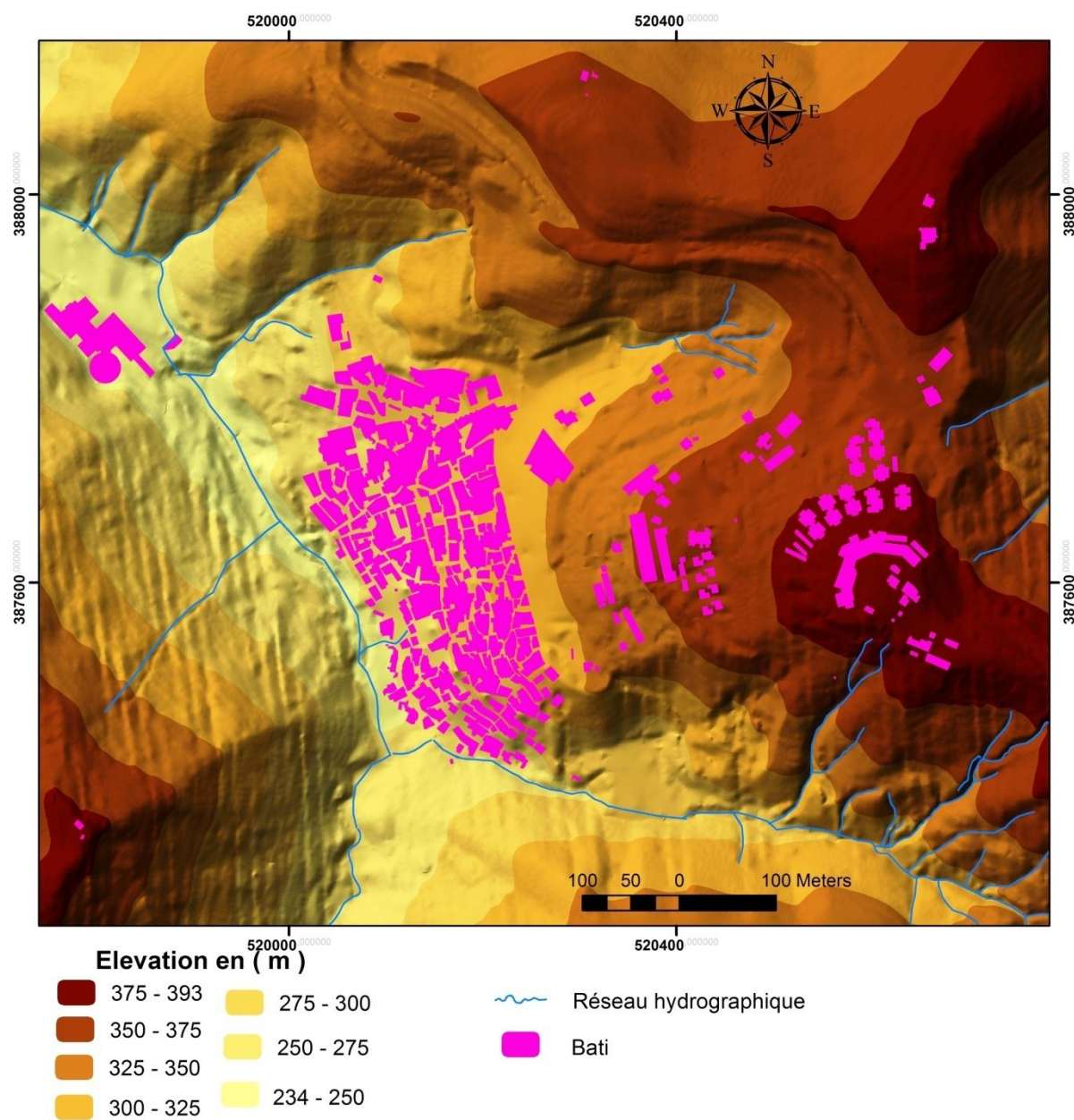


Figure 27. Situation du village de Moulay Yacoub au sein des grandes unités structurales du Nord du Maroc (ALAKHDAR et al 2006)

II/ Le contexte géomorphologique

On rappelle que le charriage est un mouvement tectonique horizontal de grande amplitude, d'une dizaine à une centaine de kilomètres qui pousse une masse de terrain sur une autre. Le contact anormal entre les deux unités (le Rif et le Saïs) s'effectue par un plan peu incliné qui n'est autre qu'une grande surface de chevauchement (Mohammed CHARROUD M. et al. 2007). A la différence d'un glissement du terrain qui est un déplacement local d'une masse de terrain le long d'un versant. Le site de Moulay Yacoub est dominé par des collines marneuses traversées par des ravins qui constituent l'essentiel du réseau hydrographique de la zone. L'altitude moyenne des reliefs mous de la région ne dépasse pas les 500m (fig.28), or, les cours d'eau incisent facilement dans les marnes délimitant des talus à pentes raide (fig.29), provoquant l'instabilité des talus, ainsi, les phénomènes de glissements sont très abondants, dont certains ont des impacts dangereux sur l'habitat et autres infrastructures du village.



Figure°28: carte des altitudes de la zone d'étude

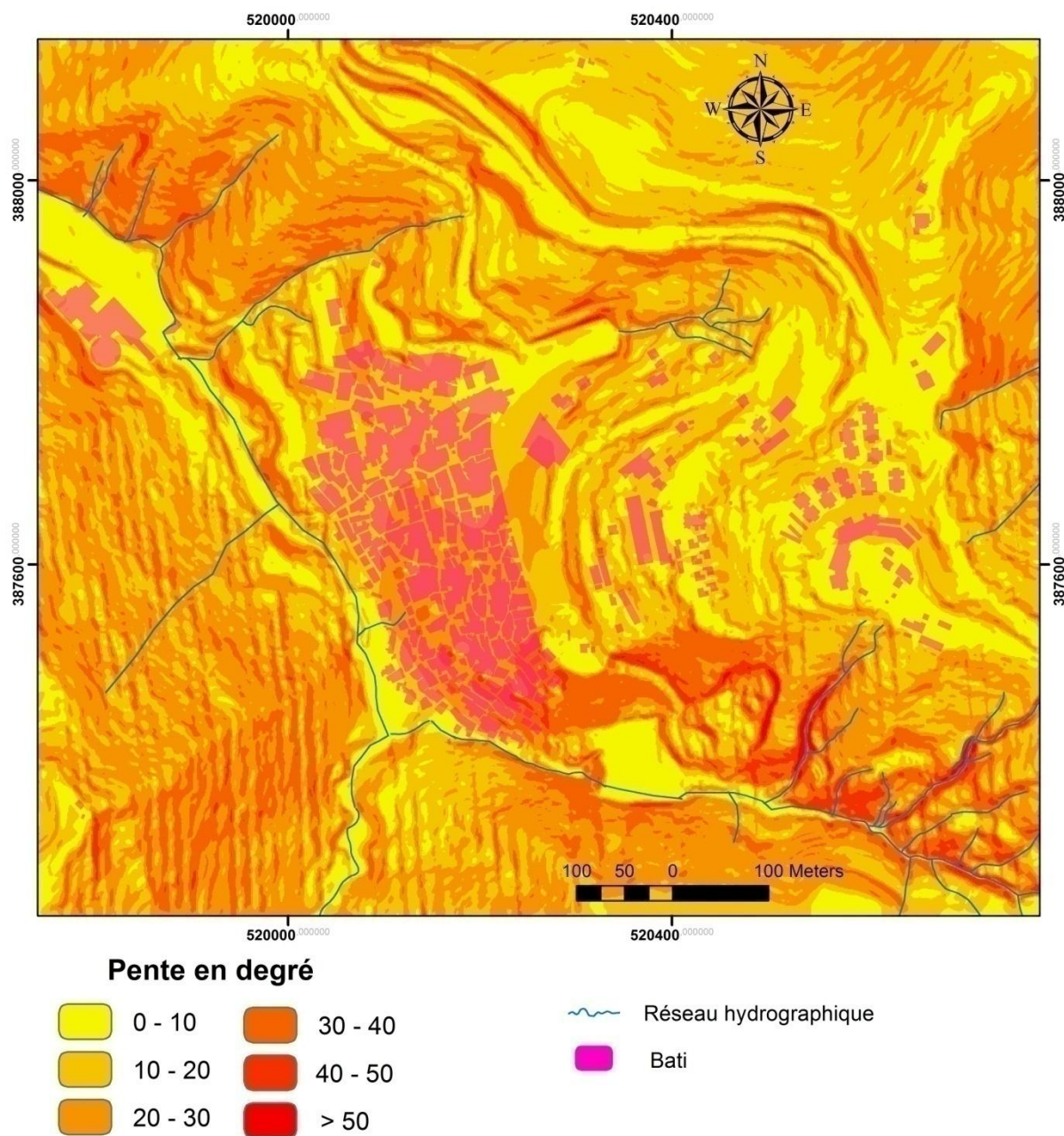
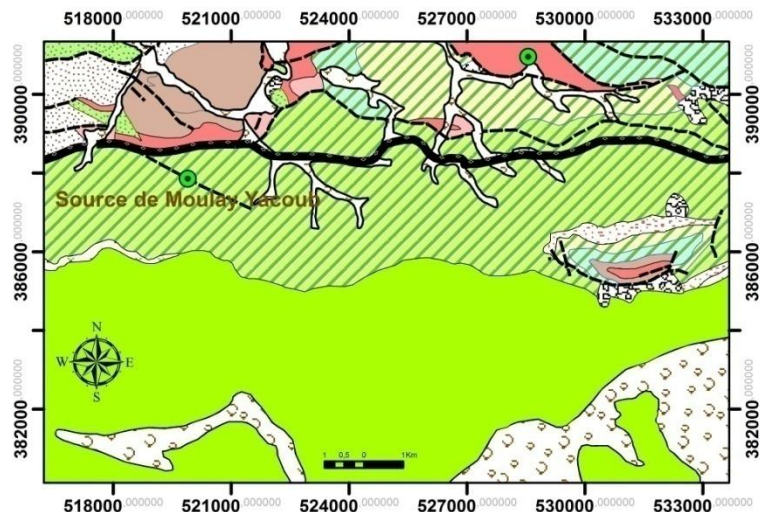


Figure 29 : Carte des pentes de la région de Moulay Yacoub

III/ Le contexte lithostratigraphique

Le Sillon Sud Rifain, où jaillissent les sources thermales de Moulay Yacoub, est défini comme un bassin d'avant fosse (WINCKEL, 2002 et SENDIDE, 2000 cité par Lakhdar 2006) comblé par une épaisse série sédimentaire à dominance marneuse (fig.30). Cette formation date du Miocène et Plioquaternaire.



Légende

source sulfureuse	calcaires Bajocien	dépôts régressifs de l'Oligocène
contact frontal de la nappe	calcaires Turonien	grès du Sahélien
Contact anormal; Faille	calcaires lacustres du pliocène supérieur	grès de l'Eocène inférieur
Lithologie	complexe argilo-basaltique du Trias	marnes du Burdigalien
Eboulis récents	conglomérats du Plioquaternaire	marnes du Helvétien
alluvions du Quaternaire	dépôts néritiques du Crétacé supérieur	marnes du Tortonien basal

Figure 30. Carte géologique de la zone de Moulay Yacoub (W.Bruderer et al.1950 modifiée)

Dans la zone de Moulay Yacoub, cette série est constituée de bas en haut par (fig.31):

- des marnes bleutées compactes du Tortonien basal;
- une série marneuse grisâtre du Messinien inférieure surmontée par une formation gréseuse à caractère turbiditique nommée "Grés I" (WERNLI, 1978);
- des marnes du Messinien supérieur marquée par des intercalations de bancs calcaires et surmontées par une barre gréseuse nommée "Grés II" (WERNLI ; 1978);
- une formation conglomératique hétérogène d'une centaine de mètres environ de puissance. En effet, ces dépôts d'âges Pliocène moyen à supérieure, qualifiés comme catastrophiques, seraient en relation avec la surrection de l'anticlinal de la ride de Jbel Tghat (LAKHDAR, 2004; LAKHDAR et al. 2005).

- des calcaires lacustres quaternaires. Cette série est chevauchée au nord par des nappes de charriage prérfaines essentiellement marno- gréseuses de l'Eocène et de l'Oligocène.

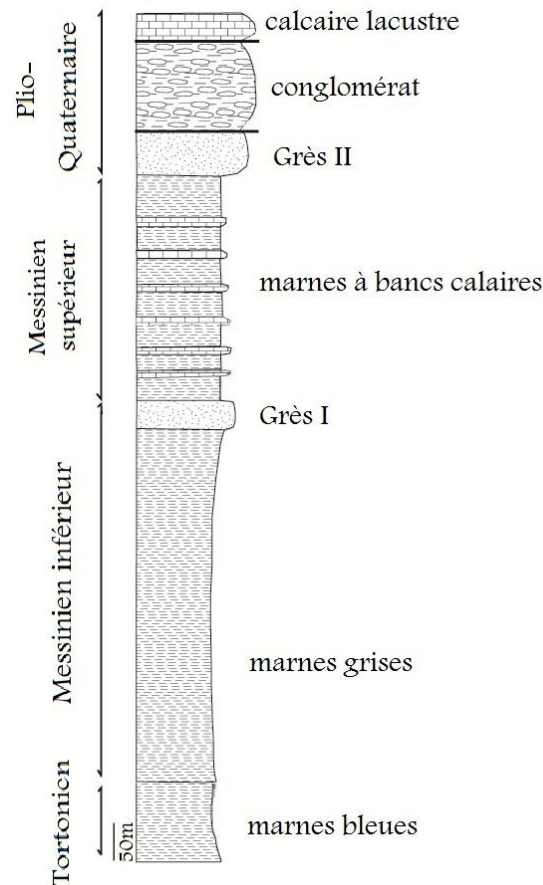


Figure 31. Colonne stratigraphique de la zone de Moulay Yacoub (Lakhdar. et al 2006, modifiée)

Les levées cartographiques et les nombreux sondages témoignent de la présence d'un substratum, constitué essentiellement par les formations triasiques à crétacées, affleurant au niveau des fronts de chevauchement de direction E-W. Dans certains sites, les formations triasiques apparaissent avec deux niveaux d'argiles rouges très riches en évaporites, intercalées de basaltes doléritiques verdâtres. Le Crétacé est essentiellement formé de marnes verdâtres. Aussi, des débris de socles ont été trouvés pour la première fois. Ce sont de petites extrusions métriques à décamétriques de blocs de calcaire liasique et de blocs de nature magmatique et méta-sédimentaire très minéralisées appartenant au socle

paléozoïque. Elles sont localisées au niveau de l'intersection entre les fronts de chevauchements E-W et les accidents NE-SW (A.LAKHDAR et al 2006).

IV/ Cadre Structural

La structuration observée dans la zone de Moulay Yacoub est typique de la tectonique alpine de la chaîne rifaine. Il s'agit de la migration des chevauchements vers l'extérieur de la chaîne. Au nord de Moulay Yacoub, les formations pré-rifaines marno-calcaires de l'Eocène ont été affectées par plusieurs branches de chevauchement jalonnées parfois par des formations argileuses triasiques et crétacées (fig.32). Les mouvements chevauchants sont associés localement à des retro-chevauchements, à rejet métrique enregistré par le décalage des bancs marno-calcaires (A.LAKHDAR et al 2006).

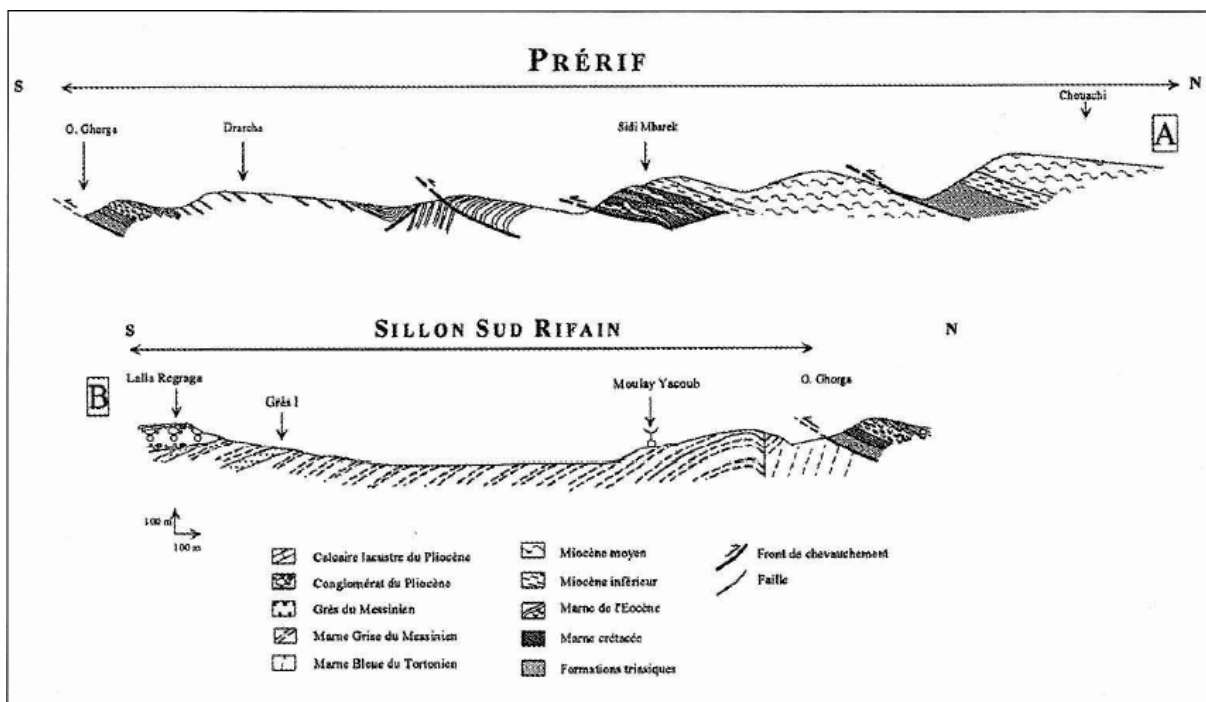


Figure 32 : Coupe synthétique de la structuration de la région de Moulay Yacoub (A.LAKHDAR et al 2006)

On observe aussi dans les formations marneuses du Miocène supérieur qui abritent les sources de Moulay Yacoub, des plis d'entraînement à axe N110 à N120° et des pendages variant de 35°S à 50°N. Ceci est dû à un chevauchement aveugle qui déforme la couverture miocène (fig.33).

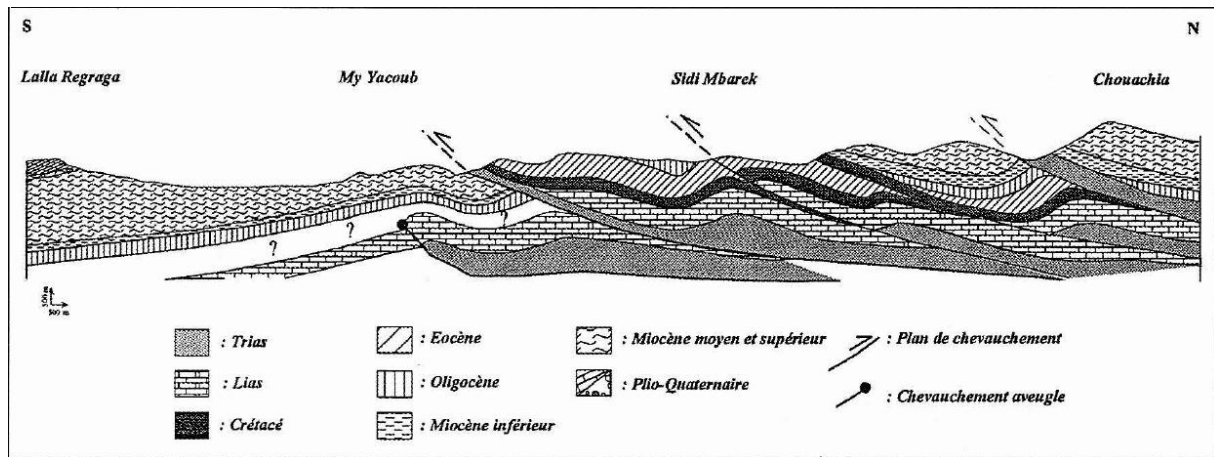


Figure 33 : Coupe synthétique de la structuration de la région de Moulay Yacoub
(A.LAKHDAR et al 2006)

Le mouvement de ce chevauchement serait à l'origine de la surrection de la ride anticlinale de Moulay Yacoub générant vers le sud une pente où s'installeraient les dépôts chaotiques du Pliocène moyen à supérieur. Dans ce site du domaine externe de la chaîne rifaine, le fonctionnement de ces chevauchements serait au moins d'âge pliocène moyen à supérieur. Cette interprétation permettrait d'intégrer la structuration de la région de Moulay Yacoub dans le même dispositif que celui observé au Nord dans le domaine Prérifain. Ce dispositif structural se complique par des accidents NE-SW, NW-SE et N-S qui parcourent cette zone. Ainsi, ce style tectonique cassant rappelle selon certains auteurs celui du substratum meseto-atlasique (PIQUE et al, 1998; WINCKEL, 2002). Ce dernier est sous forme de plateaux organisés en panneaux étagés reflétant un agencement en blocs basculés (SABAOUI, 1998; SOUFIANI et al, 2002) en relation avec le jeu des accidents NE-SW et NW-SE hérités du socle hercynien lors de la tectonique alpine.

V/ Climatologie et hydrologie

V-1/ Climatologie

Selon le modèle Bioclimat d'Emberger (modifié par C.Sauvage 1963), le site de Moulay Yakoub, qui ne diffère pas du plateau Saïs-Fès, appartient à l'étage bioclimatique subaride à été chaud (fig.34). Le facteur générateur (P) des écoulements varie spatialement entre

400mm (dans les vallées aux alentours de Moulay Yaàkoub) et 800mm sur les reliefs avoisinants de J. Zarhoun et J. Zalgħ. (fig.35).

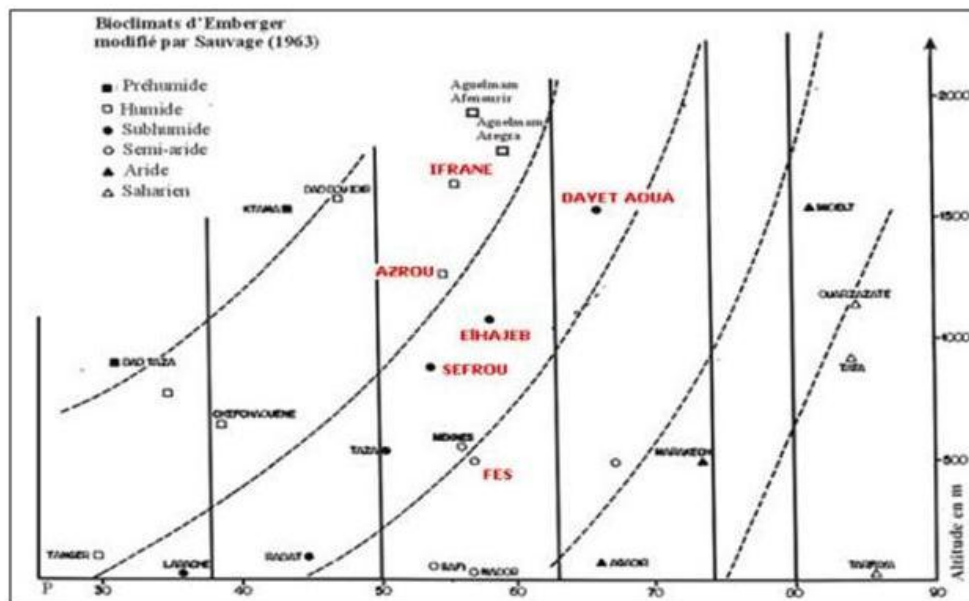


Figure 34 : Bioclimat d'Emberger (modifié par Charles Sauvage 1963)

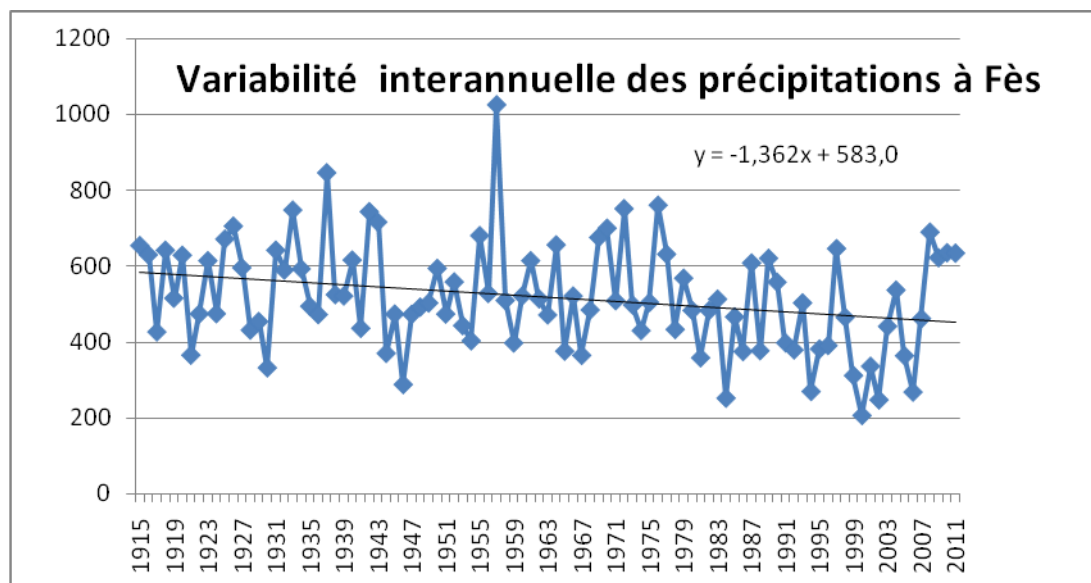


Figure 35 : Variabilité interannuelle des précipitations à Fès

La moyenne des précipitations annuelles est de l'ordre de 516,3 mm calculée sur période de 96 ans avec un maximum mensuel en décembre (75.3mm) et un minimum en juillet (1.6mm) (Tableau 1). La courbe de tendance des précipitations annuelles enregistre une

diminution des pluies au cours de la période 1915 à 2011 (fig.35). D'après le diagramme ombrothermique (fig.38), le régime mensuel des précipitations montre 7 mois humides d'octobre à avril et 5 mois secs et chauds. Le régime saisonnier des précipitations atteint son maximum saisonnier en hiver avec 39.4% suivi de printemps 32.2% et l'automne 24.8%. Ce régime saisonnier est inégal puisque 369,8mm équivalent à 71,6 % de ces précipitations tombent en deux saisons seulement (l'hiver et le printemps) alors que l'été reçoit seulement 3.5% sous forme d'orage très concentré dans le temps et dans l'espace (fig.36 et 37).

Tableau 1 : Régime mensuel et saisonnier des précipitations à Fès de années1915–2011
(Données brutes ABHS 2016)

Mois	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	septembre	octobre	novembre	décembre	Annuel
Moyenne mensue	63,4	64,8	67,9	62,0	36,5	13,9	1,6	2,8	14,1	44,9	69,3	75,3	516,3
Moy saisonnière	203,4		166,4			18,2			128,3				516,3
%	39,4		32,2			3,5			24,8				
Saisons	Hiver		Printemps			Eté			Automne				

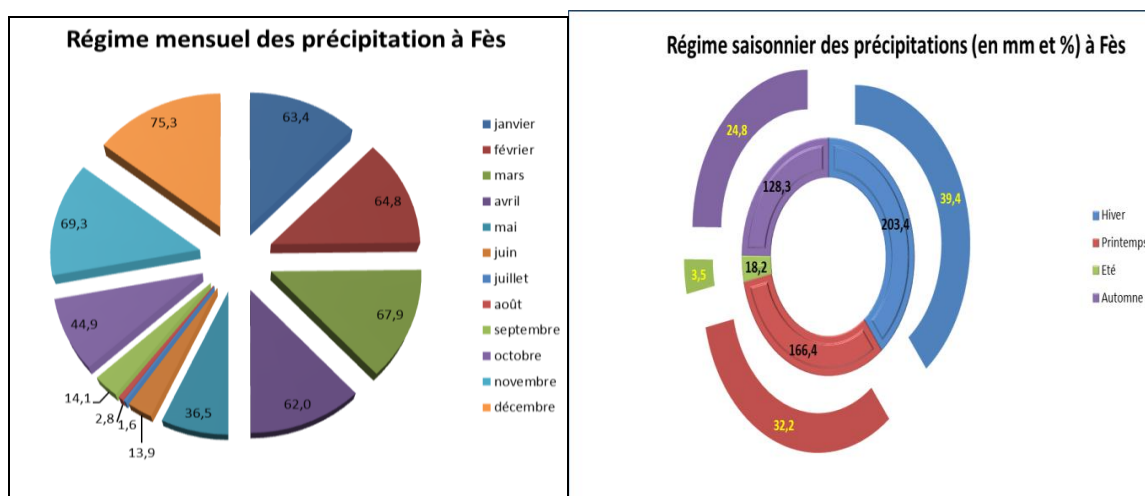


Figure 36 et 37 : Régime mensuel et saisonnier des précipitations

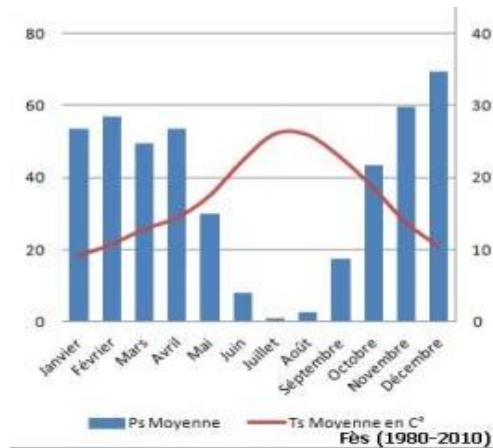


Figure 38. Diagramme ombrothermique de Fès (1980-2010).

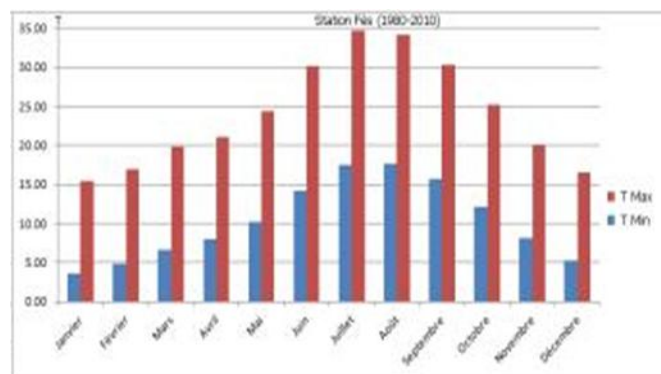


Figure 39. Températures moyennes maximales et minimales (station de Fès)

La saison chaude s'étend du mois du mai jusqu'au début octobre. La moyenne des températures maximales du mois le plus chaud, correspondant au mois d'août qui enregistre 35°C. Alors que le record de chaleur à la station de Fès-Saïs est de 47°C enregistré le 17 juillet 2000. Le mois de janvier présente les jours les plus froids de l'année, avec une moyenne mensuelle de 8.4°C à Fès (fig.39).

V-2/ Hydrologie de l'aire d'étude

Cette zone fait partie des bordures de Saïs appartenant au du Prérif qui est caractérisé, sur le plan hydrologique, par l'absence de grandes étendues de roches réservoirs qui pourraient pérenniser et régulariser les écoulements des cours d'eau. Les oueds de l'aire d'étude ont un régime d'écoulement intermittent et rarement saisonnier mais ces oueds ont un

comportement hydrologique violent favorisé par la concentration des précipitations, parfois, dans un temps très court et l'imperméabilité des terrains marneux friables. Ces conditions aident à l'incision et le sapement des berges des oueds qui activent l'instabilité des versants. Mais le site de Moulay Yacoub a la spécificité d'avoir de nombreuses sources thermales sourdant au sein des formations miocènes du Sillon Sud Rifain, ces sources ont une origine très profonde comme la prouve la température des eaux qui dépasse 50 °C.

Le débit moyen de la source de Moulay Yacoub est d'environ une dizaine de l/s. Cette source thermale a chuté de 11,3 l/s (1993) à 9,5 l/s en 1996 (BENAABIDATE 2000) sous l'effet de surpompage et la succession des années sèches depuis la fin des années soixante dix.

Sur le terrain, nous avons remarqué dans les affluents de l'oued Moulay Yacoub, des faibles écoulements et des suintements issus probablement de ressuyage des sols et des formations superficielles. Mais les effets profonds du réseau hydrographiques sont le creusement et l'approfondissement des lits et le sapement des berges qui déstabilisent les versants surplombant les oueds de la zone d'étude. Il se trouve que le village de Moulay Yacoub est situé sur un des versants instables. Ce village est menacé par un nombre important de glissements de terrain.

VI/ Inventaire des glissements de terrain du secteur d'étude

La prospection de terrain a permis d'établir une vision à grande échelle concernant la distribution des glissements de terrain, actifs et anciens, qui affectent la zone d'étude et ses alentours (fig.40). De ce fait, un glissement bien représentatif a été choisi dans le but de bien comprendre le phénomène. Sa morphologie a montré qu'il s'agit d'un glissement rotationnel multiple car il présente deux gradins de détachement et un bourrelet bosselé et sillonné de crevasses allongées perpendiculaires à la pente (fig.41).

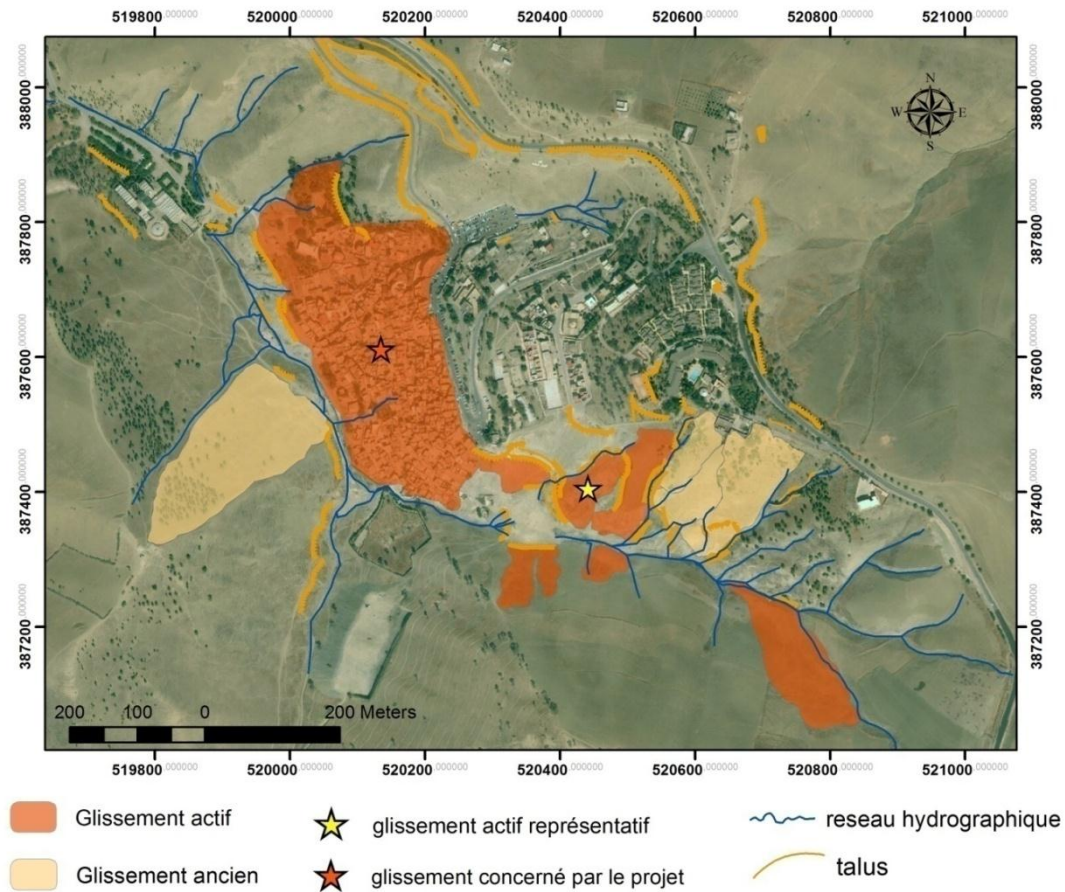


Figure 40 : Carte d'inventaire des glissements de terrain de la zone d'étude

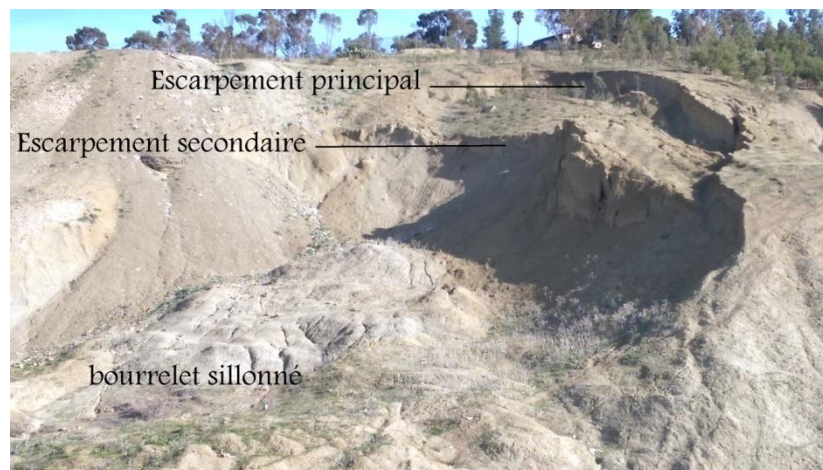


Figure 41 : glissement rotationnel représentatif

Conclusion

Cette étape aide à orienter l'étude en facilitant la sélection des sites sujets de la prospection géotechnique. Aussi, elle permet de repérer les principaux facteurs qui menacent la stabilité des versants auxquels il est nécessaire de s'opposer pour minimiser le risque de glissement.

Chapitre 3 : Représentation, analyse et interprétation des données des essais géotechniques

Introduction

Les résultats des essais géotechniques représentent le fruit de toute interprétation concernant les caractéristiques géotechniques des sols et leur variation spatiale le long du profile d'échantillonnage.

L'emplacement exact des sondages, carottés et pressiométriques, est définis par la carte d'implantation des sondages (fig.42).

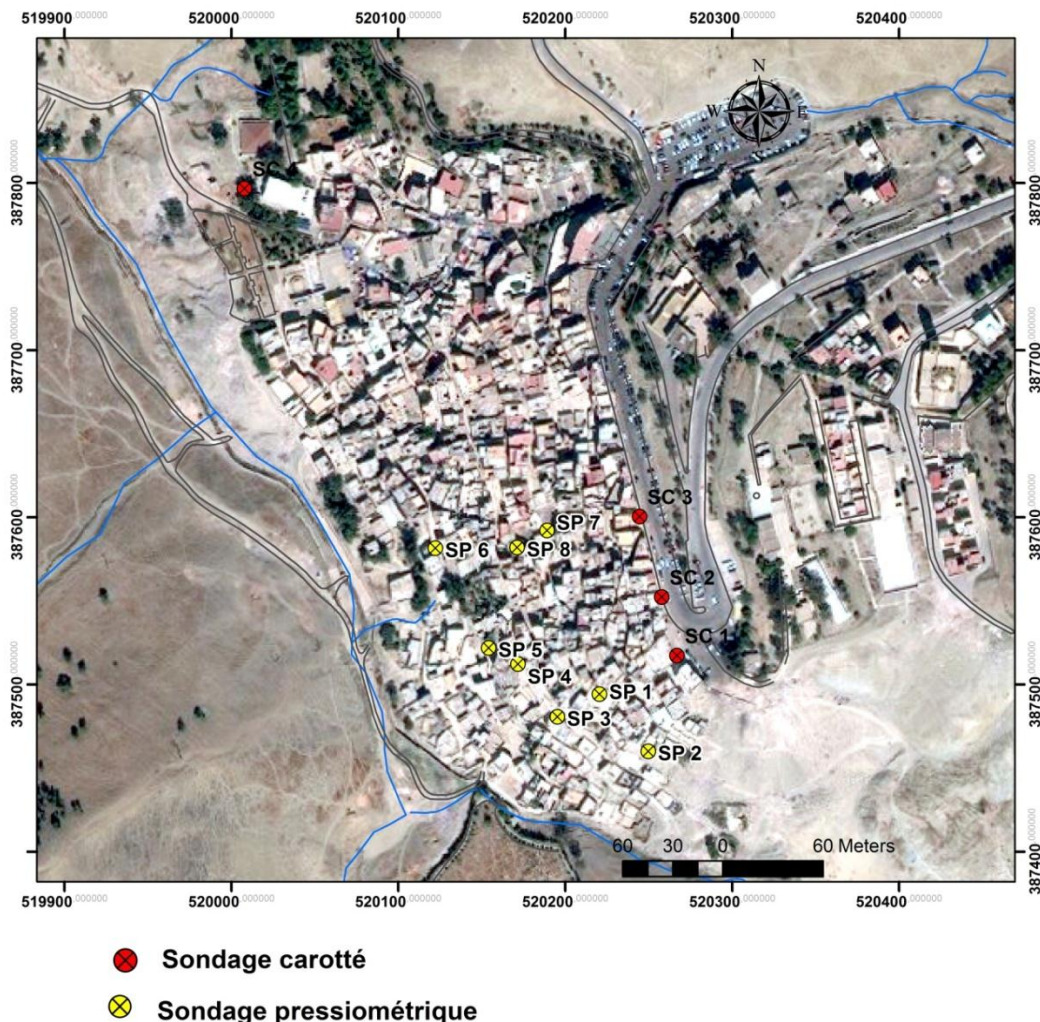


Figure 42 : Carte d'implantation des sondages carottés et pressiométriques

Ce chapitre dévoile les résultats des essais de laboratoire réalisés sur la carotte n° SC2 à trois différentes profondeurs (1,5-3m ; 3,5-4,5m et 8-9m), et selon le programme suivant :

- Essais d'identification :
 - ✓ Analyse granulométrique par tamisage à sec ;
 - ✓ Détermination des limites d'Atterberg (par la méthode de Casagrande) ;
 - ✓ Détermination de la valeur en bleu du sol ;
- Essais mécaniques :
 - ✓ Essai de cisaillement rectiligne lent ;
 - ✓ Essai de compressibilité par paliers à l'oedomètre ;

Ensuite, nous avons présenté les résultats de l'essai pressiométrique du sondage Sp8 à trois différentes profondeurs (3 ; 9 et 10,5m) afin de suivre l'évolution verticale de la résistance du sol à la déformation.

Ces données feront l'objet de l'analyse et de l'interprétation générale.

I/ Représentation et analyse des donnés

I.1/ Essai de laboratoire

Analyse granulométrique

Les résultats de l'analyse granulométrique pour chaque profondeur sont présentés sur le tableau 2, ainsi que sur le graphe de la figure 43.

Tableau 2 : résultats de l'analyse granulométrique

Tamis (mm)	SC2 (1,5- 3 m)	SC2 (3,5-4,5 m)	SC2 (8-9m)
0,08	98	96	98
0,1			
0.125			
0,16			
0,2	98	97	
0,25			
0.315	98	97	98
0,4			
0,5	98		
0,63		98	99
0,8			
1	99	98	100
1,25			
1,6			
2	99	99	
2,5	100	99	

3,15			
4			
5		99	
6,3			
8			
10		100	

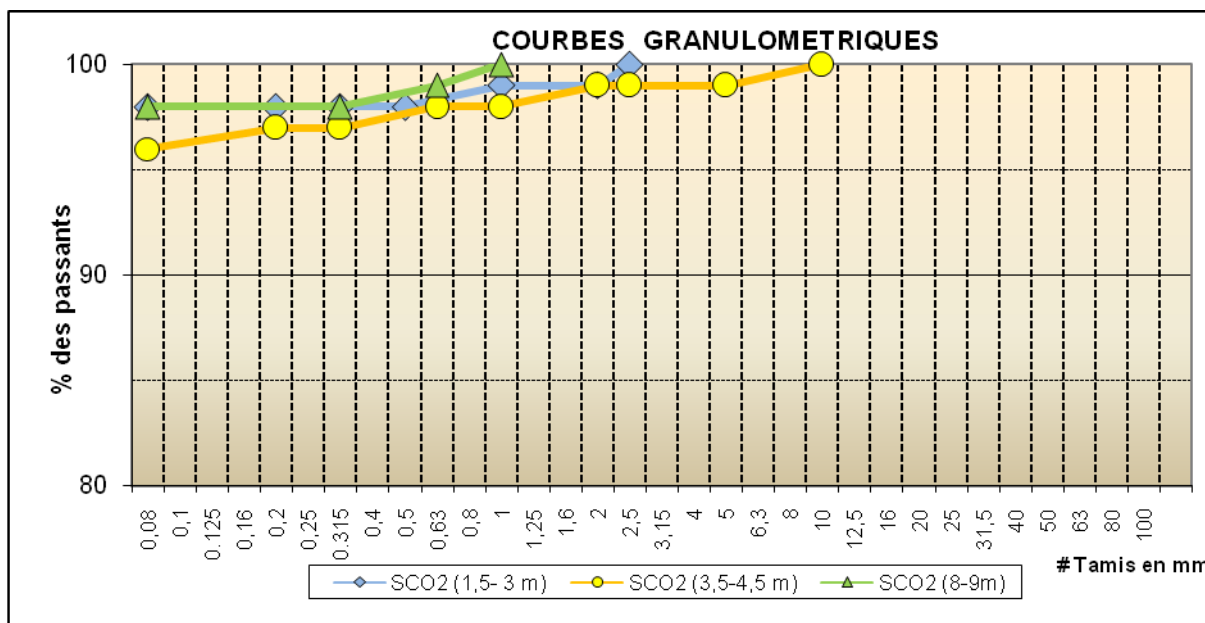


Figure 43 . Courbes granulométriques des trois échantillons

Analyse des résultats

Le diagramme des courbes granulométriques montre que la courbe de l'échantillon SC2 correspondante à la profondeur 1,5 – 3m, est plus restreinte par rapport à celles qui représentent les profondeurs 3,5-4,5m et 8-9m, dont les courbes sont plus étalées. Cependant, les trois courbes montrent que le pourcentage des passants du tamis d'ouverture 0,08mm est extrêmement élevé (>35%), on déduit, selon la classification granulométrique des sols (normes AFNOR et GTR) que les trois échantillons représentent un sol très fin.

Les limites d'Atterberg

Le tableau 3 et la figure 44 présentent les limites de liquidité et de plasticité ainsi que l'indice de plasticité pour chaque profondeur d'échantillonnage :

Tableau 3 : résultats de l'essai de détermination des limites d'Atterberg

Echantillons	Limite de liquidité %WL	Limite de plasticité %WP	Indice de plasticité IP
SC2 (1,5-3m)	52	24	28
SC2 (3,5-4,5m)	50	22	28
SC2 (8-9m)	56	26	30

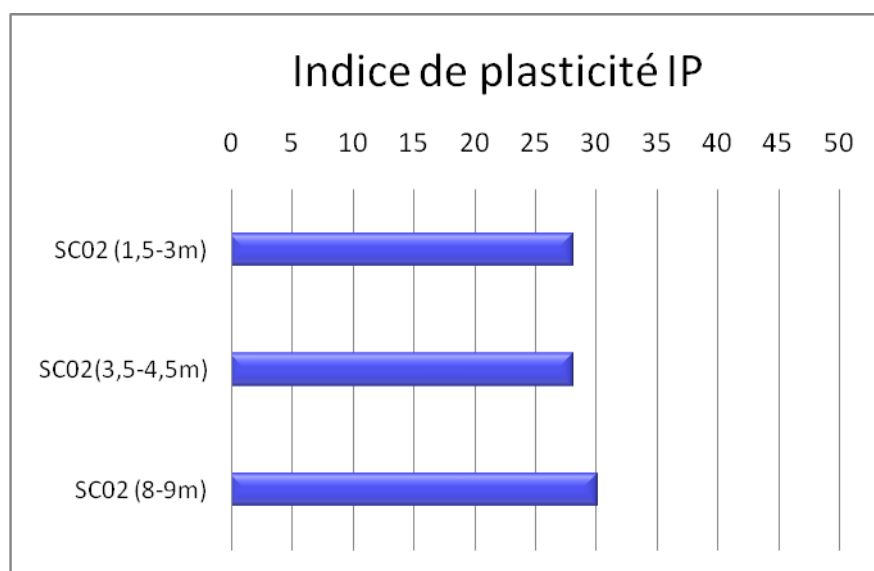


Figure 44 : indice de plasticité des trois échantillons

Analyse des résultats

D'après le graphique ci-dessus (fig.44), on remarque que l'indice de plasticité reste stable entre les deux premiers échantillons, et augmente légèrement vers le troisième, qui occupe une profondeur plus élevée.

La projection des résultats de l'essai sur le diagramme de plasticité de Casagrande (fig.45) a permis de classer nos échantillons de la manière suivante :

- SC2 (1,5-3m) : sol à forte plasticité ;
- SC2 (3,5-4,5m) : sol de moyenne à forte plasticité ;
- SC2 (8-9m) : sol à forte plasticité.

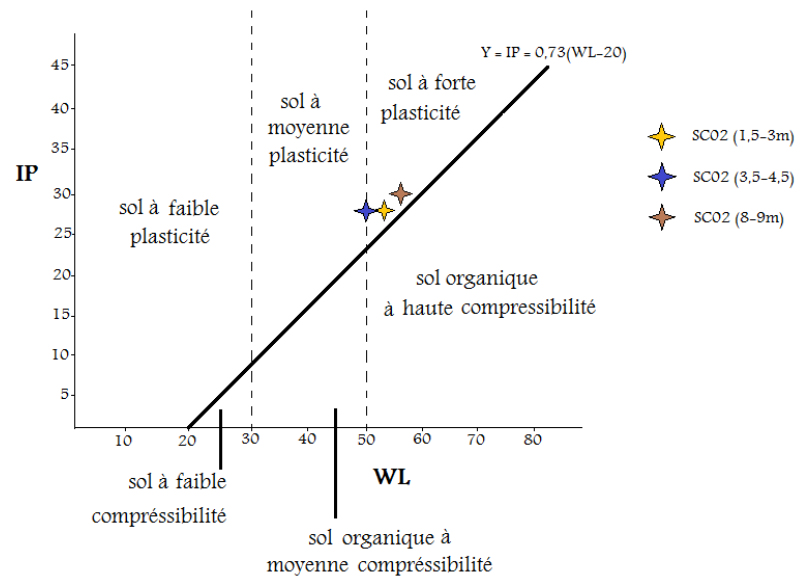


Figure 45 : Diagramme de plasticité de Casagrande pour les sols fins

La valeur en bleu de méthylène

La valeur en bleu du sol pour chaque échantillon est présentée dans le tableau 4 et la figure 46:

Tableau 4 : résultats de V.B.S.

échantillon	V.B.S.
SC2 (1,5-3m)	6,1
SC2 (3,5-4,5m)	6,4
SC2 (8-9m)	5,4

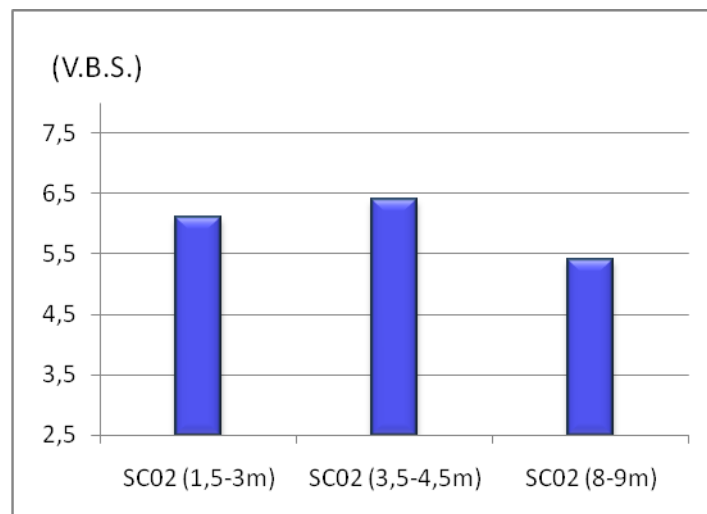


Figure 46 : Valeur du bleu du sol des trois échantillons

Analyse des résultats

La valeur en bleu du sol du sondage SC2 a tendance à diminuer vers la profondeur. Selon la norme (NF P 11 300, AFNOR septembre 1992), et suivant la valeur en bleu de chaque échantillon, on peut les classer ainsi :

- SC2 (1,5–3m) : argile marneuse très sensible à l'eau ($6 \leq VBS \leq 8$) ;
- SC2 (3,5–4,5m) : argile marneuse très sensible à l'eau ($6 \leq VBS \leq 8$) ;
- SC2 (8–9m) : sol limono-argileux sensible à l'eau ($2,5 \leq VBS \leq 6$).

Essai de cisaillement rectiligne

Les contraintes normales σ ainsi que les contraintes de cisaillement τ pour chaque éprouvette de sol et pour chaque échantillon sont présentées dans les tableaux 5, 6 et 7 et sur la figure 47. Les paramètres C et ϕ figurent sur le tableau 8 :

Tableau 5 : Contraintes normales et de cisaillement de l'échantillon SC2 (1,5–3m)

Ech SC2 (1,5-3m)	contrainte normale σ (KPa)	contrainte de cisaillement τ (KPa)
éprouvette 1	50	32
éprouvette 2	108	61
éprouvette 3	213	105

Tableau 6 : Contraintes normales et de cisaillement de l'échantillon SC2 (3,5–4,5m)

Ech SC2 (3,5-4,5m)	contrainte normale σ (KPa)	contrainte de cisaillement τ (KPa)
éprouvette 1	50	40
éprouvette 2	108	67
éprouvette 3	213	109

Tableau 7 : Contraintes normales et de cisaillement de l'échantillon SC2 (8–9m)

Ech SC2 (8-9m)	contrainte normale σ (KPa)	contrainte de cisaillement τ (KPa)
éprouvette 1	50	54
éprouvette 2	108	72
éprouvette 3	213	117

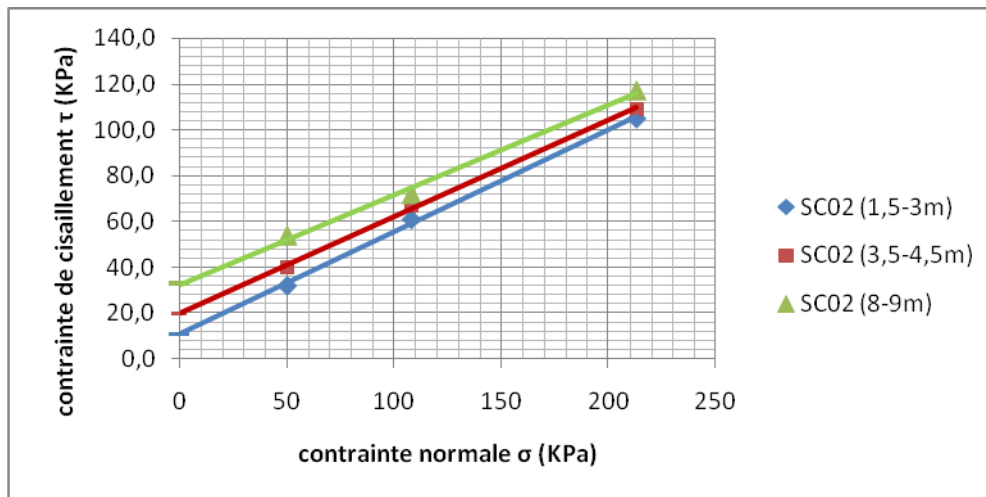


Figure 47 : Courbes de cisaillement

On en déduit les paramètres suivants :

Tableau 8 : Cohésion et angle de frottement des trois échantillons

	cohésion C (KPa)	angle de frottement (ϕ)
Ech SC2 (1,5-3,5m)	11	24
Ech SC2 (3,5-4,5m)	20	23
Ech SC2 (8-9m)	33	21

Analyse des résultats

A partir des droites de cisaillement, on a obtenu les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement de chaque échantillon. On remarque que la cohésion est maximale (33MPa) en profondeur (8 à 9m) a tendance à diminuer vers la surface, contrairement à l'évolution de l'angle de frottement interne, qui diminue depuis la surface vers les échantillons profonds.

Essai de compressibilité par paliers à l'oedomètre

Les tableaux 9, 10 et 11 présentent les indices de vide correspondant à chaque contrainte effective pour les trois échantillons, la courbe œdométrique est tracée sur la figure 48.

Tableau 9 : indices de vide de l'échantillon SC2 (1,5–3m)

Ech SC2 (1,5-3m)	
Contrainte effective (Kg/cm ²)	Indice des vides
0,069	0,618
0,132	0,618

0,261	0,618
0,517	0,618
1,030	0,609
2,054	0,590
4,108	0,558
8,205	0,514
4,108	0,526
2,054	0,545
0,067	0,645

Tableau 10 : indices de vide de l'échantillon SC2 (3,5–4,5m)

Ech SC2 (3,5-4,5m)	
Contrainte effective (Kg/cm ²)	Indice des vides
0,067	0,565
0,13	0,565
0,261	0,565
0,517	0,565
1,029	0,565
2,055	0,551
4,111	0,526
8,21	0,491
4,111	0,506
2,055	0,528
0,067	0,652

Tableau 11 : indices de vide de l'échantillon SC2 (8–9m)

Ech SC2 (8-9m)	
Contrainte effective (Kg/cm ²)	Indice des vides
0,067	0,52
0,13	0,52
0,261	0,52
0,517	0,52
1,029	0,508
2,055	0,492
4,111	0,47
8,21	0,439
4,111	0,448
2,055	0,464
0,067	0,53

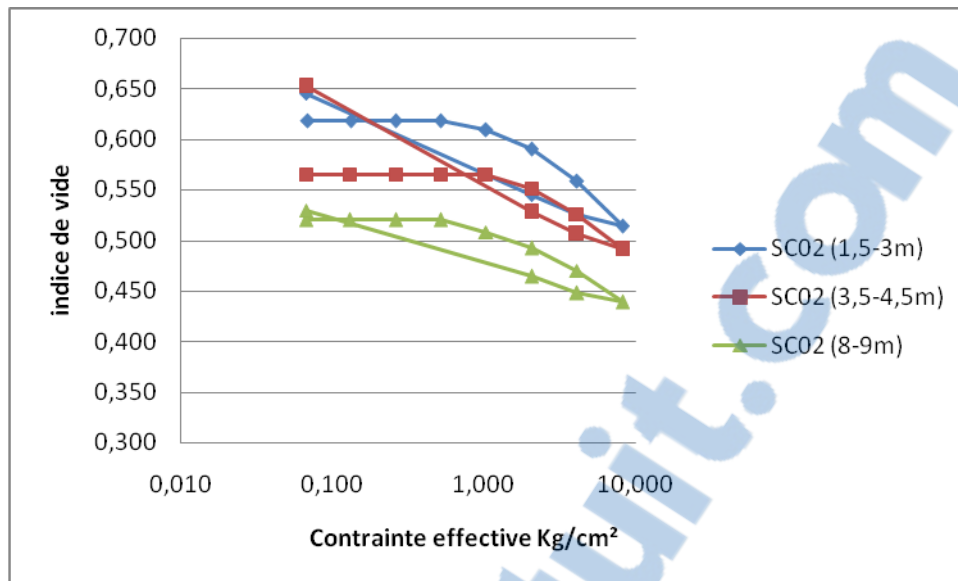


Figure 48 : courbes cedométriques des trois échantillons

D'après les courbes cedométriques, on déduit les paramètres suivants (tableau 12) :

Tableau 12 : paramètres de l'essai cedométrique

	Ech SC2 (1,5-3m)	Ech SC2 (3,5-4,5m)	Ech SC2 (8-9m)
Indice de compression C_c	0,145	0,117	0,104
Contrainte de préconsolidation σ_c en Kg/cm^3	1,57	1,90	1,34
Indice de gonflement C_g	0,069	0,082	0,046
contrainte de gonflement σ_g en Kg/cm^3	1,03	1,8	1,03

Analyse des résultats

Les courbes cedométriques représentatives des trois sols étudiés montrent des allures plus ou moins différentes, notamment dans le cas de l'échantillon SC2 (1.50-3.50m) qui montre une allure assez ouverte, ceci se traduit, lors de la phase de chargement, par une variation d'indice de vide assez importante par rapport aux deux autres échantillons. Ainsi, à partir des valeurs de l'indice de gonflement et l'indice de compressibilité, calculés à partir de la courbe cedométrique, on peut déduire que l'aptitude au tassement et au gonflement du sol diminue progressivement depuis la surface vers la profondeur.

I.2/ Essai in-situ

Sondage carotté

La présentation schématique de la carotte du sondage SC2 a donné une colonne stratigraphique avec un remblai en surface d'épaisseur de 1,3m surmontant des marnes jaunâtres allant jusqu'à 9,2m de profondeur. L'ensemble repose sur des marnes grises compactes (fig.49).

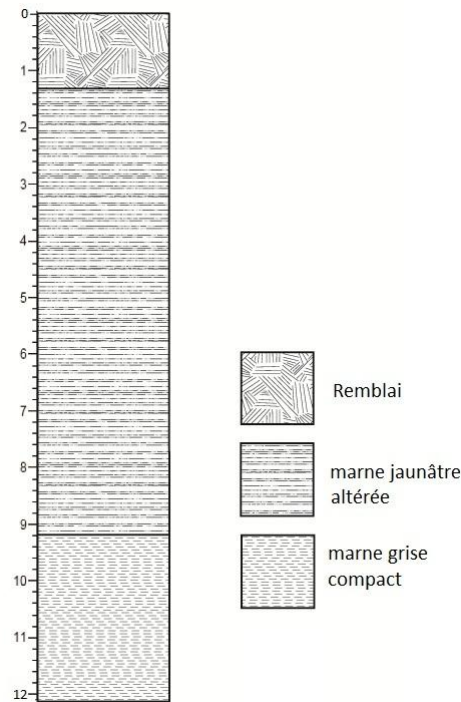


Figure 49 : schéma de la carotte du sondage SC2

Essai au pressiomètre Menard

Pour chaque mesure, nous allons présenter un tableau qui affiche les pressions appliquées ainsi que le volume de la sonde correspondant et ce au début de l'essai (tableaux 13, 15 et 17), à 15 secondes, à 30 secondes et à 60 secondes à partir du début de chaque mesure. Les tableaux affichent aussi la différence de volume entre 30 et 60 secondes en cm^3 . A partir de ces données les courbes pressiométriques seront tracées (fig.50, 51 et 52).

Une fois la courbe est finie, la pression de fluage et les paramètres (déduts des courbes) utilisés pour le calcul du module pressiométrique correspondant à chaque profondeur d'essai seront affichés sur les tableaux 14, 16 et 18.

N° de forage : Sp8 ; profondeur de la mesure : 3m

Tableau 13 : mesure pressiométrique à 3m

Pression en bars	volume injecté en cm3				ΔV (60"-30") cm ³
	1"	15"	30"	60"	
0				0	
1	103	108	114	120	6
2	165	170	173	175	2
3	177	178	180	182	2
4	184	186	188	190	2
5	192	194	195	197	2
6	199	200	202	203	1
7	206	208	210	212	2
8	214	216	218	220	2
9	230	234	237	240	3
10	252	256	261	265	4
11	280	286	291	296	5
12	318	323	329	335	6
13	352	360	367	375	8
14	400	408	416	425	9

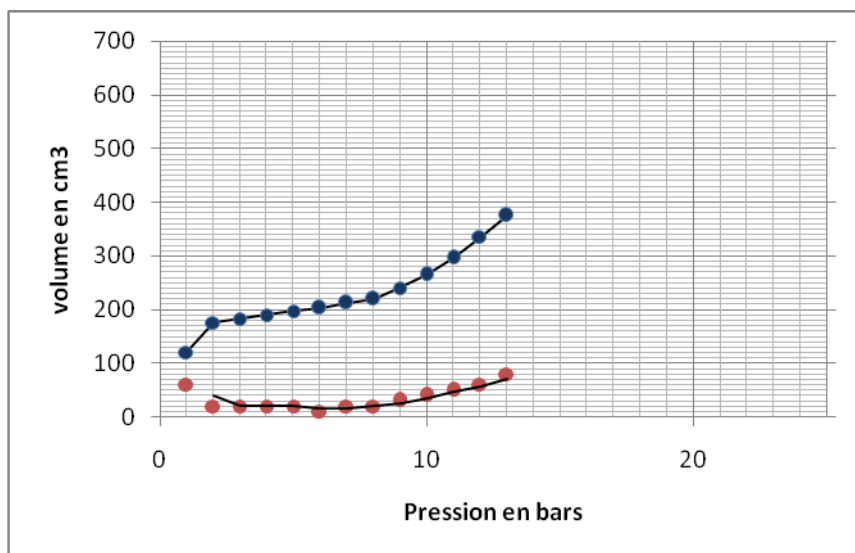


Figure 50 : Courbes pressiométrique de la mesure à 3m de profondeur

A partir de la courbe pressiométrique, on déduit :

Tableau 14 . Paramètres de l'essai

Paramètre	valeur
Vs	543
Pf ou P2	8
P1	2
V1	175
V2	220
Em en Mpa	26,26

N° de forage : Sp8 ; profondeur de la mesure : 9m

Tableau 15 . mesure pressiométrique à 9m

Pression en bars	volume injecté en cm3				ΔV (60"-30") cm3
	1"	15"	30"	60"	
0				0	
1	87	94	101	108	7
2	146	150	152	155	3
3	175	179	181	183	2
5	185	186	188	190	2
7	192	194	196	198	2
9	200	201	202	203	1
11	205	207	208	210	2
13	212	213	214	215	1
15	217	218	220	221	1
17	223	225	227	229	2
19	247	252	256	260	4
21	290	295	300	305	5
23	338	343	349	355	6

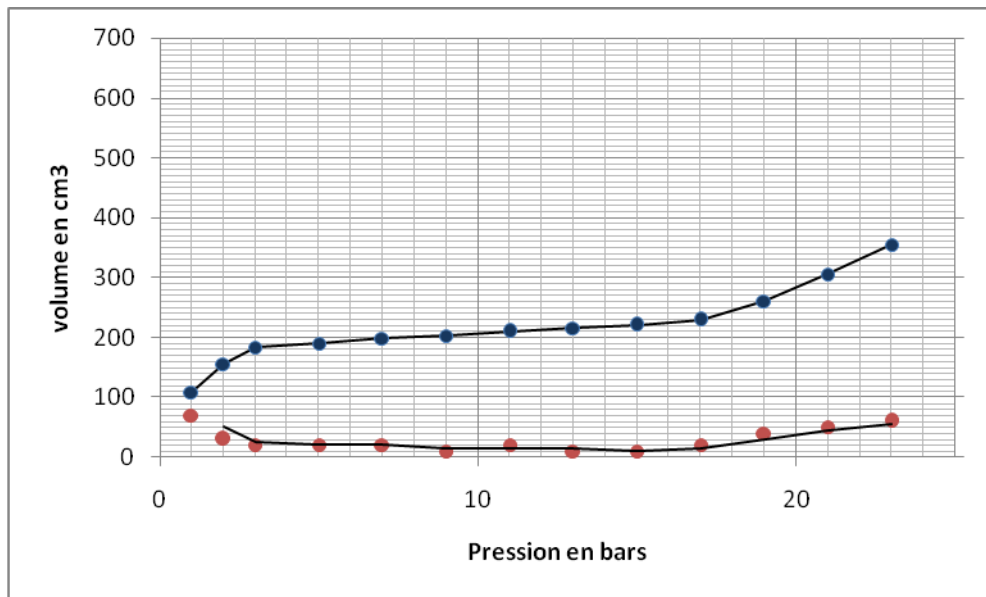


Figure 51 : Courbes pressiométrique de la mesure à 9m de profondeur

A partir de la courbe pressiométrique, on déduit :

Tableau 16 : Paramètres de l'essai

Paramètre	valeur
Vs	543
Pf ou P2	17
P1	3
V1	183
V2	229
Em en Mpa	60,64

N° de forage : Sp8 ; profondeur de la mesure : 10,5m

Tableau 17 : mesure pressiométrique à 10,5m

Pression en bars	volume injecté en cm3				ΔV (60''-30'') cm3
	1''	15''	30''	60''	
0				0	
1	72	80	88	95	7
2	132	137	141	145	4
4	180	182	184	185	1
7	186	186	187	188	1
10	189	189	190	190	0
15	192	193	194	195	1
20	196	197	198	200	2
25	201	201	202	203	1
30	204	204	205	205	0

35	207	208	209	210	1
40	212	212	213	214	1
45	217	218	219	220	1
50	221	221	222	223	1

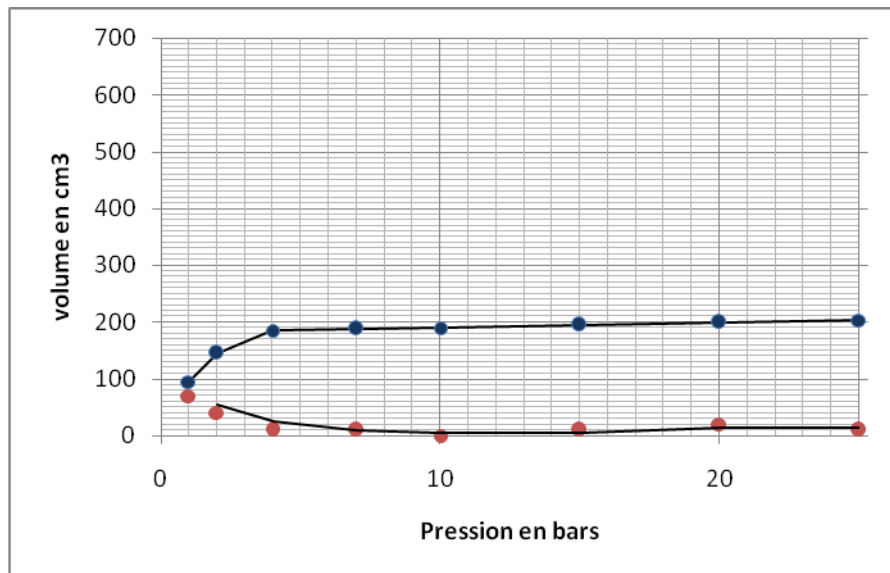


Figure 52: Courbes pressiométrique de la mesure à 10,5m de profondeur

A partir de la courbe pressiométrique, on déduit :

Tableau 18 . Paramètres de l'essai

Paramètre	valeur
Vs	543
Pf ou P2	> 50
P1	4
V1	185
V2	> 223
Em en Mpa	> 240,53

Analyse des résultats

La courbe pressiométrique correspondante à la profondeur 3m est très réduite, la pression de fluage (P_f) est atteinte à 8 bars et le module pressiométrique est faible : ($E_m=26,26$ MPa). Par ailleurs, la courbe correspondante à la mesure faite à la profondeur 9m de la surface du sol est plus étalée. La pression de fluage est atteinte à 17 bars et le module pressiométrique est plus élevé ($E_m=60,64$ Mpa) mais il reste assez faible.

Finalement, la courbe correspondante à la profondeur de 10,5m est largement étalée et reste incomplète. La pression de fluage n'est pas atteinte même à une pression de 50 bars. Le module pressiométrique estimé est supérieur à 240,54 MPa.

II/ Interprétation générale

La région de Moulay Yacoub est dominée par l'affleurement des marnes miocènes, leur contact avec l'atmosphère stimule leur érosion par l'intervention des agents climatiques.

La succession de périodes sèches et d'autres humides cause la fissuration du sol en raison du gonflement et retrait de celui-ci. Ainsi, la désagrégation mécanique et chimique (par les eaux météoriques chargées en CO_2) du sol altère sa partie supérieure et évolue progressivement en profondeur. Ce phénomène est confirmé par les résultats des essais, de laboratoire et sur terrain (essais pressiométriques).

Les résultats de l'essai V.B.S. ont révélé la forte sensibilité à l'eau pour les deux premiers échantillons, tandis que celui le plus profond présente une sensibilité moyenne tableau 4. Ceci confirme l'altération du sol qui est plus intense dans sa partie supérieure, causant l'augmentation de la surface spécifique des éléments constitutifs du sol, ainsi, l'adsorption et la capacité de rétention de l'eau deviennent plus élevées.

Ce phénomène affecte également les indices de compressibilité et de gonflement du sol, car plus sa capacité de rétention de l'eau est élevée, plus ses aptitudes à tasser et à gonfler sont importantes. Ceci est confirmé par les résultats de l'essai de compressibilité à l'oedomètre tableau 12.

De même, d'après les valeurs de la cohésion et celles de l'angle de frottement obtenues par essai de cisaillement rectiligne montrent que le sol est fortement altéré en surface (cohésion faible et angle de frottement important), les zones profondes, étant préservées des agents d'érosion, présentent un sol cohérent et compact.

Au cours de l'essai pressiométrique, la déformation du sol dans sa partie supérieure est atteinte par application d'une pression assez faible (8 bars à 3m de profondeur). Plus la mesure pressiométrique est profonde et plus le sol résiste à l'expansion de la sonde. A 10,5m de profondeur, l'application d'une pression de 50 bars n'est toujours pas suffisante pour déformer le sol. Ces résultats confirment que le degré d'altération est élevé en surface, ce qui

explique l'aspect compact de la marne en profondeur, d'où la notion de « substrat » ou « bon sol ».

Le degré d'altération élevé dans la partie supérieure du sol permet l'infiltration des eaux de pluie ainsi que les eaux usées qui ne disposent pas de réseau d'assainissement. Ces eaux infiltrées rencontrent la marne compacte profonde dont le coefficient de perméabilité est très faible. Par conséquent, l'eau s'accumule à ce niveau. A un certain moment, en plus de l'effet de la pente, la force verticale développée par le poids de la zone altérée devient supérieure à la résistance au cisaillement du sol. La rupture de ce dernier engendre un glissement de terrain.

Sachant que les glissements de terrain s'effectuent sur une surface de rupture, l'ensemble des essais pressiométriques réalisés sur le chantier ont permis de localiser cette dernière, ainsi que son extension spatiale. Elle est située au passage de la zone altérée (P_f est inférieure à 50 bars) au substrat (marne compact dont $P_f > 50$ bars).

Dans le cas du glissement qui affecte le village de Moulay Yacoub, les essais pressiométriques ont révélé que la surface de rupture à l'amont du versant se situe entre 7 et 9m depuis la surface. Cependant, vers l'aval, sa profondeur croît, elle est entre 12 et 19m depuis la surface du sol (fig.53 et 54). Son approfondissement vers l'aval est dû à l'accumulation des matériaux glissés le long de la pente.

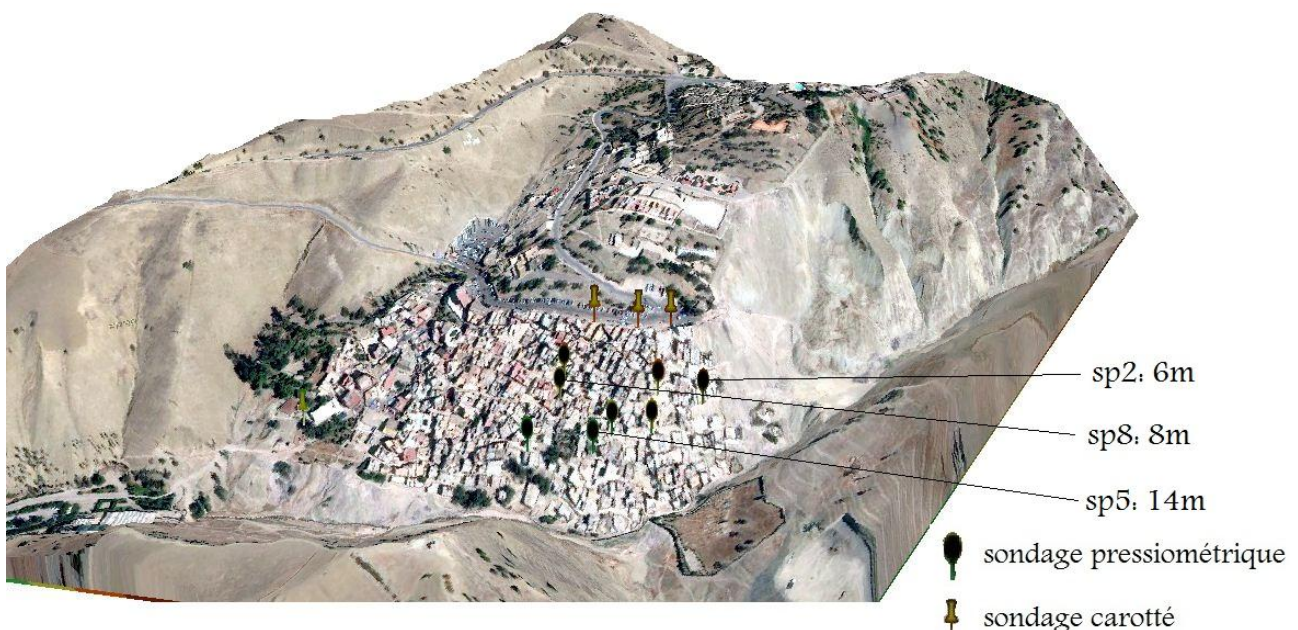


Figure 53 : Profondeur de la zone de rupture au niveau des sondages sp2, sp8 et sp5

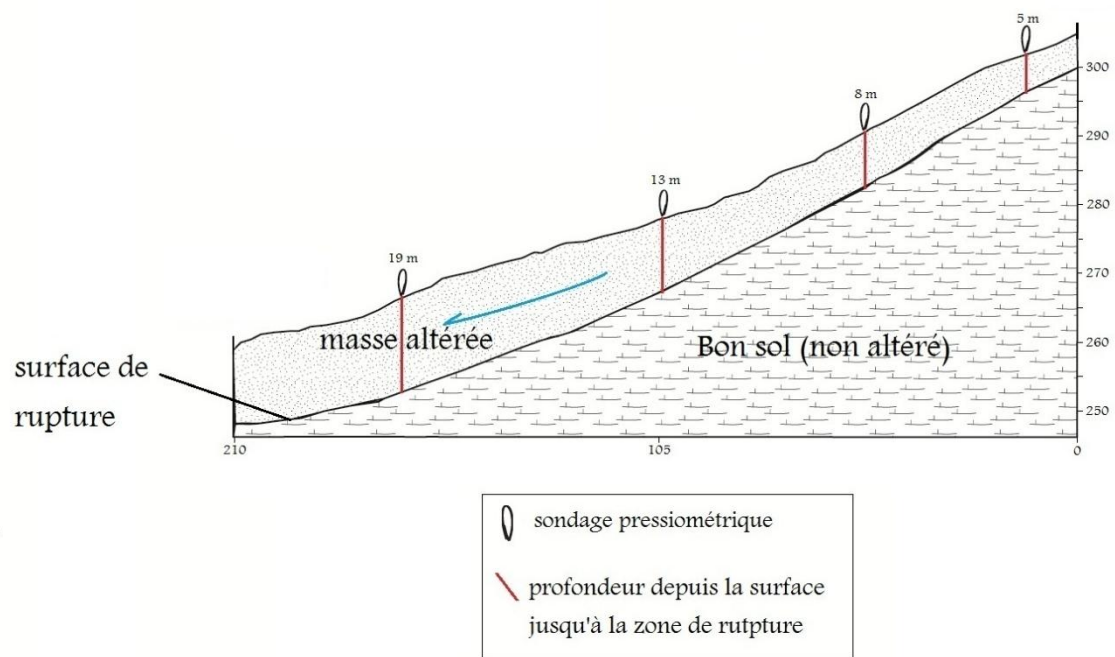


Figure 54 : Coupe schématique du glissement en question

Conclusion et recommandations

Le contexte physique de l'aire d'étude montre une grande susceptibilité aux aléas des glissements de terrain. En effet, le contexte géologique de cet espace fait partie du domaine des nappes de charriage signifiant que la zone est instable sur le plan tectonique. Sur le plan lithologique, le site de Moulay Yacoub est dominé par des collines marneuses d'âge Miocène. Ces collines aux roches friables sont disséquées par des ravins et des oueds souvent intermittents mais très actifs sur le plan hydrogéomorphologique, notamment lors des intenses précipitations. Les effets de ce réseau hydrographiques sont le creusement et l'approfondissement des lits et le sapement des berges qui déstabilisent les versants sur lesquels s'étend le village de Moulay Yacoub. Encore, la succession d'un régime de pluies avec des périodes sèches et chaudes et d'autres humides cause la fissuration du sol en raison du gonflement et retrait. Ainsi, la désagrégation mécanique et chimique du sol altère sa partie supérieure et évolue progressivement en profondeur. Ce phénomène est confirmé par les résultats des essais, de laboratoire et sur terrain (essais pressiométriques).

Le degré d'altération élevé dans la partie supérieure du sol permet l'infiltration des eaux de pluie ainsi que les eaux usées des habitations qui ne disposent pas de réseau d'assainissement. Ces eaux infiltrées arrivent jusqu'à la marne compacte profonde et s'accumulent à ce niveau. Il s'ajoute à l'effet de la pente, la force verticale développée par le poids de la zone altérée qui devient supérieure à la résistance au cisaillement du sol. Ces conditions créent la rupture et engendrent un glissement de terrain. Cette surface de rupture a pu être localisée grâce aux mesures pressiométriques réalisées sur le chantier.

Dans le cas du glissement qui affecte le village de Moulay Yacoub, les essais pressiométriques ont révélé que la surface de rupture à l'amont du versant se situe entre 7 et 9m depuis la surface. Cependant, vers l'aval, sa profondeur croît, elle est entre 19 et 21m depuis la surface du sol. L'approfondissement vers l'aval est dû à l'accumulation des dépôts de pentes plus les apports des ravins.

Ces conditions physiques sont précipitées aussi par les aménagements anthropiques non adéquats. L'habitat, les ruelles, les murs de soutènements, le réseau d'assainissements ne respectent pas les normes de construction (fig.55 et 56). La vulnérabilité socioéconomique

des populations du village est une autre contrainte qui amplifie les risques du glissement du terrain.



Figure 55 . construction sans fondations



Figure 56 . Humidité et fissuration causées par l'absence de drains

Recommandations

La complexité géologique de l'aire d'étude et la forte exposition du site de Moulay Yacoub aux glissements du terrain nécessitent une gestion rationnelle basée sur la prévention des risques et la protection des populations qui requièrent, des études et reconnaissances délicates et coûteuses. Cette lutte exige une étude approfondie et un suivi par un réseau de mesure approprié afin de bien connaître le phénomène et de choisir les techniques

adéquates au site et à la nature du glissement. Le village doit disposer au moins d'une carte à risque ou carte d'aptitude à l'urbanisation. Ce dernier document va servir d'abord à l'orientation de l'extension du village, à l'adoption des normes de construction et à la sensibilisation des populations et des élus de la commune. La meilleure mesure pour ne pas s'exposer aux glissements de terrain reste la construction loin de la zone menacée par ce genre de risque. C'est pourquoi, une étude et une carte d'aptitude à l'urbanisation sont sollicitées. Bien que, les mesures de protection des infrastructures menacées sont également indispensables pour réduire le risque et les dégâts. Les mesures techniques concernant la lutte contre les glissements du terrain reposent sur les travaux de stabilisation des glissements du terrain qui changent selon le site et le coût de l'intervention. Ces travaux sont classés en 3 catégories différentes :

1. les travaux de terrassement ;
2. les travaux de drainage des eaux ;
3. les travaux de génie civil.

Il s'agit, ici, de faire un résumé très court de ces travaux communément utilisés partout dans le monde :

1. **Les travaux de terrassement** : ils comportent toutes les modifications de la topographie créée par le glissement en question. Ils ajustent la topographie créée par le glissement pour rétablir l'équilibre. Il s'agit essentiellement d'alléger le poids en dégageant les parties sommitales et l'atténuation de la pente.
2. **Les travaux de drainage des eaux** : nous avons vu que l'eau est un facteur décisif dans la dynamique des glissements de terrain, par l'amplification des facteurs moteurs d'instabilité. C'est pourquoi les travaux de drainage des eaux de surface et des eaux de sol et sous-sol sont nécessaires. Il est donc nécessaire d'évacuer ces eaux (de surface et profondes) afin de conserver le seuil de sécurité et de stabilité des talus (fig.57 et 58).



Figure 57 : Drains au niveau des constructions

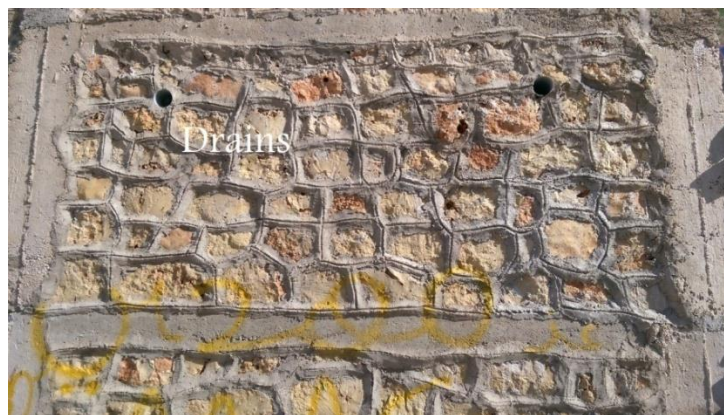


Figure 58 : Drainage de l'eau au niveau des murs de soutènement

3. **Les travaux de génie civil** : désignent tous les travaux qui ont pour but de stopper ou diminuer le risque du glissement, tels les enrochements, les ouvrages de soutènement et ancrages etc, qui ont pour but de s'opposer au poids de la masse instable et de renforcer les résistances du sol à la rupture (fig.59 et 60).



Figure 59 : Mur de soutènement



Figure 60 : Paroi rocheuse s'opposant aux mouvements de terrains

Bibliographie

- A.F.N.O.R. (association française de normalisation), NF P 94-050, Septembre 1995 : Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux, méthode par étuvage.
- A.F.N.O.R., NF P 94-051 Mars 1993 : Détermination des limites d'Atterberg- Limite de liquidité à la coupelle -Limite de plasticité au rouleau.
- A.F.N.O.R., NF P 94-052-1, Novembre 1995 : Détermination des limites d'Atterberg, Partie 1 : Limite de liquidité -Méthode du cône de pénétration.
- A.F.N.O.R., NF P 94-053, Octobre 1991 : Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire, Méthodes de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau.
- A.F.N.O.R., NF P 94-056, Mars 1996 : Analyse granulométrique, Méthode par tamisage à sec après lavage.
- A.F.N.O.R., NF P 94-068, Octobre 1998 : Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux, Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache.
- A.F.N.O.R., NF P 94-071-1, Août 1994 : Essai de cisaillement rectiligne à la boîte, Partie 1 : Cisaillement direct.
- A.F.N.O.R., XP P 94-090-1, Décembre 1997 : Essai œdométrique, Partie 1 : Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers.
- A.F.N.O.R., NF P 94-110-1, Janvier 2000 : Essai pressiométrique Ménard, Partie 1: Essai sans cycle
- Agence du Bassin Hydraulique du Sebou (ABHS), 2016 ;
- Agence Urbaine d'Al Hoceima « étude géologique et géotechnique préliminaires pour les confortements et la stabilisation des glissements de terrain au quartier Boujibar à la ville d'Al Hoceima », 2014 ;
- Bégin, C., et Filion, L. « *Analyse dendrochronologique d'un glissement de terrain de la région du Lac à l'Eau Claire (Québec nordique)* ». Canadian Journal of Earth Sciences, 22(2), 175-182, 1985 ;
- Champond G., & Ichter J.-P., « Mémoire explicatif de la carte géotechnique de Fès ». *Notes et Mémoires du Service Géologique, Maroc*, 186 bis, 1967, 106 p. ;
- Charroud M., Cherai B., Benabdelhadi M., Charroud A., El Moutaouakkil N., Falguères C., & Lahrach A., « Sedimentary evolution of a fore-chain Sais basin during plio-quadrenary and modalities of tectonic inversion (Sais basin, Morocco) ». *Geophysical research abstracts, European Geosciences Union*, 8, 2006 ;
- Charroud Mohammed, Cherrai Bouamama, Benabdellah Mohammed & Falguères Christophe « Impact de la néotectonique quaternaire sur la dynamique sédimentaire du Saïs (Maroc) : du bassin d'avant fosse pliocène au plateau continental quaternaire » *Quaternaire*, 18, (4), 2007, pp. 327-334 ;

- Christian Chapeau et Jean-Louis Durville, « *l'eau et les risques de glissements de terrain* », *geosciences*, septembre 2005 ;
- Compagnon, F., Guglielmi, Y., Mudry, J., Follacci, J. P., & Ivaldi, J. P. (1997). *Approche chimique et isotopique de l'origine des eaux en transit dans un grand mouvement de terrain. Exemple du glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes, France)*. Comptes Rendus de l'Académie des Sciences-Series IIA-Earth and Planetary Science, 325(8), pp. 565-570 ;
- Driss. Fassi « *Les formations superficielles du Saïs de Fès et de Meknès. Du temps géologique à l'utilisation actuelle des sols* ». Notes et Mémoires du Service Géologique, Maroc, pp. 389, 527. 1999 ;
- Emberger Louis. Une classification biogéographique des climats. Recueil des travaux des laboratoires de botanique, de géologie et zoologie. Fac. des Sc. de l'Univ. de Montpellier, Ser. Botan. n°7, pp. 3-43. 1955;
- Flagéollet Jean-Claude. les mouvements de terrain et leur prévention, Collecton Géographie, Masson, 1989;
- Follacci JP (2000) *Seize ans de surveillance du glissement de la Clapière (Alpes-Maritimes)*. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 9-25 ;
- Follacci, J. P. (1987). Les mouvements du versant de la Clapière à Saint-Etienne-de-Tinée (Alpes-Maritimes). Bull. Lab. Ponts Chaussées, 220, 107-109 ;
- Foucault Alain et Raoul Jean-François « Dictionnaire de la Géologie », DUNOD 5 Edition 2001 ;
- Lakhdar A, Ntarmouchant A, Reibero M.L, Beqqali M, El Ouaddeihe K, Benaabidate L, Dahire M, Driouche Y et Benslimane A, « Nouvelle approche géologique et géodynamique du complexe hydrothermal de Moulay Yacoub (bordure septentrionale du Sillon Sud-rifain), Comenecaões Geologicas, T93 pp185-204, 2006 ;
- Laurent Astrade, Jean-Paul Bravard, Norbert Landon (1998), *Mouvements de masse et dynamique d'un géosystème alpestre : étude dendrogéomorphologique de deux sites de la vallée de Boulc (Diois, France)* ; Géographie physique et Quaternaire. 52, 153 ;
- ORRM « *Stabilisation des glissements de terrain* » sur observatoire-regional-risques-paca.fr ;
- Perrin, N. D., & Hancox, G. T. (1988). *Landslide dammed lakes in New Zealand*. Newsletter- Geological society of New Zealand, (80), 75-76 ;
- Schoeneich P. (1992). *La datation des glissements de terrain*. Landslides. Glissements de terrain, 205-212 ;
- H. Bertrand et G. Philipponnat 1926. Fondations et ouvrages en terre ;
- F. Schollosser. Cours de mécanique des sols. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées ;
- V. Merrien Soukatchoff et al. 2003-2004. Cours de géotechnique enseigné à l'école des mines de Nancy ;
- Weber, D., & Herrmann, A. (2000). Contribution de la photogrammétrie numérique à l'étude spatio-temporelle des versants instables; l'exemple du glissement de terrain de Super-Sauze (Alpes-de-Haute-Provence, France). Bulletin de la Société géologique de France, 171(6), 637-648.