

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



FACULTE DES SCIENCES
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TERRE

MEMOIRE

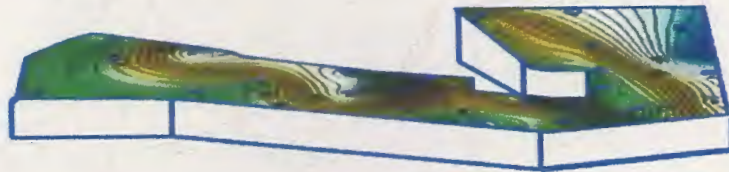
De fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat
En Géologie

THEME

géo. 05/09

$\frac{1}{2}$

CARACTERISATION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DU POS
BENI-AHMED
COMMUNE DE KAOUS
WILAYA DE JIJEL



OPTION
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

Encadré par :

Mr.Zennir Abdelmalek
Melle. Bouhanouna Amal

Devant le jury :

Présidente : Mme Zaroual F
Examineur : Mr Bouzennoune A

Réalisé par :

Boukaka Imad
Grine Samira



Promotion : 2008/2009

REMERCIEMENT

Nous remercions tout d'abord Dieu qui nous a donné le courage et la santé durant les années d'études.

Nous remercions nos encadreurs Mr: Zennir Abdelmalek, et Melle : Bouhanouna Amal pour leur aide et pour leurs conseils tout au long de ce travail.

Sans oublier à remercier les membres du jury qui ont bien voulu accepter ce modeste travail

Nos remerciements sont adressés à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Enfin, merci à toute personne qui nous a encouragé afin de terminer ce travail

Imad et Samira

Sommaire

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I : GENERALITES	
I-SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	2
II-MORPHOLOGIE ET TOPOGRAPHIE DU SITE.....	2
III-CLIMAT.....	2
IV-RESEAU HYDROGRAPHIQUE.....	2
V-VEGETATION.....	3
CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE	
I –INTRODUCTION.....	5
II-CADRE GEOLOGIQUE REGIONAL	5
II-1-Présentation géologique de la région de Jijel	5
II-1-1- Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle	5
II-1-1-1-L’ensemble métamorphique	5
II-1-1-2-L’ensemble peu métamorphique	5
II-1-2-Les formations tertiaires	6
II-1-2-1 : Les Olistostromes	6
II-1-2-2-L’Oligo-Miocène kabyle.....	6
II-1-2-3-Le Numidien.....	6
II-1-2-4-Le Flysch mauritanien	6
II-1-2-5-Le Flysch massylien	6
II-1-2-6-Le Néogène.....	7
II-1-3-Formations quaternaires	7
II-1-3-1-Les dunes de sables.....	7
II-1-3-2-Les alluvions	7
II-1-4-Les roches magmatiques	7
III-CADRE GEOLOGIQUE LOCAL.....	10
III-1-Caractéristiques géologiques de Kaous.....	10
III-1-1-Les formations du Miocène.....	10
III-1-2-Les formations du Pliocène.....	10
III-1-3- Les formations du Quaternaire.....	10

III-2-Caractéristiques géologiques de site étudié.....	12
V-APERÇU SISMIQUE.....	16
CHAPITRE III : SYNTHESE HYDROLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE	
I-INTRODUCTION.....	17
II- HYDRO-CLIMATOLOGIE.....	17
II-1-Aperçu général sur le climat de la région de Jijel	17
II-2-Les caractéristiques climatiques.....	17
II-2-1-Analyse des paramètres climatiques	17
II-2-1-1-Les précipitations.....	18
II-2-1-1-1- Précipitations moyennes annuelles.....	18
II-2-1-1-2 -Précipitation moyennes mensuelles et saisonnières.....	18
A-Série ancienne P. SELTZER (1913-1938).....	18
B-Série récente (1999-2008).....	19
II-2-1-2- Températures.....	20
A-Série ancienne (1978-1989).....	20
B-Série récente (1999-2008).....	20
II-2-1-3- Relation température- précipitation.....	21
II-2-1-4- Autres paramètres.....	22
A- Le vent:.....	22
B- L'humidité relative.....	23
C-L'évaporation.....	23
III-HYDROLOGIE.....	24
IV-HYDROGEOLOGIE.....	24
CHAPITRE IV : ETUDE GEOTECHNIQUE	
I- INTRODUCTION.....	27
II-APERÇU SUR LES MOYENS DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE UTILISE SUR LE SITE.....	
II-1- Les sondages carottés.....	27
II-2- les essais in situ.....	27
II-2-1- Le pénétromètre dynamique.....	27
II-2-1-1-Présentation de l'essai.....	27
II-2-1-2- Présentation des résultats des essais.....	28

II-3- Essais en laboratoire.....	29
II-3-1- Les paramètres physiques.....	29
II-3-1-1-La teneur en eau W.....	29
II-3-1-2-L'analyse granulométrique.....	31
II-3-1-3-Les limites d'Atterberg.....	33
II-3-2-Les paramètres mécaniques.....	36
II-3-2-1-Essai de cisaillement rectiligne.....	36
a) Description de l'essai.....	36
b) Principales caractéristiques mécaniques d'un sol.....	38
II- 3-2-2-Essai de compressibilité à l'oedomètre.....	38
a)Description de l'appareillage.....	38
b) Procédure d'essai.....	39
II-3-3- Les paramètres chimique.....	42
II-3-3-1-Les sulfates (SO ₄).....	42
II-3-3-2-Les carbonates de calcium (CaCO ₃).....	42
II-3-3-3-Les chlorures (Cl ⁻).....	42
III- COMPAGNE DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE EFFECTUE SUR LE SITE ET INTERPRETATION DES RESULTATS	43
III-1- Sondages carottés.....	44
III-2- Essais in situ.....	44
III-2-1- Essai de pénétration dynamique.....	44
III-2-1-1-Objectif des essais D.P.T.....	44
III-2-1-2-Résultats des essais.....	44
III-3- Essai de laboratoire.....	45
III-3-1- Paramètres physiques.....	45
III-3-2- Paramètres mécaniques.....	46
III-3-2-1-Essai de cisaillement rectiligne.....	46
III-3-2-2-Essais de compressibilité à l'oedometre.....	46
III-3-3-Analyses chimiques.....	48
IV- ETABLISSEMENT DES PROFILS GEOTECHNIQUES.....	49
V-CALCULS DES FONDATIONS.....	52
V-1- Capacité portante des fondations superficielles.....	52
V-1-1- Description d'une fondation superficielle.....	52
V-1-2- Calcul de la capacité portante des fondations superficielles.....	52

V-1-2-1- Calcul de la capacité portante à partir des essais D.P.T.....	53
V-1-2-2- Calcul de la capacité portante à partir des résultats des essais de laboratoire.	56
V-1-2- 3- Calcul des tassements.....	59
VI- ETABLISSEMENT DES CARTES ISO-VALEURS A L'AIDE DE LOGICIEL SURFER:	64
VI-1-Présentation de logiciel Surfer.....	64
VII- ETUDE DE STABILITE DU SOL.....	72
VII-1- Les tassements.....	72
VII-2- Les glissements de terrain.....	72
VII-2-1-Définition de ce phénomène.....	72
VII-2-2- les différents types de glissement.....	72
VII-2-3- Les caractéristiques d'un glissement.....	73
VII-2-4-Les causes du phénomène.....	74
VII-2-5- Les effets du phénomène.....	74
VII-3-Calcul de stabilité vis-à-vis de glissement de terrain.....	74
VII-3-1-Hypothèse de calcul	74
VII-3-2- Stabilité en rupture circulaire avec coefficient de sécurité globale.....	75
A-Méthode des tranches de Fellenius.....	75
A-1-En absence de nappe.....	75
A-2- En présence de nappe.....	77
a- Détermination de la Pression interstitielle.....	77
b- Calcul du coefficient de sécurité global.....	78
B- Méthode des tranches de Bishop simplifiée.....	78
B-1- En absence de nappe.....	78
B-2- En présence de nappe.....	79
VII-3-3- Stabilité en rupture plane (glissement plan).....	79
A- en présence de nappe.....	79
B- en absence de nappe.....	79
VII-3-4-Recherche de coefficient de sécurité minimal.....	80
VII-3-5-Choix de la méthode et du coefficient de sécurité.....	80
VII-4-L'analyse de la stabilité des pentes à l'aide de logiciel GEO-SLOPE.....	82
VII-4-1: Définition de logiciel Geo-Slope.....	82
VII-4-2- Objectif de la modélisation.....	82
VII-4-3- Propriétés nécessaire à l'analyse.....	82

VII-4-4-Vérification de la stabilité vis-à-vis le glissement de terrain.....	82
--	----

CHAPITRE V: CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

I-CONCLUSION GENERALE.....	86
I-1-Situation géographique.....	86
I-2-Topographie et Morphologie.....	86
I-3- Lithologie.....	86
I-4- Hydrologie.....	86
I-5-La résistance à la pénétration dynamique.....	86
I-6- Caractéristique mécaniques et physiques.....	87
I-7- L'analyse chimique du sol.....	87
I-8- Calcul des fondations.....	87
I-9- Evaluation des tassements.....	87
I-10- Stabilité des terrains.....	87
I-11-Carte de zonage géotechnique.....	88
II-RECOMMANDATIONS.....	91
II-1-Conditions constructives dans un sol argileux.....	91
II-1-1-Retrait-gonflement des sols argileux.....	91
II-1-2-Précautions à prendre pour construire sur un sol argileux sensible au retrait-gonflement.....	91
II-1-2-1-Adapter les fondations.....	91
II-1-2-2-Rigidifier la structure.....	92
II-1-2-3-Désolidariser les bâtiments accolés.....	92
II-1-2-4-Eviter les variations localisées d'humidité.....	93
II-1-2-5-Eloigner les plantations d'arbres.....	93
II-2-L'aménagement du site.....	94
II-2-1-Travaux de terrassements.....	94
II-2-2-Travaux de canalisation.....	94

Résumé:

Le site de "Beni-Ahmed" faisant l'objet de notre étude est situé dans la commune de Kaous, wilaya de Jijel .Il s'étend sur une superficie de 17.2 ha.

Le site appartient au domaine des formations poste nappe, il présente en général une pente assez moyenne .à l'exception de la bande N-W du site qui se caractérise par des pentes comprises entre 20 et 30%.

Le site est constitué par une lithologie peu variée représentée essentiellement par des marnes grises bleuâtres à aspect schisteux surmontées par des marnes argileuses, et dans la partie extrême Sud-Ouest du POS, les marnes argileuses sont surmontées par des argiles graveleuses de faible épaisseur.

Au point de vue géotechnique et à l'issue des résultats de la campagne d'investigation géotechnique in-situ et les essais au laboratoire, le site présente les caractéristiques géotechniques suivantes : une résistance assez bonne du terrain à partir de 2m de profondeur, évolution progressive de la résistance avec la profondeur ,une densité moyenne, plasticité moyenne ,une compressibilité moyenne à faible et peu gonflant ,des tassements moyens sous la fondation ,constructible dans la majorité de sa superficie ,agressivité nulle vis-à-vis des bétons hydrauliques ,contrainte admissible du sol comprise entre 0.4-8.5 bar ,l'existence de quelques signes de l'instabilité représentés par l'amorce d'un glissement de terrain.

Mots clés: formations poste nappe, géotechniques, tassements, glissement. Plasticité, compressibilité

introduction générale

Introduction:

Le P.O.S. (plan d'occupation des sols) est un document consultable en Mairie, qui fixe les règles d'urbanisme applicables au territoire d'une commune et il permet d'organiser et de planifier son développement. Il nous donne le moyen de savoir si un terrain est constructible ou non et il indique la destination future de chaque parcelle du territoire communal. Il est élaboré à l'initiative des communes.

La ville de Kaous est parmi les communes les plus importantes dans la wilaya de Jijel, qui est appelée dans les différents programmes de développement à recevoir différentes infrastructures relevant du domaine de l'équipement, éducation, santéetc, d'où la nécessité d'exploiter des terrains et des assiettes pour l'accueil de telles infrastructures.

Le but de notre étude consiste à l'établissement d'une carte d'aptitude du sol à la construction, c'est-à-dire la séparation des zones constructibles et inconstructibles à l'issue des paramètres physique et morphologiques (capacité portante et la pente) ainsi que les risques rencontrés au site.

L'élaboration de l'étude a été effectuée en trois volets principaux précédés par un chapitre de généralités

Le premier volet est abordé sous l'angle de l'étude géologique, Il consiste à traiter les caractéristiques lithologiques et structurales des différentes unités rencontrées à l'échelle régionale et locale, celui-ci est complété par une analyse sismo-tectonique de la région, ainsi que une analyse hydro-climatologique, hydrologique et hydrogéologique.

Le deuxième volet est abordé sous l'angle de l'étude géotechnique qui met en évidence le comportement mécanique de sol face aux différentes sollicitations par traitement de ses caractéristiques physico-chimiques obtenues par les différents essais réalisés dans le site

Le troisième volet consiste en une conclusion générale et quelques recommandations proposées contre les risques qui peuvent mettre en danger les constructions.

CHAPITRE I

GENERALITES

I- SITUATION GEOGRAPHIQUE:

Le terrain retenu pour notre étude est dans la commune de Kaous, cette dernière est située à environ 9 Km au sud de la ville de Jijel chef-lieu de la wilaya.

La commune de Kaous est limitée : au nord par la commune de Jijel, au sud par la commune de Texenna , à L'Est par la commune d'El Amir Abd El kader , à l'ouest par la commune d' EL Aouana.

Le secteur d'étude (POS) est situé à une distance de 3.km environ au lieu dit "Beni Ahmed" commune de Kaous dont la superficie s'étend sur 17.72 ha, et ses limites sont matérialisées comme suit :

- * Au nord : par la route communale N°150, (entre Jijel et Kaous)
- * A l'Est et au Sud Est : par les villages de Sidi Hannach et Haï Ben Ayad
- * Au Sud et Sud Ouest : par les villages de Jemâ Sidi Moussa.et Abbouda

II- MORPHOLOGIE ET TOPOGRAPHIE DU SITE :

Le site présente un relief topographique pentu avec des pentes faibles orientées Nord-Sud de l'ordre de 0 à 10% au centre de POS et à son extrémité Est.

Au Nord et au Nord-Est les pentes sont multidirectionnelles .elles sont de l'ordre de 10% à 20% ainsi que La pente devient très forte en bordure des ravins et talus de 20% à 30%.

Le secteur d'étude est traversé par un talweg localisé au Sud et un deuxième traversant le site dans sa partie Nord-Nord-Est .

III- CLIMAT:

Le secteur d'étude fait partie de la wilaya de Jijel, cette dernière est caractérisée par un climat méditerranéen, doux et humide en hiver, chaud et sec en été.

Les précipitations d'eaux annuelles varient entre 900 et 1200 mm/an, et de fait cette région est classée parmi les zones les plus arrosées de l'Algérie. Elle révèle un potentiel hydrique très important. Ce potentiel hydrique se manifeste par l'émergence de nombreuses sources d'eau.

IV- RESEAU HYDROGRAPHIQUE:

La région d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique assez important en relation surtout avec la lame d'eau précipitée durant l'année.

Ce réseau est représenté par les différents drains, alimentés surtout par les ressources et les ruissellements de surface en liaison surtout avec la fonte des neiges des reliefs élevés. Ces

différents drains alimentant les principaux oueds de la région, (Oued Kissir, Oued ElMencha, et Oued Bouradjah).

V- VEGETATION:

Le secteur d'étude est dépourvu de la végétation sauf des arbres et des arbustes localisés par ci par là.



. Echelle : 1/50 000

Figure I-1: Situation géographique de site étudié par rapport à la ville de Jijel chef lieu de wilaya, (Extrait de la carte d'Algérie. Feuille N° : N j 31.VI.2.Est, Selon INC.1991)

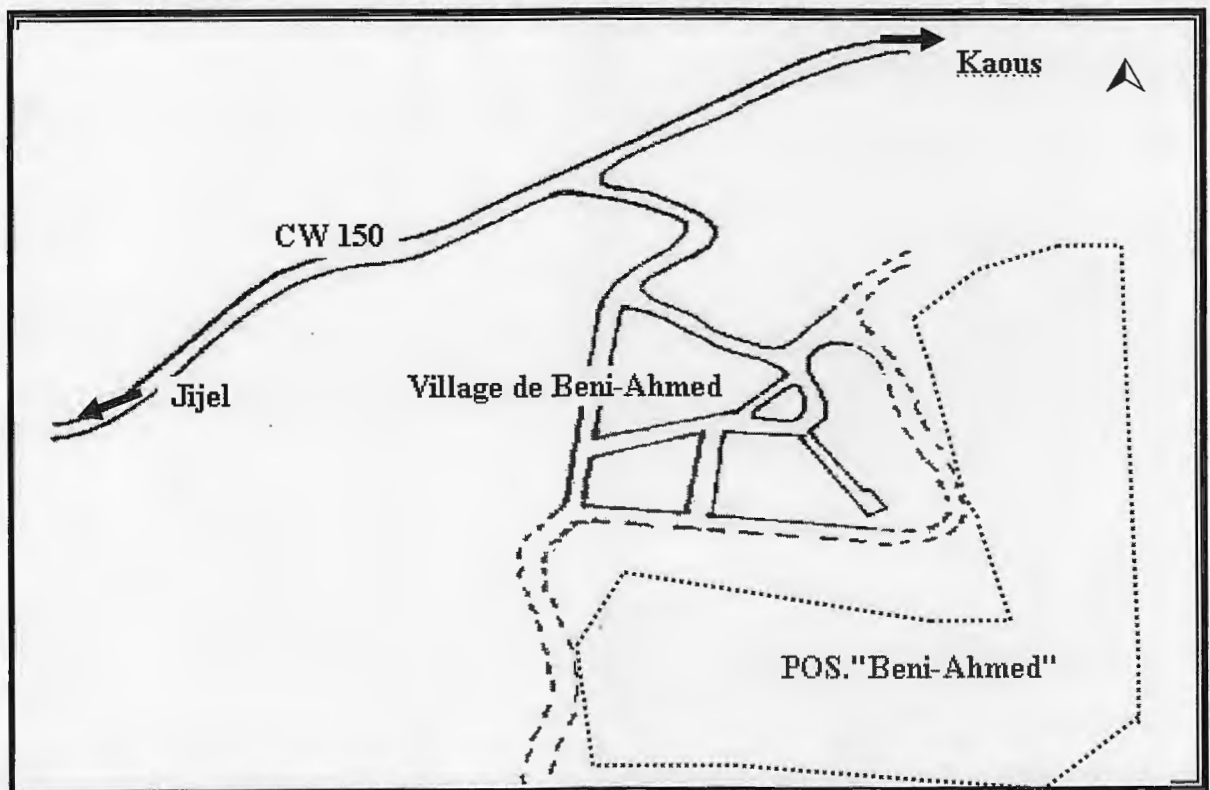


Figure I-2: Plan de situation de POS "Beni-Ahmed".



CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUE

I-INTRODUCTION

La région de Jijel dont fait partie le secteur étudié, appartient à la partie occidentale du massif de la petite Kabylie, ce dernier occupe une position interne dans la chaîne des maghrébides.

La région de Jijel est représentée par une dépression comblée par des dépôts Néogènes. Cette dépression est entourée par des massifs montagneux composés essentiellement par les formations cristallophylliennes du socle kabyle

II-CADRE GEOLOGIQUE REGIONAL :**II-1-Présentation géologique de la région de Jijel :**

Les différentes formations géologiques de la région de Jijel peuvent être résumées comme suit :

II-1-1- Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle :

Les formations cristallophylliennes du Socle Kabyle bordant le bassin Néogène de Jijel sont représentées par deux grands ensembles (Vila .J.M .1980) :

- un ensemble supérieur peu métamorphique.
- un ensemble inférieur métamorphique.

II-1-1-1-L'ensemble métamorphique :

Il est représenté par un complexe de gneiss admettant des intercalations de marbres, d'amphibolites, micaschistes et schistes à autres intercalations de marbres et d'amphibolites (Vila .J.M .1980). Il forme la plus basse unité géologique de la région.

II-1-1-2-L'ensemble peu métamorphique :

Il est représenté par deux séries (Vila .J.M .1980):

- une série pélitique, gréseuse, carbonatée et gréso-conglomératique. La formation gréso-conglomératique a été datée par des acritarches et a été attribuée à l'Ordovicien inférieur.
- une série Siluro-Dévonienne constituée de schistes à graptolites, de psammites tentaculites et de calcaire à orthocères, algues et clinoïdes.

Le contact de base de cet ensemble sur les séries sous-jacentes de l'ensemble métamorphique est interprété comme étant une discordance stratigraphique.

Il est également interprété comme étant une faille de détachement Hercynienne, mettant en contact l'ensemble peu métamorphique sur l'ensemble métamorphique sur l'ensemble métamorphique en dôme gneissique (Vila .J.M .1980).

II-1-2-Les formations tertiaires :**II-1-2-1 : L'Oligo-Miocène kabyle (O.M.K) :**

Formant la couverture sédimentaire transgressive et discordance au Socle kabyle. L'O.M.K occupe une grande partie de la région de Jijel.

Les formations de l'O.M.K débutant à l'Oligocène supérieur comportent. (Durand Delga M .1955)

- Des conglomérats reposant en discordance sur le socle kabyle.
- Des grés lithiques, micacés à débris provenant du socle kabyle associés à des pélites micacés.
- Un terme supérieur pélitique et siliceux à radiolairese et diatomées.

Les formations de l'O.M.K affleurent largement au niveau d'Elghariana.

II-1-2-2- Les Olistostromes :

Les Olistostrome sont des formations tecto-sédimentaires à débris de flyschs Maurétanien et Massylien reposant sur les formations de l'Oligo-Miocène kabyle.

L'âge de ces formations est supposé Aquitaniien à Burdigalien inférieur probable. (Vila .J.M .1980).Ces formations occupent la région d'Elghariana.

II-1-2-3-Le Numidien :

Il comprend de bas en haut :

- Des argiles colorées dites sous Numidiennes de tente verte, rouge, ou violacée.
- Des grés à grains hétérométriques, à dragée de quartz.
- Le sommet se termine par des silexites dont la partie supérieure atteint le Burdigalien basal.

(Raoult J.F .1974, Raoult J.F .1969)

II-1-2-4-Le flysch Maurétanien :

Dans la région de Jijel le flysch maurétanien est représenté par l'unité de Guerrouch, formée essentiellement par des bancs de grés homométrique.

L'âge Eocène supérieur Oligocène est attribué à ces formations. (Gélard J.P .1969)

Ces formations affleurent sur une grande étendue entre El Aouana et Texanna.

II-1-2-5-Le flysch Massylien :

Il est représenté par:

- Des schistes et des grés quartzitiques surmontés par des microbrèches à éléments calcaires et à ciment pélitique et des marnes allant du Néocomien à l'Albien supérieur.
- Des phtanites noirs du Cénomane supérieur. (Lahonder .J.C et Al .1979)

II-1-2-6-Le Néogène :

Toutes les formations Néogènes accusent un léger plongement vers le Nord, elles sont représentées de bas en haut par :(Durand Delga M 1955)

-Le Miocène inférieur (Burdigalien) :

Les formations du Miocène inférieur (Burdigalien) sont représentées par des marnes grises, parfois sableuses, de faciès très constant avec des intercalations de niveaux détritiques. L'épaisseur des ces marnes varie de 200 à 300 m.

- Le Miocène supérieur (Pontien) :

Le Pontien de la région de Jijel est représenté par des dépôts détritiques, galets poudingues et argiles d'origine continentale. L'épaisseur de cette formation varie de 30 à 50 m.

- Le Miocène marin terminal (Sahélien) :

Le Sahélien est constitué essentiellement de marnes de couleur bleue, affleurant à l'Est de Jijel (région de Chekfa et au sud de Kaous).

II-1-3-Formations Quaternaires :

Elles sont bien représentées dans le bassin Néogène de Jijel, elles comportent les formations suivantes :

II-1-3-1-Les dunes de sables :

Elles forment le cordon littoral et comportent :

- **Des dunes anciennes** : constituée également de sables fins limoneux parfois consolidés.
- **Des dunes actuelles** : constituée de sables fins parfois consolidés

II-1-3-2-Les alluvions :

Elles sont représentées par des alluvions récentes. et des alluvions actuelles

- **Les alluvions récentes** : constituées essentiellement par des sables limoneux et des sables graveleux parfois consolidés. (Durand Delga M .1955).
- **Les alluvions actuelles** : sont composés d'éboulis et des alluvions et des brèches de pente non consolidées ; la taille des éléments peut aller jusqu'à 50 m de diamètre.

II-1-4-Les roches magmatiques :

Elles sont représentées par :

- Des roches basiques et ultrabasiques (péridotites, gabbros, diorites, micro diorites et dolorites) dans la région de Texanna.

- Des roches volcaniques (Rhyolites, Trachites, Andésites, Docites, Rhyodacites, pyroclastites) dans les régions de Cavallo et de Rakkada meteletine,

- Des roches granitiques (Granites, Microgranites, et Granodiorites) dans la région d'El milia. Ces roches granitiques résultant d'un épisode magmatique miocène sont une particularité de la partie orientale de la petite Kabylie. (Roubaut M., 1934. Robin C, 1970. Semroud B ,1971. Fougnot J, 1990. Ouabadi A, 1994)

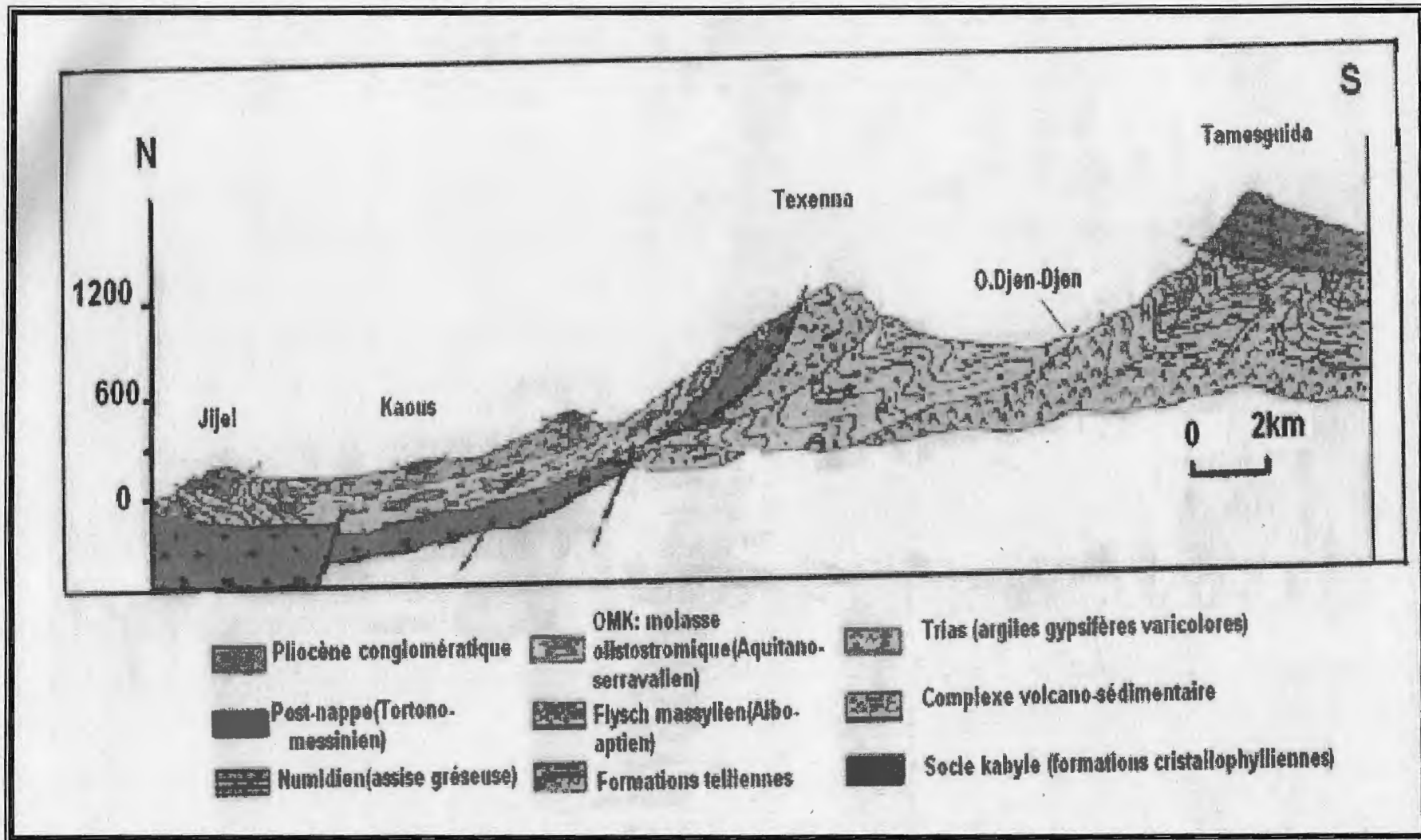


Figure II-1: schémas de la kabyle occidentale (Y .Ruikha. 2008)

III-CADRE GEOLOGIQUE LOCAL:**III-1-Caractéristiques géologiques de la région de Kaous :**

La région de Kaous où se situe le POS (UC1-UB1) "Beni Ahmed "fait partie intégrante du bassin Néogène de Jijel .Ce bassin formant une vaste dépression comblé par des dépôts Mio-Plio-Quaternaire est bordé au Nord par la mer méditerranée, au sud par les massifs montagneux des Beni-Khettab-TeXenna,à l'Est par l'arête montagneux de Beni-Afeur-Sedat et à l'Ouest par les massifs montagneux de Bouhanch-El-Aouana.

Les principales formations de ce bassin peuvent être résumées comme suit:

III-1-1-les formations du Miocène:

Les formations du Miocène (Burdigalien) sont représentées pour l'essentiel de marnes grises, parfois sableuses admettant des intercalations de niveaux détritiques. L'épaisseur des marnes Burdigaliennes varie entre 200 et 300 mètres.

Ces dépôts Néogènes reposent en discordance sur les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle, formant la couverture sédimentaire transgressive du Socle Kabyle

Aux formations de l'Oligo-Miocène Kabyle sont associées des Olistostromes (formations tectono-sédimentaires, représentées par des blocs de flysch Maurétanien et/ou Massylien reposant en discordance sur les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle)

III-1-2-les formations du Pliocène:

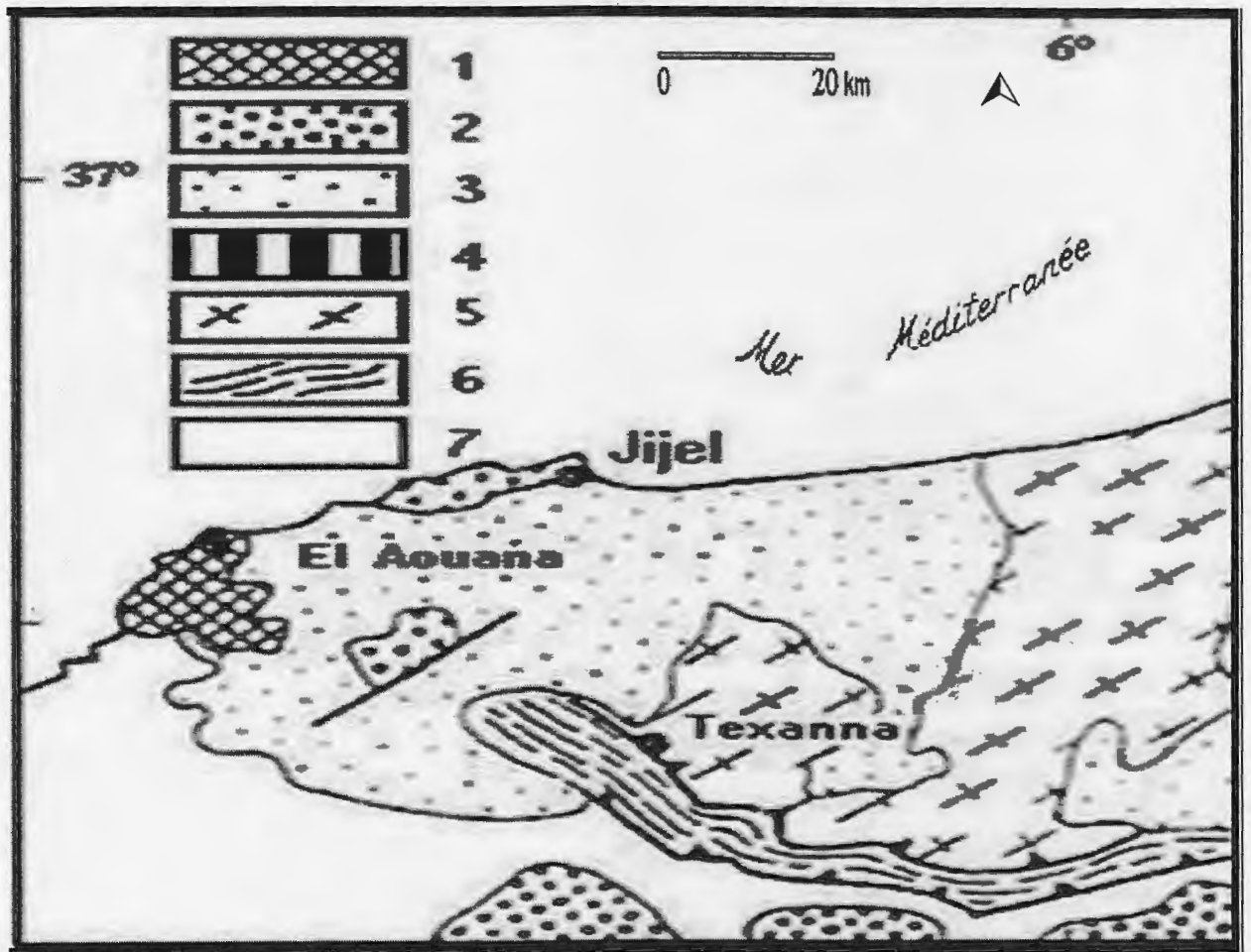
Elles sont représentées dans l'ensemble par des dépôts des terrasses alluviales et des dépôts dunaires.

Les formations du Pliocène sont composées de dépôt détritiques, représentés par des conglomérats, des microconglomérats, des graviers, des sables et des argiles sablo-limoneuses. Leur épaisseur varie entre 30et 50 mètres

III-1-3- les formations du Quaternaire:

Les dépôts Quaternaires sont représentés par des limons des terrasses alluviales, des dépôts conglomératiques dans les lits des oueds et par des dunes de sable le long du littoral.

(Rapport. B. E. Fondasol. 2008)



1 : Microdiorite, 2 : Numidien, 3 : Oligo-Miocène et unités allochtones supra-Kabyle,
4 : Chaîne calcaire, 5 : Socle Kabyle, 6 : unités schisteuses infra-Kabyle, 7 : unités telliennes

Figure II-2: Esquisse géologique de la partie occidentale de la Petite Kabylie (Andrieux et Djellit, 1989).

III-2- Caractéristiques géologiques de site étudié:

Les données obtenues à partir des sondages carottés réalisés par le laboratoire national de l'habitat et de la construction (LNHC 2008, unité de Ruiba) au niveau de site étudié appariaient que ces formations géologiques sont peu variées. Elles sont constituées essentiellement par les dépôts du néogène du Mio-Plio-Quaternaire

-On peut les résumer de bas en haut comme suit:

Elles sont en général des marnes grises bleuâtres à aspect schisteux surmontées par des marnes argileuses jaune verdâtre.

Par ailleurs dans la partie extrême sud-Ouest du POS, Les marnes argileuses sont surmontées par des argiles graveleuses de faible épaisseur.

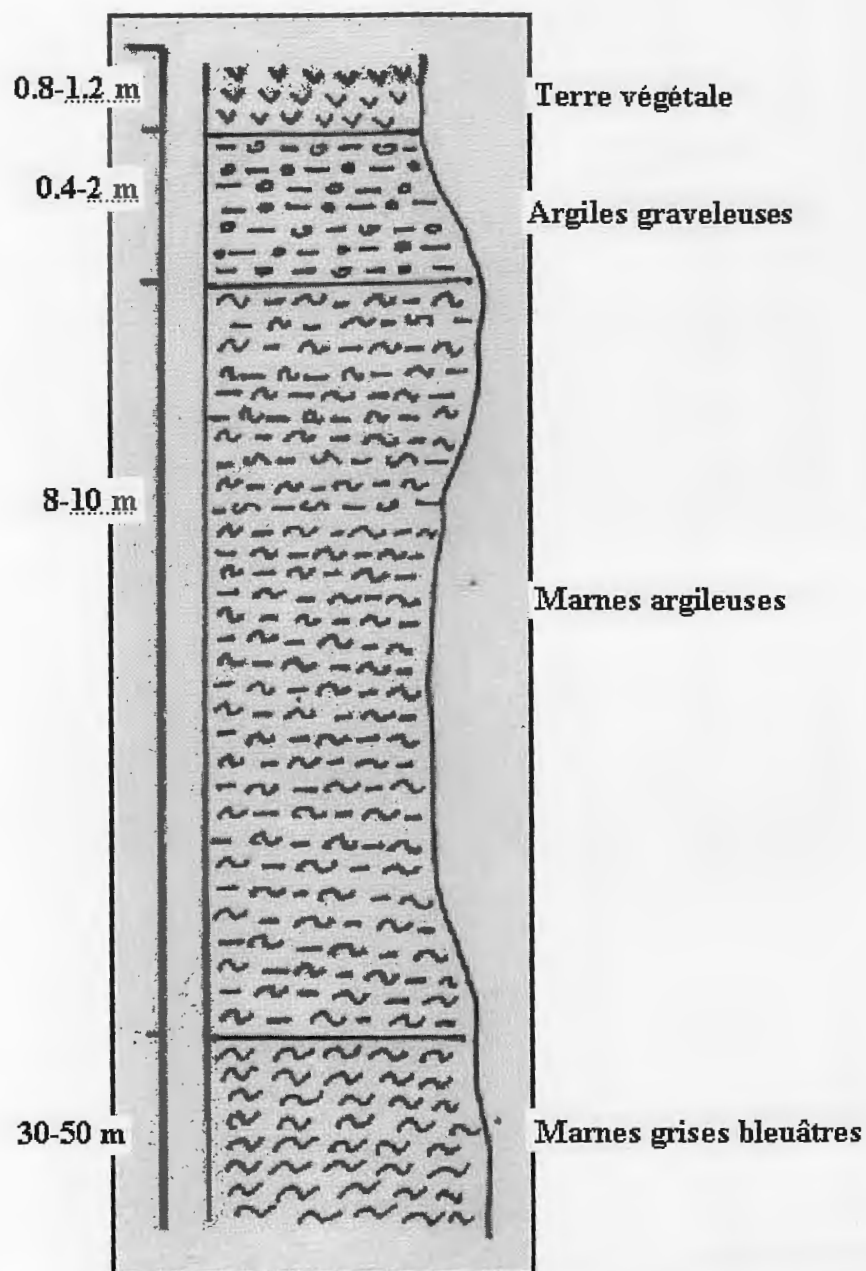
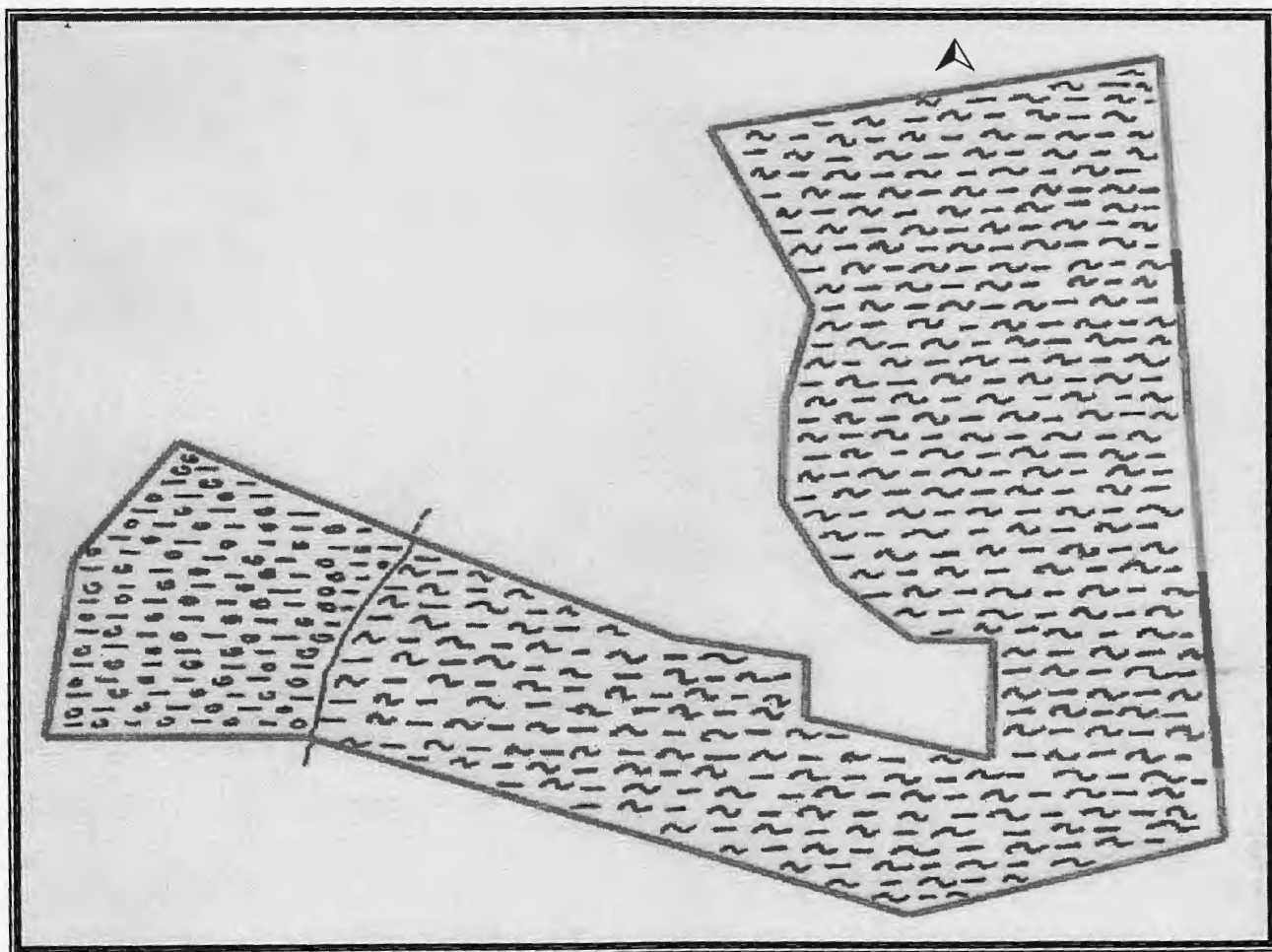


Figure II-3: Colonne lithologique synthétique du POS. "Beni Ahmed". Kaous





-  Argiles graveleuses
-  Marnes argileuses

Figure II-4: Carte lithologique de site "Beni-Ahmed".Kaous

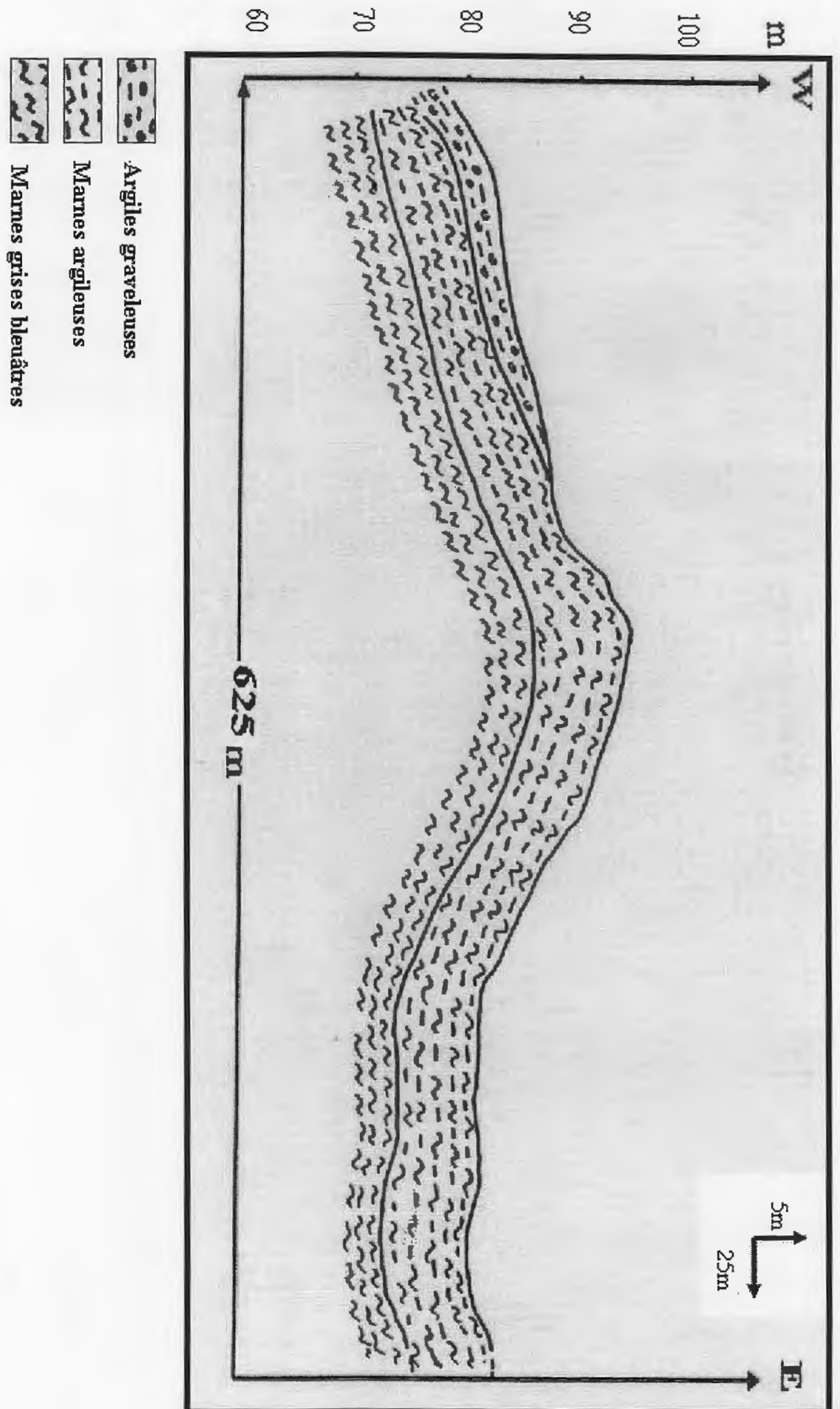


Figure II-5: Coupe géologique W-E, illustrant les différentes formations lithologiques de site "Beni-Ahmed"

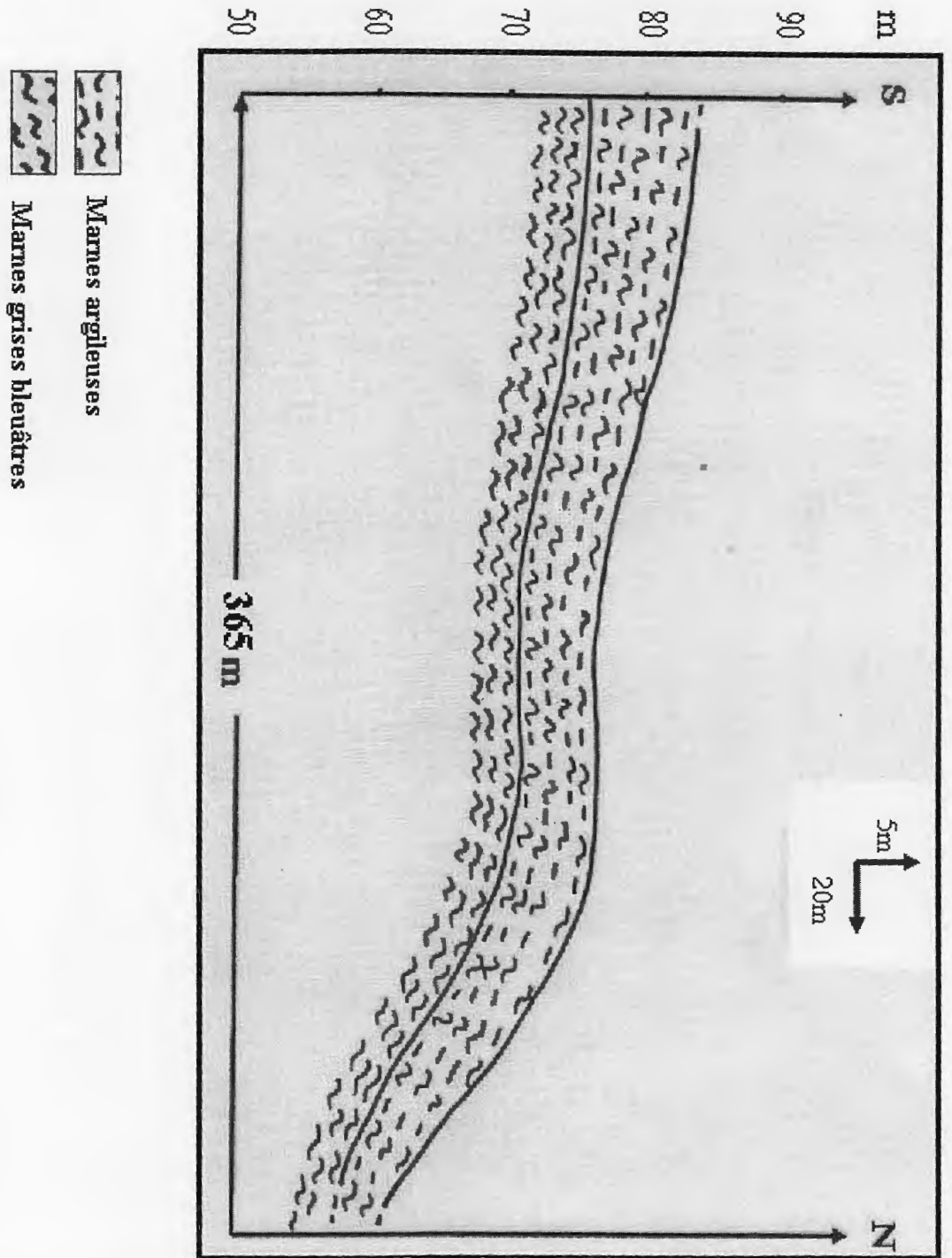


Figure II-6: Coupe géologique S-N, illustrant les différentes formations lithologiques de site "Beni-Ahmed"

IV-APERCU SISMIQUE :

La répartition des zones sismiques de l'Algérie est indiquée sur la carte de la figure II.7. Les zones d'activité sismique sont concentrées au Nord et au Nord-Est de l'Algérie, le long de la chaîne côtière, qui s'étend d'Oran à Annaba, et dans les régions du Hodna et des Aurès.

Une troisième zone d'activité se trouve dans l'atlas saharien s'étendant d'Agadir au Maroc à Gabes en Tunisie en passant par, Biskra et Laghouat en Algérie. (Belkhiri k .2006)

Le règlement parasismique algérien (version 2003), divise le territoire national en cinq zones de sismicité croissante, définies comme suit :

- Zone 0: sismicité négligeable.
- Zone I: sismicité faible.
- Zone (II a – II b): sismicité moyenne.
- Zone III: sismicité élevée.

La région de Jijel dont fait partie notre secteur d'étude, appartient à la zone (I) de faible sismicité

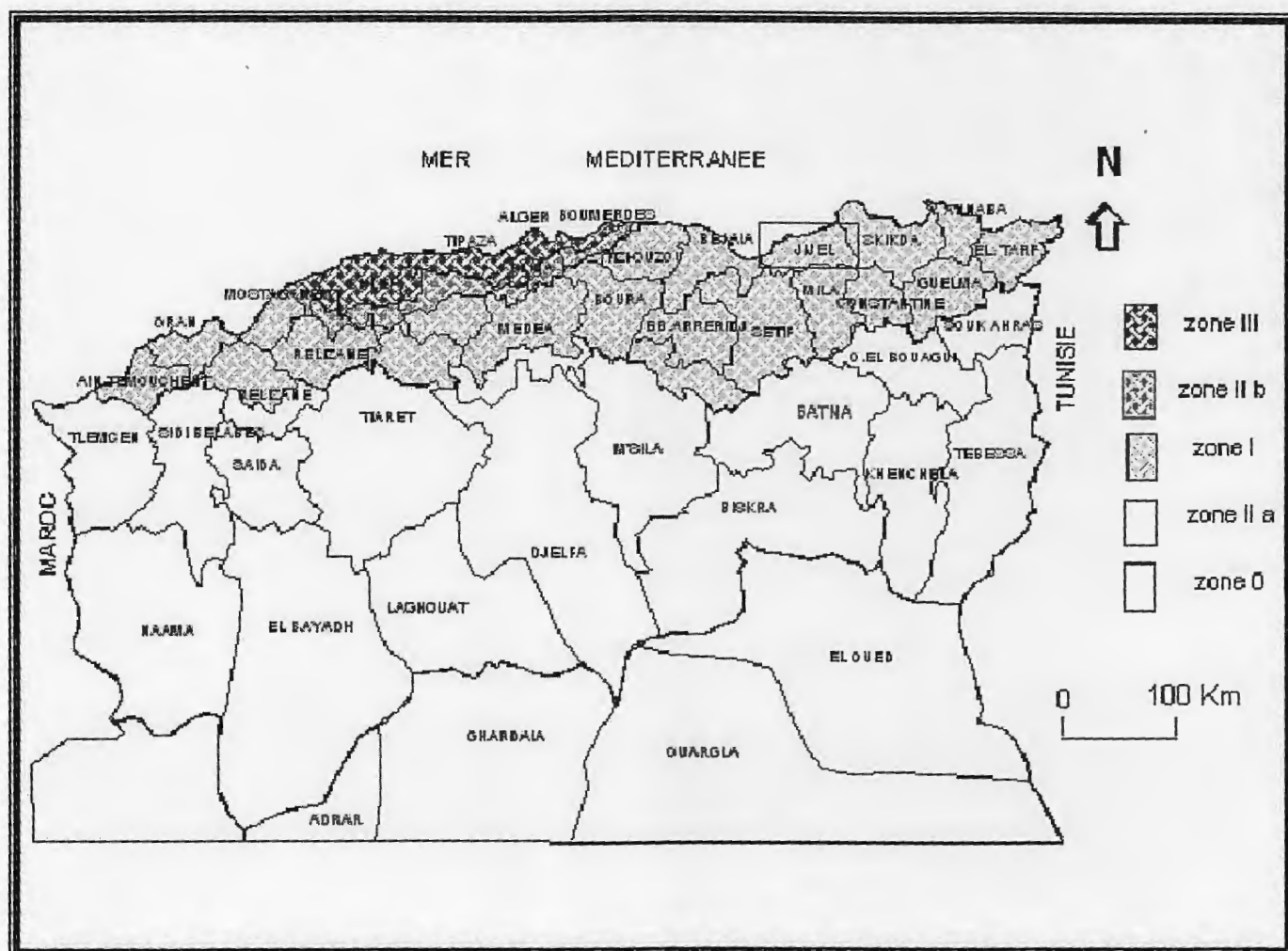


Figure II-7: Carte sismique d'Algérie selon : RPA, version 2003

CHAPITRE

III

SYNTHESE

HYDROLOGIQUE

ET HYDROGEOLOGIQUE

I-INTRODUCTION:

Les reconnaissances de l'hydrogéologie et l'hydrologie appliquées aux études de la géologie de l'ingénieur sont des disciplines indispensables pour compléter les reconnaissances géotechniques et de savoir par plus de précision les propriétés mécaniques des sols et leur comportement.

II- HYDRO-CLIMATOLOGIE:**II-1-Aperçu général sur le climat de la région de Jijel:**

La région de Jijel fait partie du littoral Est algérien, elle est caractérisée par un climat méditerranéen avec:

Une période froide :

Caractérisée par une forte précipitation

Une période chaude :

Caractérisée par des températures élevées

II-2-Les caractéristiques climatiques:

L'estimation de la quantité d'eau imprégnant le site est indispensable, car l'action de l'eau sur le sol se manifeste par plusieurs modes, la source principale de cette eau est la précipitation (pluviométrie). Aux précipitations s'ajoutent d'autres facteurs climatiques à savoir la température et l'évapotranspiration réelle, paramètres nécessaires à tout essai de bilan hydrique.

II-2-1-Analyse des paramètres climatiques :

L'étude des caractéristiques du climat est nécessaire pour toute étude hydrologique. Les précipitations ont une influence sur le volume d'eau emmagasiné et par conséquent abaissant ou bien augmentent le niveau piézométrique, ainsi que les températures de l'air (T°) et l'évaporation qui jouent un rôle indispensable dans les instabilités des versants. Pour l'étude hydroclimatique, nous avons utilisé les données de la station: d'Achouat (aéroport)

Station	Coordonnées LAMBERT		altitude
	X	Y	
Achouat	785.6	390.5	56

Tableau III -1 : Cordonnées de station météorologique de l'Achouat (aéroport)

II-2-1-1-Les précipitations:

Notre étude s'intéresse uniquement aux précipitations liquides (pluies), qui constituent un facteur primordial dans le comportement hydrologique de la région.

II-2-1-1-1- Précipitations moyennes annuelles:

L'étude des précipitations moyennes annuelles s'est effectuée à partir des données des séries récentes qui s'étendent de 1999 à 2008 pour la station d'Achouat et la série ancienne P. SELTZER (1913-1938) de même station aussi.

Station	Série ancienne P.SELTZER (1913-1938)	Série récente Achouat (1999-2008)
Achouat	1234 mm	959.5mm

Tableau III-2: Précipitations moyennes annuelles de la station: d'Achouat ,(aéroport)

A titre comparatif, pour les valeurs représentées aux tableaux (III-2) les précipitations de la période ancienne sont plus élevées par rapport à celles de la période récente dans la station d'Achouat. Cela peut être du à la dégradation locale de l'écosystème forestier, ainsi que le réchauffement du globe terrestre. Cette diminution des précipitations a une influence sur le volume d'eau emmagasiné et par conséquence l'abaissement du niveau piézométrique de la nappe.

II-2-1-1-2 -Précipitation moyennes mensuelles et saisonnières:

A-Série ancienne P. SELTZER (1913-1938):

Les données climatologiques anciennes montrent que le maximum des précipitations est observé au mois de décembre (212mm) et le minimum au mois de juillet (3mm.)

Station	mois												total
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Achouat	86	125	192	212	193	143	107	82	57	27	3	7	
		403			548			246			37		1234

Tableau III-3: Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières (Série ancienne P.SELTZE (1913-1938) de la station d'Achouat,(aéroport), en (mm).

B-Série récente:

Le tableau III-4, montre la répartition mensuelle et saisonnière de la série récente concernant les précipitations de station: Achouat (1999-2008),

Ce tableau met en évidence que la saison la plus humide est l'hiver avec des valeurs de (47.40%) pour celle de la station d'Achouat

Par contre, la saison la plus sèche est l'été avec une valeur de (2.21%).

		automne			hiver			Printemps			été			
Stations	Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuelle
		Achouat		60.44	56.16	16.02	200.55	154.85	99.49	81.17	63.82	51.55	11.57	
	276.62			454.89			170.15			30.84				
	28.82%			47.40%			17.73%			2.21%				

Tableau III-4 Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières de la station d'Achouat, (aéroport), (mm).

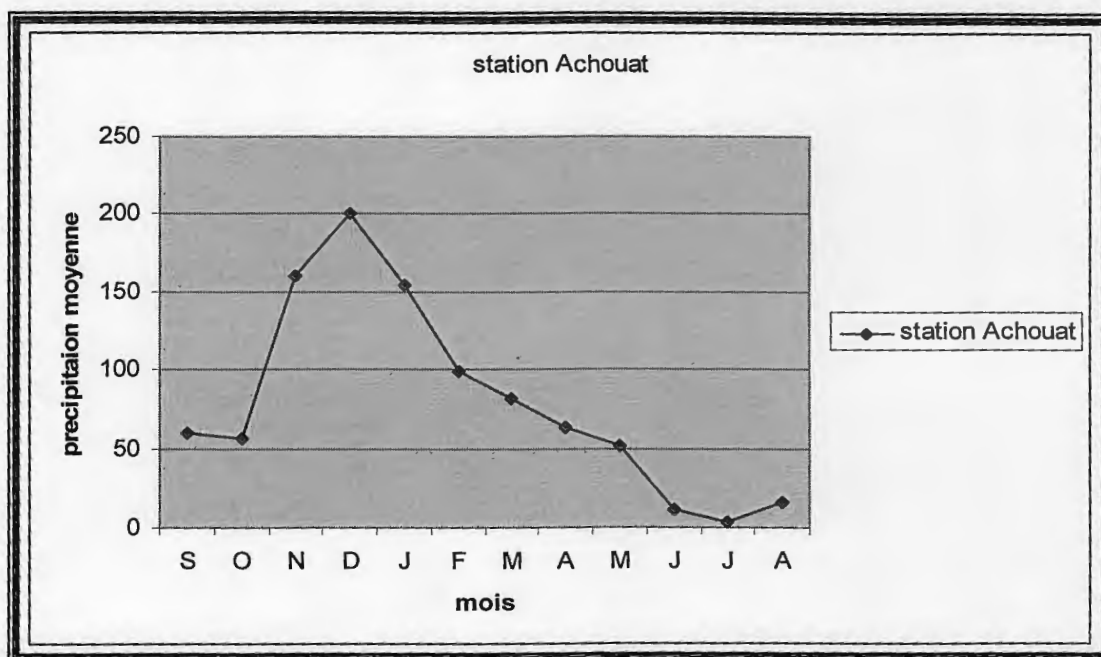


Figure III-1 : Courbes des précipitations moyennes mensuelles et saisonnières de la station d'Achouat,(aéroport)

II-2-1-2- Températures:

La température est l'un des facteurs, ayant une grande influence sur le bilan hydrologique vu son rôle dans le conditionnement de l'évapotranspiration. C'est bien évident qu'une variation considérable de température entre le jour et la nuit (chute de température durant la nuit par exemple et son élévation durant le jour a un effet négatif sur le comportement des sols et des roches, car elle facilite le phénomène de gel et dégel).

Nous avons utilisé deux séries: une ancienne et l'autre récente, à partir des données enregistrées dans la station d'Achouat.

A-Série ancienne (1978-1989):

Station	Températures en (C°)												année
Jijel	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	18,52
(port)	23	21	17	13	12	12	13	15	18	22	25	25	
	20.64			12.79			15.83			24.81			

Tableau III-5: Températures moyennes mensuelles de la station Jijel (port) pour la période (1978-1989)

B-Série récente (1999-2008):

Station	Températures en (C°)												Année
Achouat	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	18.32
	23	21	15	12	11	11	13	15	19	23	25	26	
	20.11			11.98			16.19			25.01			

Tableau III-6: Températures moyennes mensuelles de la station d'Achouat (aéroport) pour la période (1999-2008)

Les deux tableaux III-5 et III-6 révèlent que la saison la plus froide est l'hiver, avec une valeur de température moyenne saisonnière proche de (11.98 C°) et la saison la plus chaude est l'été avec une température moyenne de l'ordre de (25.01C°).

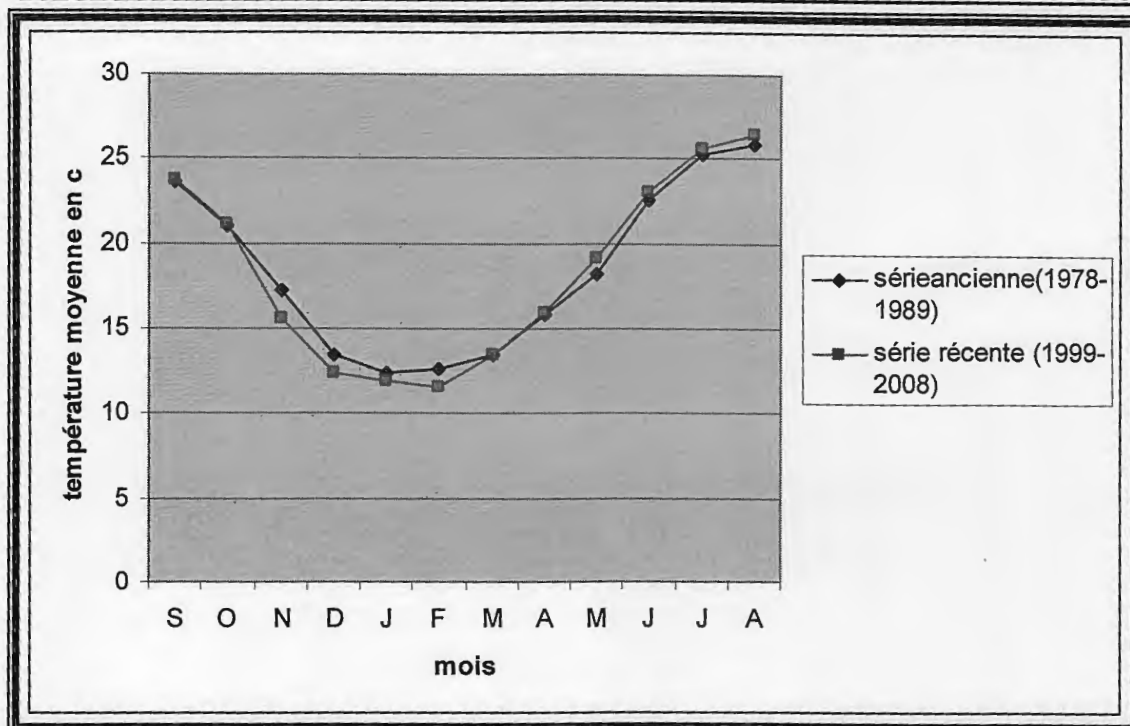


Figure III-2 : Températures moyennes mensuelles des séries anciennes (1978-1989) et récentes (1999-2008)

Les deux courbes de la figure III-3 montrent que le maximum des températures moyennes mensuelles est atteint au mois d'août avec une valeur de l'ordre de (26°C) et le minimum est obtenu au mois du février avec une valeur de l'ordre (11°C).

II-2-1-3- Relation température- précipitation:

➤ Diagramme ombrothermique:

La combinaison des températures et des précipitations est intéressante dans la mesure où elle permet de déterminer les mois véritablement secs qui correspondent au mois où le total des précipitations est égale ou inférieur au double de la température moyenne mensuelle, soit $P \text{ en (mm)} \leq 2 T \text{ en (}^\circ\text{C)}$.

Il est possible donc d'élaborer un Diagramme ombrothermique dans lequel les températures sont portées à l'échelle double des précipitations.

Lorsque la courbe des précipitations passe au dessus de celle des températures, la période correspondante est excédentaire. Par contre, si la courbe des températures passe au dessous celle des précipitations, la période correspondante est déficitaire.

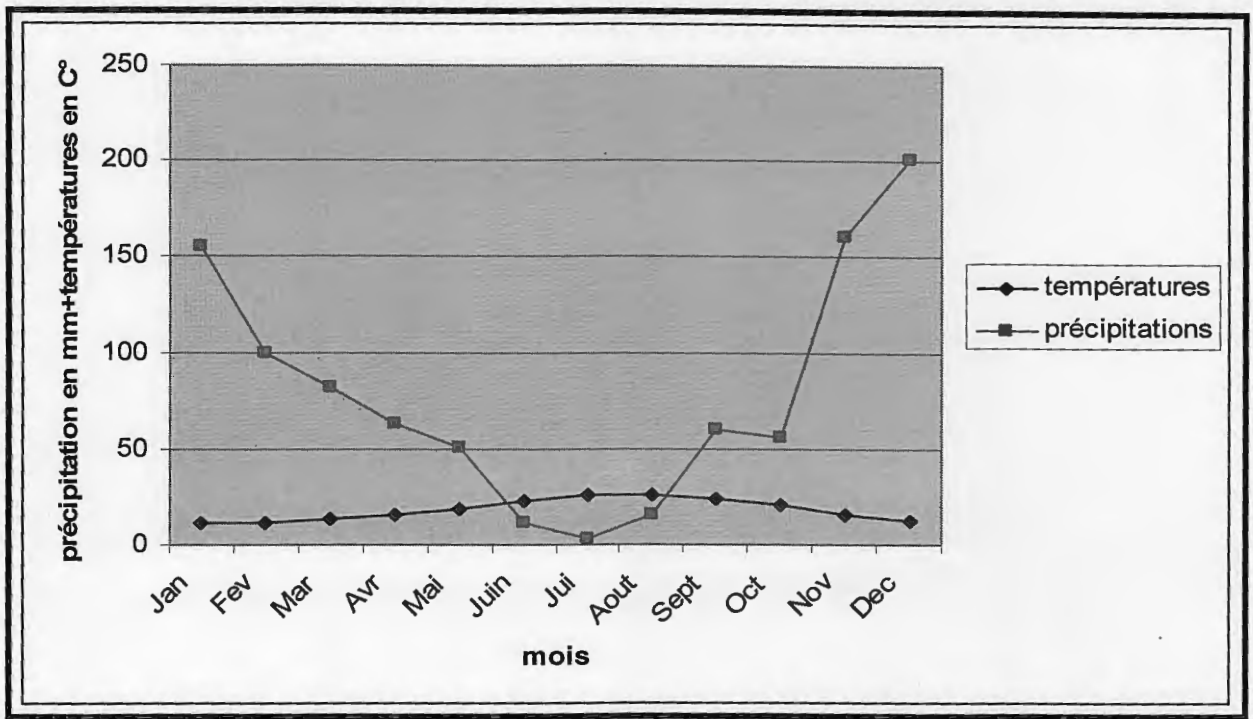


Figure III-3: Diagramme ombrothermique

Le diagramme ombrothermique met en évidence que, la période sèche débute au mois de juin et s'étale jusqu'au mois d'août et la période humide commence à la fin d'août et dure jusqu'à la fin d'avril.

II-2-1-4- Autres paramètres:

A- Le vent:

Dans la région de Jijel, le vent souffle souvent de direction NNW- SSE.

Le tableau III-6, résume les valeurs moyennes mensuelles des vents de la station d'Achouat.

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	Moy
Valeurs moyenne	2.1	2.0	2.24	2.5	2.4	2.5	2.5	2.3	1.8	2.4	2.0	1.89	2.25

Tableau III-7 : Valeurs moyennes mensuelles des vitesses vents (en m/s)

On remarque que la valeur maximale du vent est enregistrée au mois de mars (2.58m/s) et la valeur minimale au mois d'août (1.89 m/s). La valeur moyenne annuelle est de l'ordre de (2.25 m/s).

B- L'humidité relative:

C'est un état du climat correspondant à la quantité de vapeur d'eau dans l'air et elle peut accélérer le phénomène d'altération chimique à la surface comme l'oxydation. Elle se définit comme étant le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air humide et la pression de saturation à la même température, elle est exprimée en %. Elle joue un rôle très important dans le cycle hydrologique car non seulement elle indique l'état plus ou moins proche de la condensation de l'atmosphère mais également elle contrôle le taux d'évaporation du sol et de la couverture.

Le tableau III-8, résume les valeurs moyennes mensuelles de l'humidité de la station d'Achouat.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dev	Jan	Fev	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
Valeurs moyenne	79.6	75.3	77.5	77.6	78.2	79.1	76.7	75.3	80.5	69.5	72.7	71.5	76.13

Tableau III-8 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité de la station d'Achouat (aéroport).

D'après le tableau III-8, la valeur maximale est de l'ordre de (80.54%) au mois de mai et la valeur minimale est de l'ordre de (69.45%) pendant le mois de juin.

C-L'évaporation:

Le tableau III-9, résume les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation de la station d'Achouat.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
Moy Val	98.4	81.2	61.2	55.9	57.6	53.8	65.6	70.1	68.1	91.6	112.	119.	77.9

Tableau III-9: Valeur moyennes mensuelles de l'évaporation d'Achouat. (En mm)

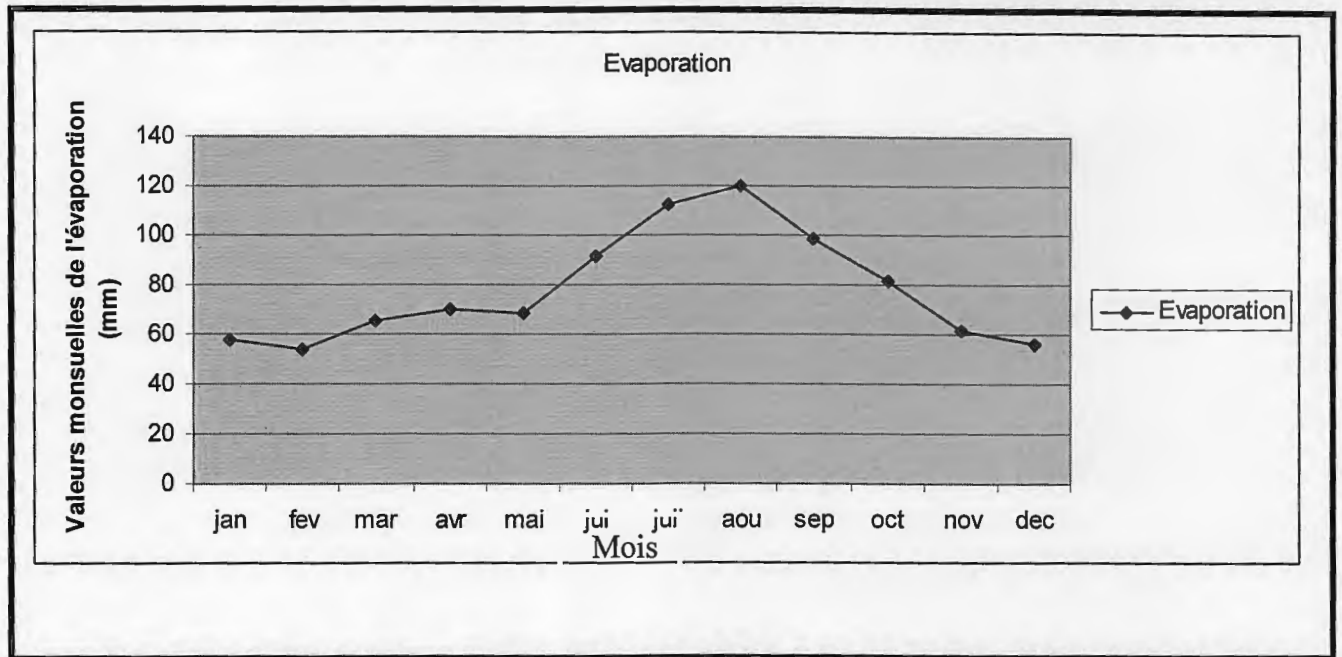


Figure III-4: Valeurs moyennes mensuelles d'évaporation de la station d'Achouat (en mm)

Le maximum de l'évaporation est enregistré au mois d'août (119,72 mm) et le minimum au mois de février (53,8 mm).

III-HYDROLOGIE:

Sur l'ensemble du site, nous n'avons observé qu'un talweg qui ne descend pas de loin, mais qui s'est entaillé dans la partie basse du site au Nord. Dans ce talweg de sens d'écoulement Sud/nord, se déverse que des eaux de ruissellement de surface.

Un autre écoulement a été observé à la limite Ouest du site, dont le sens d'écoulement se fait suivant la direction des pentes, principalement de l'Est à l'Ouest, du Sud vers le Nord/est et à l'Est.

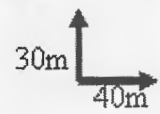
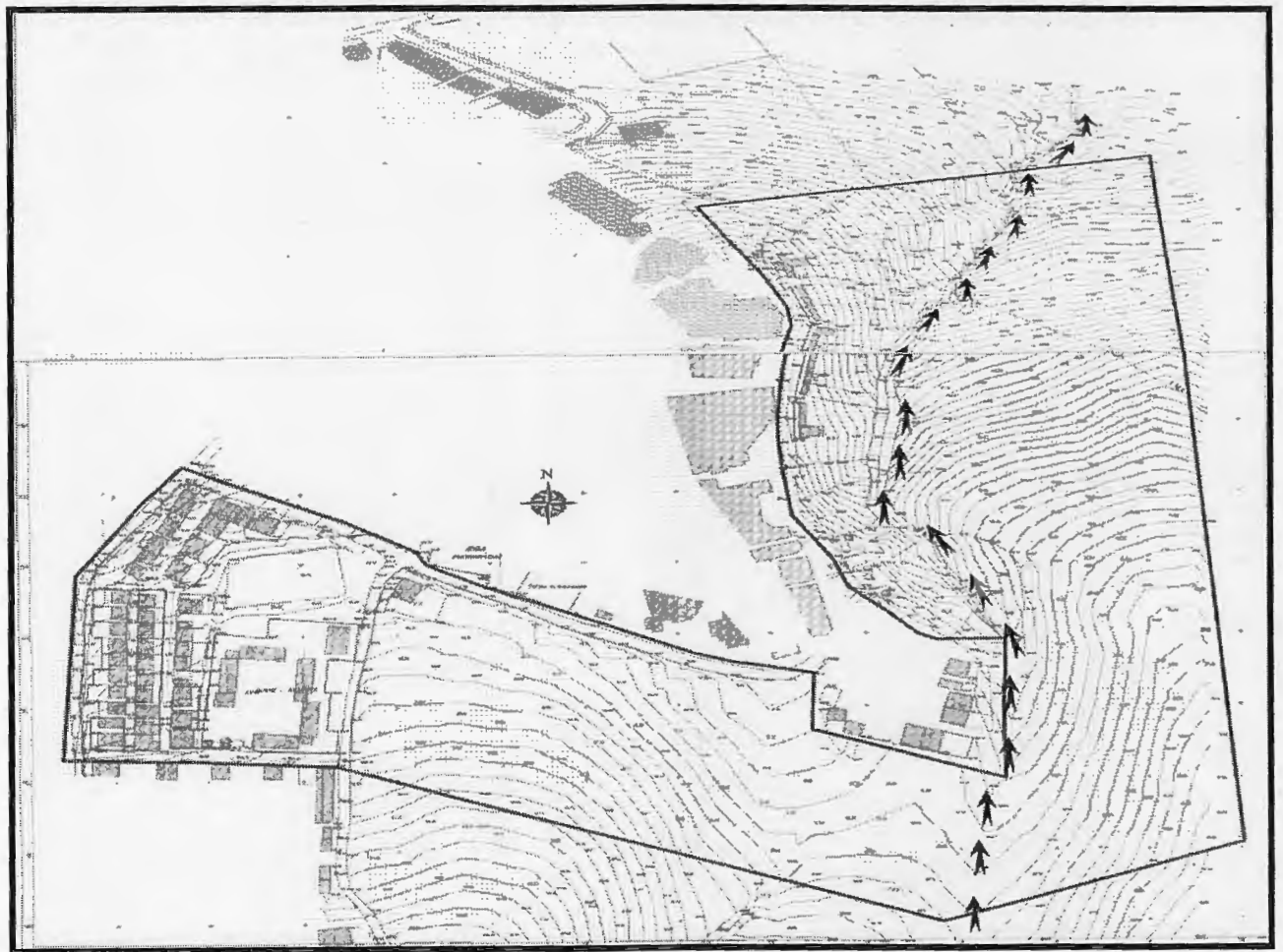
Les terrains sont composés de formations imperméables, les infiltrations sont négligeables, et les eaux de précipitations presque totalement prennent la forme des ruissellements

IV-HYDROGEOLOGIE:

Pour ce qui est de l'hydrogéologie, aucune source, résurgence ou venue d'eau n'ont été observées sur le site. D'autant plus que la nature lithologique des terrains de couverture ne prédispose pas ces derniers à constituer des aquifères d'eau avec un écoulement significatif.

Cependant, durant la saison pluvieuse, l'eau peut s'infiltrer et s'écouler à travers des passages intercalaires d'alluvions grossières drainantes pour finalement s'emmagasiner sous forme de poches stagnantes.

Il n'y a aucune nappe a été détectée jusqu'à la profondeur investiguée et qu'est de 15 m, de profondeur.




 Sens de l'écoulement

Figure III-5: Carte de réseau hydrographique de POS "Beni-Ahmed", Kaous

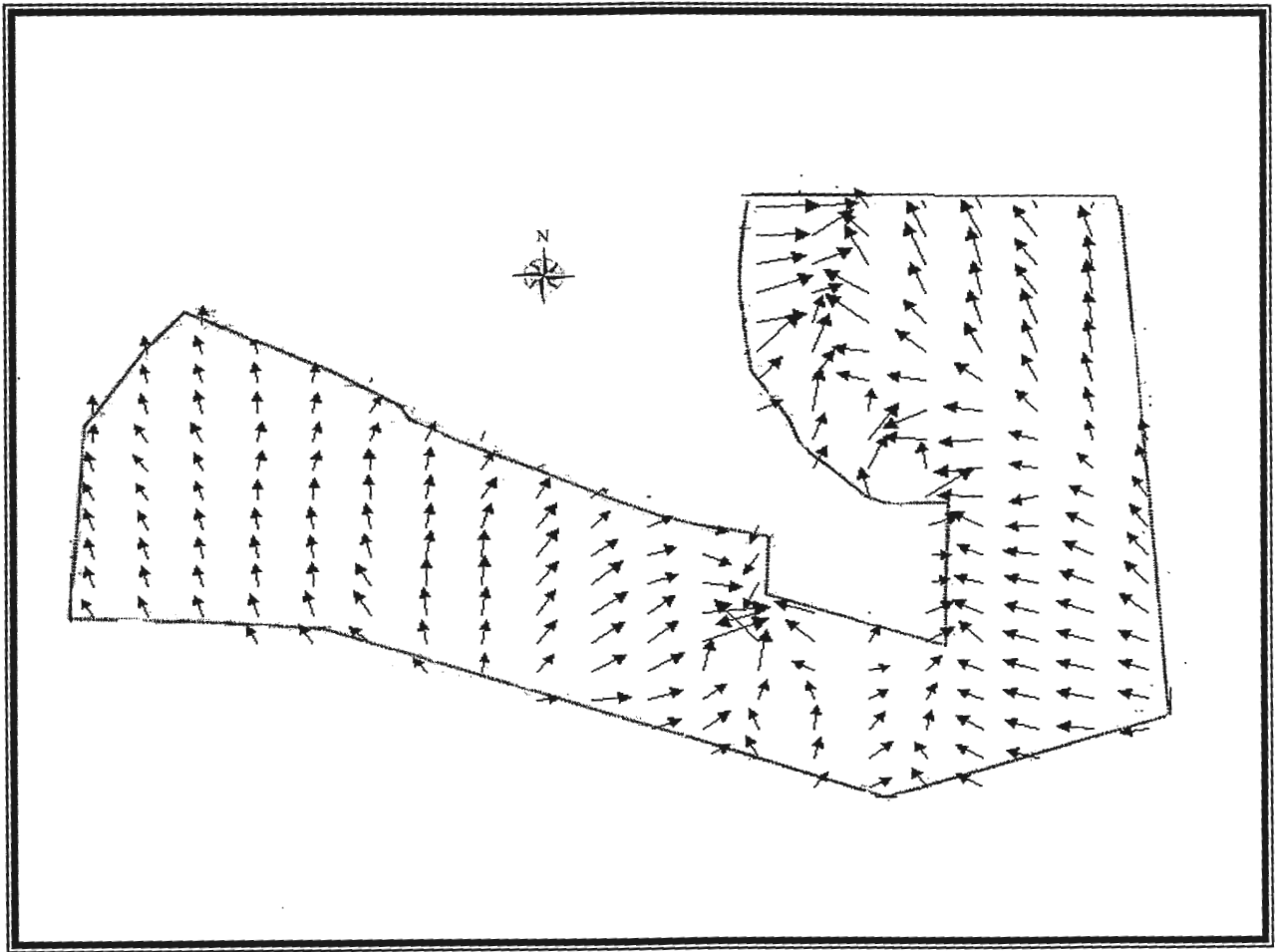


Figure III-6: Carte illustrant le sens de l'écoulement des eaux superficielles au niveau de site "Beni-Ahmed". Kaous

CHAPITRE IV

ETUDE GEOTECHNIQUE

I- INTRODUCTION:

La reconnaissance des sols dans le cadre d'un aménagement a un rôle prépondérant à jouer dans l'estimation de l'aléa géologique présent sur un site naturel ou de construction. L'aléa géologique vient de la variabilité naturelle des propriétés physiques et mécaniques des sols ou des roches et/ou à la présence d'anomalies géologiques comme des cavités, des lentilles argileuses, des couches minces, des zones fracturées....etc.

II- APERCU SUR LES MOYENS DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE UTILISE DANS LE SITE:**II-1- Les sondages carottés:**

Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu de sol peu ou pas remanié prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier. Le mode d'enfoncement du carottier dans le sol peut se faire: soit par poinçonnement (percussion, battage ou pression), soit par rotation, le fluide de forage pouvant être de l'air, de l'eau ou de la boue. (Philipponnat et Bertrand.2003)

Les sondages carottés nous donnent des renseignements précis sur la nature du terrain, et nous permettent d'effectuer des prélèvements d'échantillons dans de bonnes conditions, cependant ils deviennent très coûteux quand la profondeur dépasse 7 à 8 m.

Les sondages carottés représentent toujours une part importante du coût d'une campagne de reconnaissance.

II-2- Les essais in situ:

Toute étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance in situ qui permet de déterminer les caractéristiques des sols en place. Les essais réalisés dépendent de la nature de la fondation.

II-2-1- Le pénétromètre dynamique:**II-2-1-1-Présentation de l'essai:**

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, par battage et de manière quasi-continue, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe débordante. (Philipponnat et Bertrand.2003)

Cet essai permet de déterminer la résistance dynamique que le terrain pose à son enfoncement. Ainsi que les résultats de la résistance dynamique obtenus sont représentés sous forme des pénétrographes dynamiques.

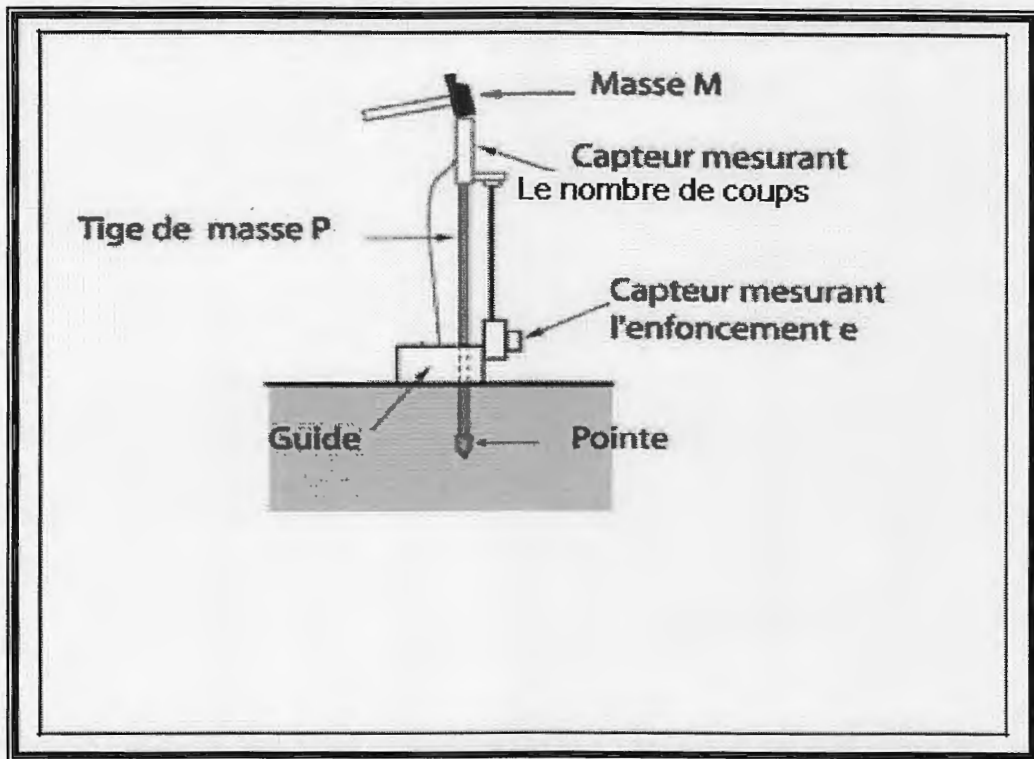


Figure IV-1 : Schéma général d'un pénétromètre dynamique

II-2-1-2- Présentation des résultats des essais:

$$R_d = \frac{M^2 \cdot H}{A} \cdot \frac{1}{M + P_z} \cdot \frac{1}{e}$$

- R_d : résistance dynamique de pointe en (daN/ cm²).
- M : point du mouton en (daN).
- H : hauteur de chute du mouton en (cm).
- P_z : poids des tiges en (daN) à la profondeur (Z).
- A : section de la pointe en (cm²).
- e : refus (enfoncement par coup en (cm)).

(Sanglerat et G-camboer, 1983)

Remarque:

- on exprime (R_d) en fonction de (Z) généralement avec un pas $\Delta Z = 0,50$ m.

II -3- Essais en laboratoire:

Les essais de laboratoire permettent de définir plusieurs paramètres tel que:

- Les paramètres physiques.
- Les paramètres mécaniques.
- Les paramètres chimiques

II-3-1- Les paramètres physiques:

Ces paramètres nous permettent de déterminer la nature du sol, sa structure et ses propriétés physiques avec précision, ces paramètres sont:

II-3-1-1-La teneur en eau W :

La teneur en eau d'un sol est le rapport entre le poids d'eau contenu dans un certain volume de sol et le poids des grains solides contenu dans le même volume exprimé en pourcentage. (G.philipponnat 1979)

$$W = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_t - W_s}{W_s}$$

W : la teneur en eau

W_w : le poids de l'eau

W_s : le poids des grains solides

W_t : le poids total

La teneur en eau est le paramètre le plus important dont la variation modifie toutes propriétés physiques du sol.

La classification adoptée en fonction de ce paramètre est :(Faer)

W	ETAT
01 – 25 %	Légèrement humide
25 – 50 %	Humide
50 – 75 %	Mouillé
75 – 90 %	Détrempé
100 %	Saturé

- La connaissance de la teneur en eau avec d'autres caractéristiques, permet d'apprécier l'état dans lequel se trouve ce sol, ces caractéristiques sont:

❖ Degré de saturation S_r :

C'est le rapport du volume d'eau sur le volume des vides d'un sol. (D.cordary.1994)

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

S_r : le degré de saturation

V_w : volume de l'eau

V_v : volume des vides

- pour un sol sec $S_r = 0 \%$
- pour un sol saturé $S_r = 100 \%$

❖ Le poids volumique humide γ_h :

C'est le rapport du poids total d'une quantité de sol par rapport à son volume. (Samuel et Am et Jean)

$$\gamma_h = \frac{W_t}{V_t}$$

W_t : le poids total du sol

V_t : le volume du sol

❖ Le poids volumique sec γ_d :

Le poids volumique sec est défini comme le poids des éléments solides par unité de volume de l'échantillon. (D.T.R.B.C. 1992)

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$$

V_t : volume total de l'échantillon.

W_s : poids des grains solide.

❖ Le poids volumique des grains solides (γ_s):

Le poids volumique des grains solide est défini comme le poids d'une unité de volume des éléments solides. (D.T.R.B.C. 1992)

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

W_s : poids des grains solides.

V_s : volume des grains solides.

❖ **Le poids volumique déjaugé (γ'):**

Le poids volumique déjaugé est défini comme le poids de l'unité de volume d'un sol sous une nappe d'eau compte tenu de la poussée d'archimède. (D.T.R.B.C. 1992)

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

❖ **La porosité (n):**

C'est le rapport du volume des vides au volume total du sol.

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

V_v : volume de vides.

V_t : volume total de l'échantillon.

❖ **L'indice des vides e :**

C'est le rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

V_v : volume de vide.

V_s : volume des grains solides.

II-3-1-2-L'analyse granulométrique:

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions de grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue:

- Par tamisage, pour les grains de diamètre supérieur ou égal à 0.08mm
- Par sédimentométrie pour les grains les plus fins. (<0.08mm). cela consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier-stokes sur la

vitesse de chute de biller sphériques dans l'eau d'après la formule suivante: (Samuel et Am et Jean)

$$V = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18 \mu} D^2$$

Avec:

V : la vitesse de décantation des particules (cm / s)

D : le diamètre équivalent des particules (cm)

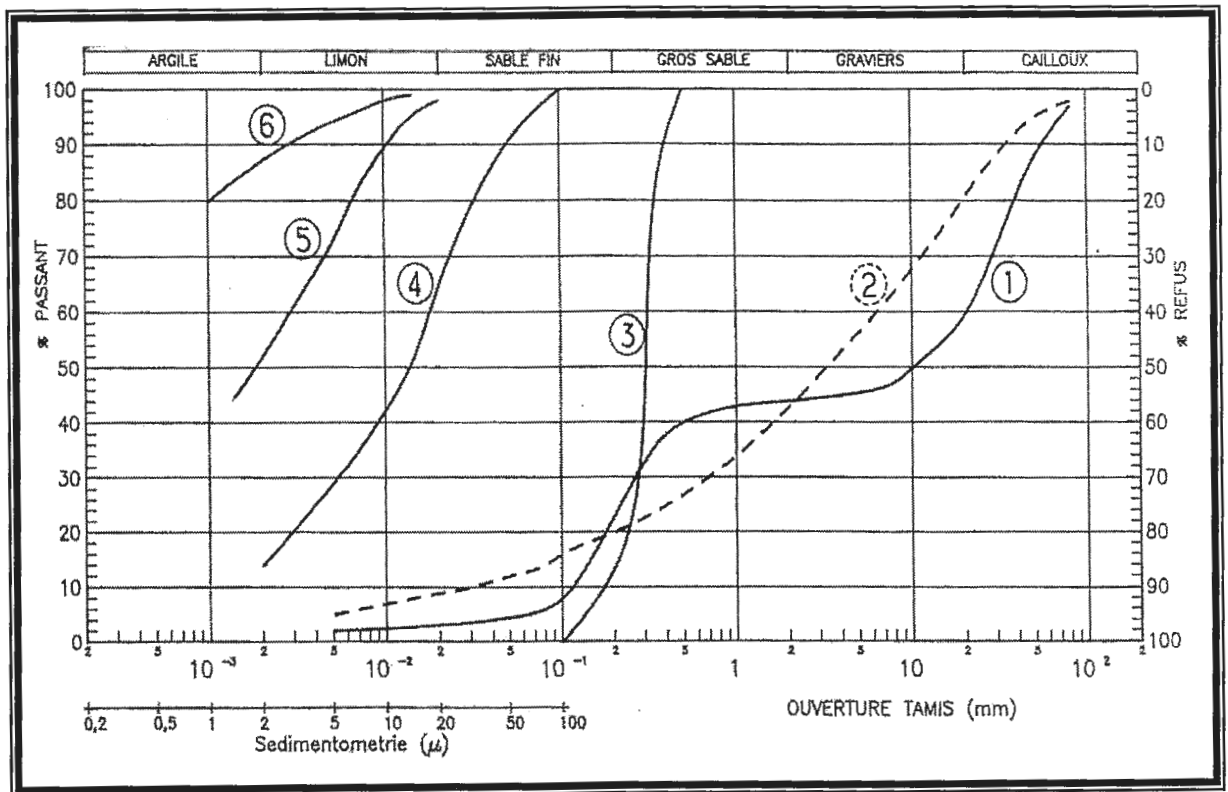
μ : la viscosité du liquide (Pa / s)

γ_s : le poids spécifique des graines solides (KN / m³)

γ_w : poids spécifique de liquide (KN / m³)

La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps permet de calculer la proportion de chaque diamètre.

Les résultats obtenus sont exprimés sous forme de courbe appelée courbe granulométrique qui donne le pourcentage cumulé d'éléments de dimensions inférieur à chaque diamètre.



- Courbe 1: granulométrie étalée et discontinue (alluvion, sable..)
- Courbe 2: granulométrie étalée et continue.
- Courbe 3: granulométrie serrée.
- Courbe 4: limon Argileuse.
- Courbe 5: argile limoneuse.
- Courbe 6: argile pratiquement pure (bentonite), les sols comportant 87 % d'argile < à 2 mm

Figure IV-2 : Exemple des courbes granulométrique. (G.philipponnat .1979)

- Les courbes granulométriques contribuent à l'identification des matériaux, et permet de prévoir certaines de leurs propriétés. Elles sont notamment utilisées pour la classification des sols grenus qui nécessitent le calcul de deux coefficients de forme. (G.philipponnat 1979)

❖ **Le coefficient d'uniformité (Cu):**

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Si $Cu > 2$ la granulométrie est dite étalée.

Si $Cu < 2$ la granulométrie est dite uniforme.

❖ **Le coefficient de courbure:**

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

D_{60}, D_{30}, D_{10} étant respectivement les diamètres des éléments correspondant à 10% , 30 % , 60 % de tamisât cumulé.

II-3-1-3-Les limites d'Atterberg:

Les limites d'Atterberg ont pour but d'apprécier les états de consistance dans un sol, il s'applique aussi pour la classification des sols, et l'étude de compactage.

La consistance d'un sol varie en fonction de la teneur en eau. On définit des limites arbitraires pour qualifier ces différents états. Ces limites sont pour des teneurs en eau croissantes:

- la limite de plasticité W_p qui sépare l'état solide de l'état plastique.
- La limite de liquidité W_l qui sépare l'état plastique de l'état liquide.

- La limite de retrait W_r entre un état solide sans retrait d'un état solide avec retrait. Ces limites sont déterminées sur la fraction du sol passant au travers du tamis 0,4 mm.

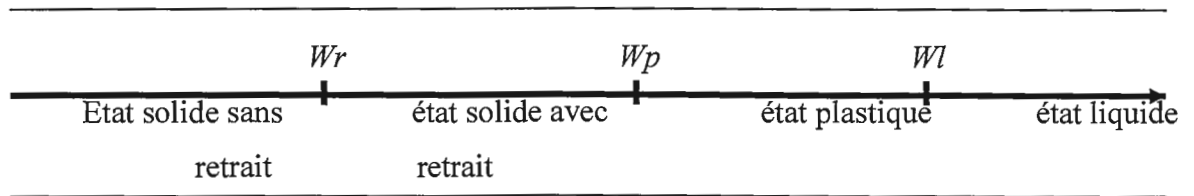


Figure IV-3: les limites d'Atterberg

❖ **Limites de liquidité W_l :**

La limite de liquidité W_l est la teneur en eau (exprimée en %) qui correspond à une fermeture de la rainure sur 1 cm en 25 chocs. (Daniel.1995)

Pour déterminer cette limite on étend sur une coupelle une couche d'argile dans la quelle on imprime une rainure au moyen d'un couteau approprié. On soumet l'ensemble à un certain nombre de chocs identiques.

Pour des raisons de commodité on utilise souvent la relation expérimentale suivant:

$$W_l = w (N / 25)^{0.121}$$

- w : est la teneur en eau de mise en place.
- N : le nombre de chocs nécessaires pour obtenir la fermeture de la rainure sur 1 cm ($15 < N < 35$).

❖ **Limite de plasticité W_p :**

On la mesure en fabriquant de petits rouleaux. La limite de plasticité W_p est la teneur en eau (exprimée en %) du rouleau qui se brise en fractions de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3mm. (Daniel.1995)

❖ **Limite de retrait:**

Celle-ci W_r , est la teneur en eau qui caractérisé la disparition de l'eau absorbée et s'accompagne d'une diminution de volume appelé retrait. (Daniel.1995)

❖ **L'indice de plasticité:**

L'indice de plasticité I_p est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

$$I_p = W_l - W_p$$

L'indice de plasticité permet de définir le degré de plasticité d'un sol. (Schlosser .1980)

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0 – 5	Non plastique
5 – 15	Peu plastique
15 – 40	Plastique
> 40	Très plastique

❖ **L'indice de consistance I_c :**

L'indice de consistance, ou teneur en eau relative aux limites de liquide et de plasticité.

$$I_c = (Wl - w) / I_p$$

❖ **L'indice de liquidité I_l :**

$$I_l = (w - Wp) / I_p$$

En utilisant les résultats des limites d'Atterberg, pour la classification des sols fin dans un diagramme de casagrande comportant la limite de liquidité Wl en abscisses et l'indice de plasticité I_p en ordonnées

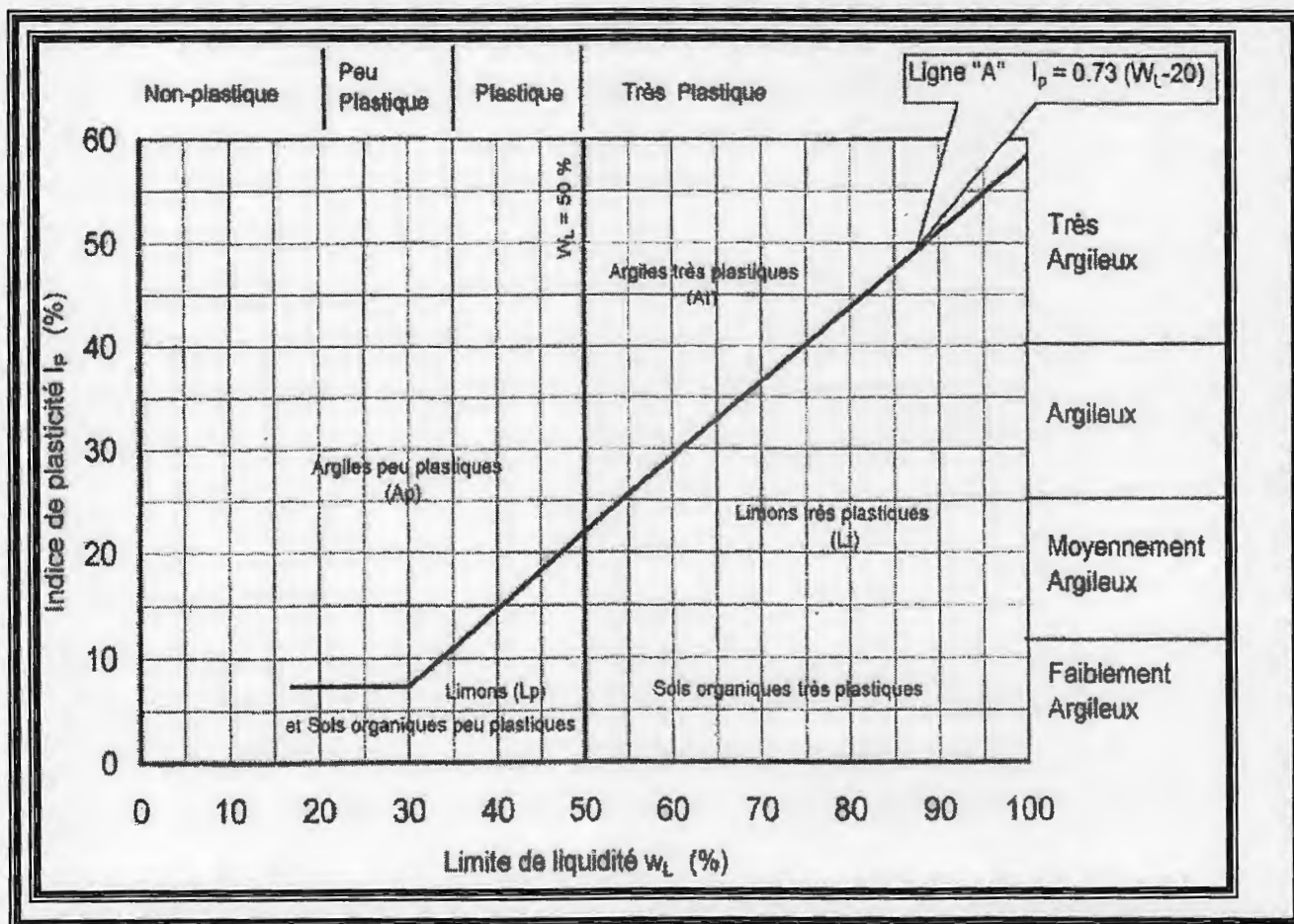


Figure IV-4 : Diagramme de Casagrande

II-3-2-Les paramètres mécaniques:

Ces paramètres permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et le calcul de déformation de surface. Ils sont définis par les essais suivants:

- Essai de cisaillement rectiligne, ou l'essai triaxial
- Essai de compressibilité (essai oedométrique)

II-3-2-1-Essai de cisaillement rectiligne:**a) Description de l'essai:**

L'échantillon est placé dans un cylindre qui est composé d'une partie supérieure C_1 qui peut coulisser horizontalement sur la partie inférieure C_2 (figure IV-5).

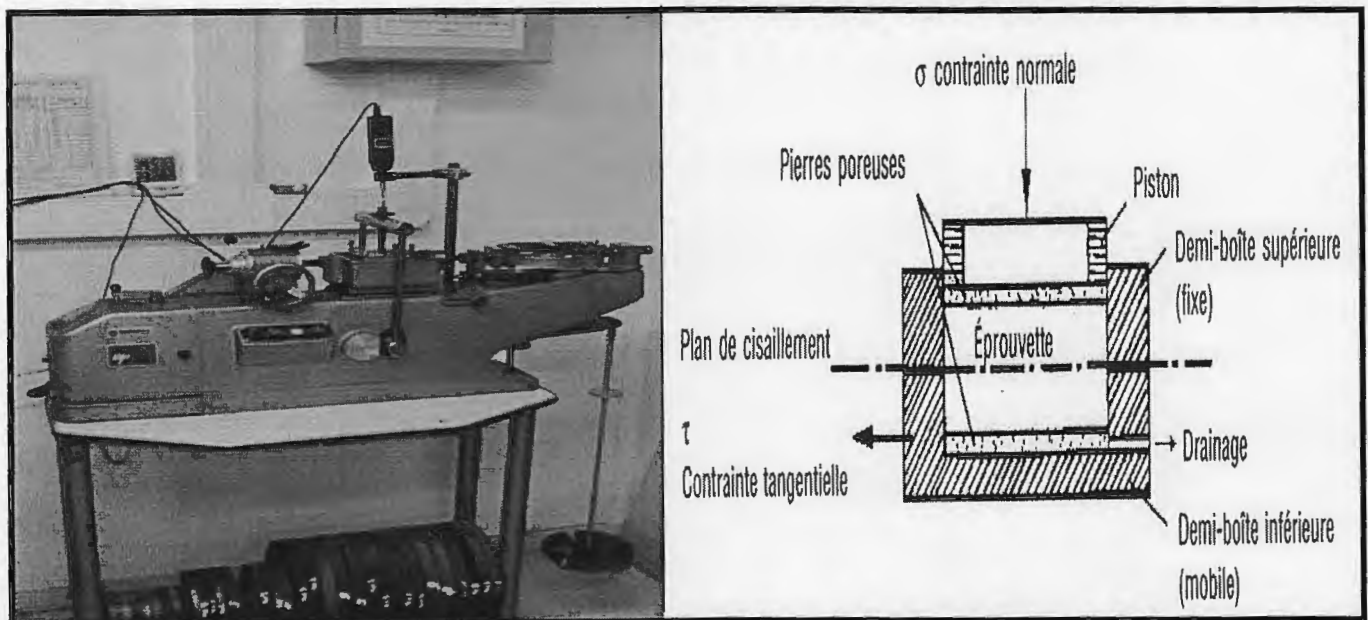


Figure- IV-5: Cisaillement Rectiligne à la boîte. Appareil de Casagrande

(www.cours-genie-civil.com)

Le sol est placé entre deux pierres poreuses qui permettent le drainage de celui-ci. L'appareil comporte un dispositif de chargement qui permet d'appliquer une charge verticale N par l'intermédiaire d'un piston. (G.philipponnat 1979)

L'essai consiste à tirer horizontalement sur une mâchoire (mâchoire inférieure) de façon à cisailer le sol selon le plan π . Il se fait à vitesse constante (V). On mesure l'effort horizontal T en fonction des déformations horizontales (δh) de l'échantillon est également mesurée par un comparateur.

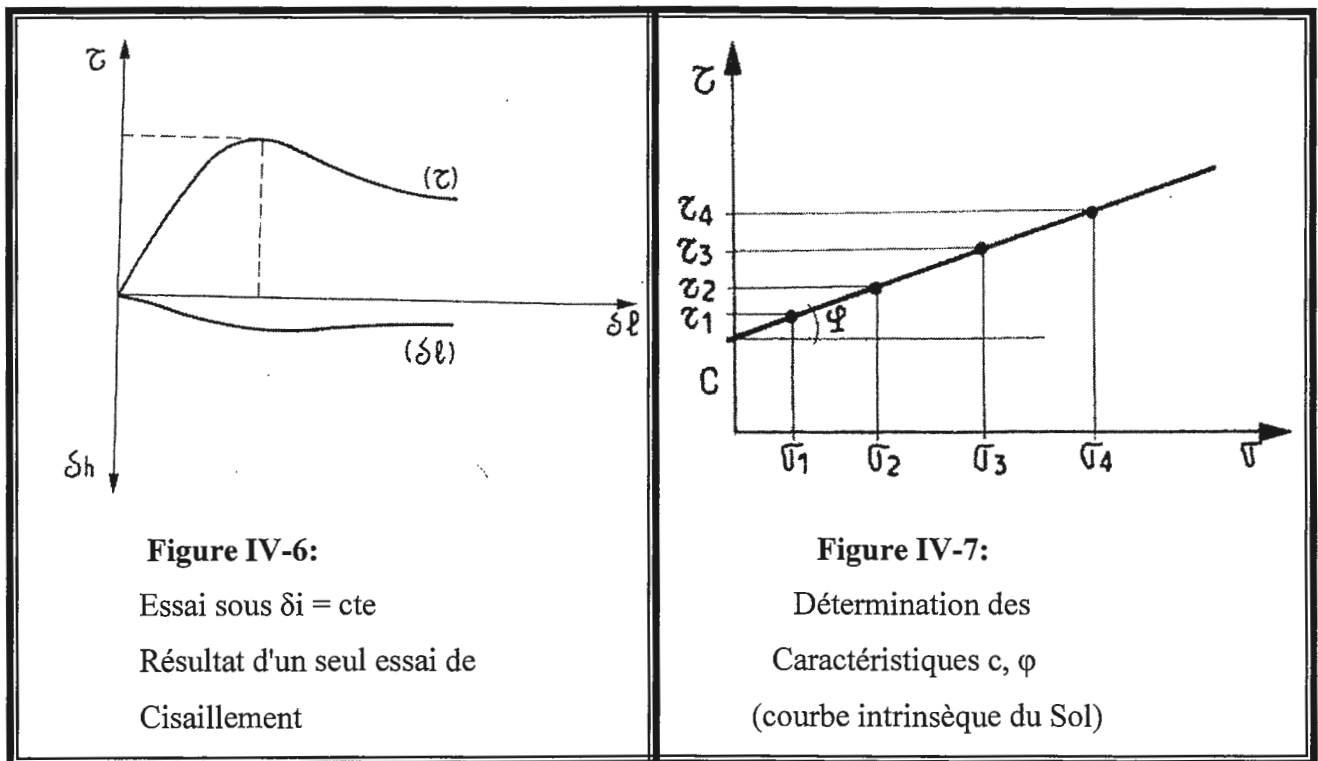
Cette variation peut correspondre à un tassement (le sol est dit contractant) ou à un gonflement (le sol est alors de type dilatant).

Soit:

- S la section de l'échantillon selon le plan π .
- $\sigma = \frac{N}{S}$ la contrainte normale appliquée à l'échantillon.
- $\tau = \frac{S_T}{S}$ la résistance au cisaillement mesurée à la rupture. (G.philippomat 1979)

Remarque:

(σ) reste constante au cours de l'essai, et (τ) varie au cours de l'essai de 0 à τ max.



Si l'essai est réalisé sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, par exemple $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ et σ_4 , la courbe intrinsèque du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de coulomb (τ, σ) les points correspondants aux contraintes maximales mesurés (τ_1, τ_2, τ_3 et τ_4) (Figure IV-7) c'est-à-dire les couples ($\sigma_i, \tau_i \text{ max}$) de chaque essai.

En général, il nous faut 3 couples (t, σ) pour tracer la courbe intrinsèque du sol étudié. (G.philippomat .1979)

b) Principales caractéristiques mécaniques d'un sol:

Les valeurs de (c) et de (φ) dépendant des conditions d'essai (drainage, vitesse de chargement, consolidation), nous allons donc être amenés à distinguer trois grandes familles de paramètres:

❖ Essai non consolidés non drainés φ_{uu} et C_{uu} :

Si le sol est saturé $\varphi_{uu} = 0$, on réservera donc ce type d'essai pour le calcul des ouvrages à court terme.

❖ Essai consolidés non drainés φ_{cu} , C_{cu} :

Ces essais sont rapides mais nécessitent la mesure de la pression interstitielle. Compte tenu du postulat de Terzaghi on peut déterminer les propriétés des sols saturés en contraintes effectives.

❖ Essai consolidé drainé (φ_{cd}) et (C_{cd}) ou (C et φ):

Ce sont des essais lents (d'autant plus que la perméabilité est faible).ils conviennent pour des sol saturés ou non de perméabilité assez élevée. (Philipponnat et Bertrand.2003)

II- 3-2-2-Essai de compressibilité à l'oedomètre:

L'essai de compressibilité à l'oedomètre, essai fondamental, est une application directe de la théorie de la consolidation, il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps.

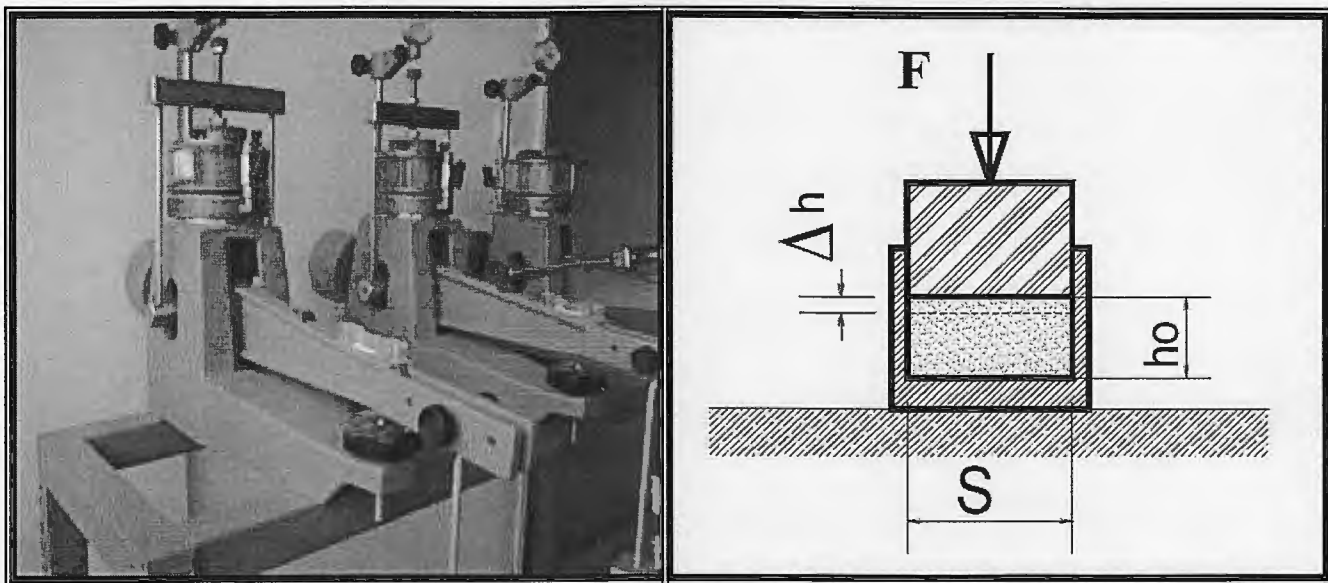


Figure IV-8 : Oedomètre pour la mesure de la compressibilité. (www.leadersbtp.net)

a)Description de l'appareillage:

L'appareil comprend:

- ❖ Une cellule contenant l'échantillon.

Les organes essentiels de la cellule sont:

- un cylindre en métal contenant l'échantillon.
- Deux pierres poreuses assurant le drainage de deux faces de l'échantillon.
- Un piston coulissant dans le cylindre et venant charger l'échantillon.
- Des comparateurs mesurant les déplacements du piston au 1/100 mm, donc les variations d'épaisseur de l'échantillon.
 - ❖ Un bâti de chargement: qui permet d'appliquer sur le piston des charges verticales figure IV-9. (G.philipponnat .1979)



b) Procédure d'essai:

Cet appareil permet d'établir deux types de courbes:

- les courbes de compressibilité qui indiquent le tassement total en fonction de la contrainte appliquée.
- Les courbes de consolidation qui donnent le tassement de ces courbes permettant la détermination expérimentale du coefficient C_v .

❖ Courbe de compressibilité:

L'établissement de la courbe de la compressibilité se fait de la façon suivante:

- des contraintes normales sont appliquées à l'échantillon par paliers successifs en présence d'eau.
- Le tassement (ou le gonflement au déchargement) est mesuré sous chaque palier de chargement jusqu'à ce qu'une stabilisation soit pratiquement atteinte.
- La durée d'application de chaque charge est généralement de 4 heures.

Deux procédures différents de chargement sont utilisées selon le comportement du sol sous la première charge appliquée (charge faible ≤ 10 Kpa):

- sole non gonflants à la mise en eau (figure IV-9).
- Sole gonflants à la mise en eau (figure IV-10).
 - ❖ Si le sol est non gonflant, deux cycles de chargement/ déchargement sont réalisés.
 - ❖ Si le sol a tendance à gonfler sous les faibles charges la contrainte appliquée est immédiatement augmentée jusqu'à ce qu'une amorce de tassement apparaisse, ceci afin d'empêcher le gonflement de se produire.

Les résultats donnant les variations d'indice des vides (e) en fonction de ($\log \delta$). En fait, celle-ci sont liées au tassement relatif par la relation suivante:

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

Où:

H_0 : épaisseur initial de l'échantillon.

e_0 : indice des vides initial correspondant à H_0 .

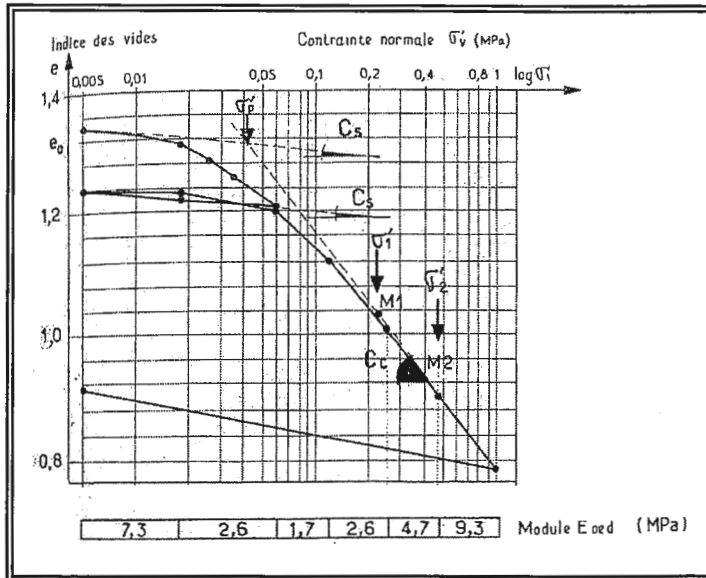


Figure IV-9 : Courbe de compressibilité d'un sol non gonflant

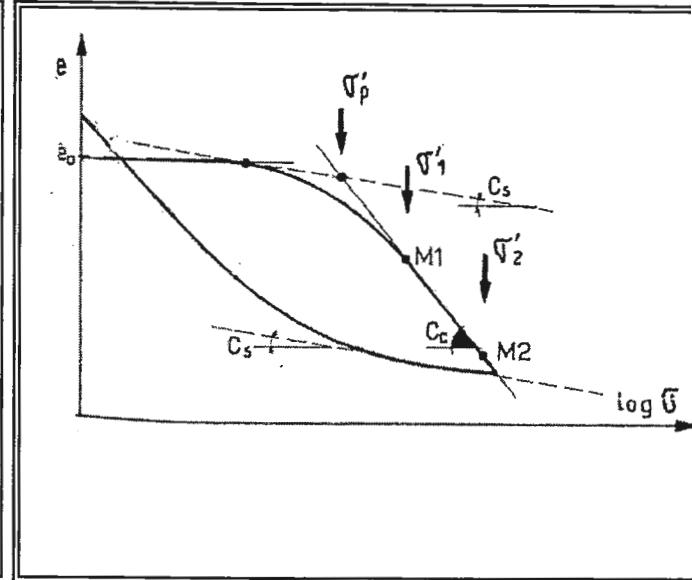


figure IV-10 : Courbe de compressibilité d'un sol gonflant

- **Caractéristique de la compressibilité:**

Plusieurs caractéristiques du sol définies à partir des courbes de compressibilité: la contrainte effective de préconsolidation, l'indice de compression, l'indice de gonflement, et les modules oedométrique sécant. (Philipponnat et Bertrand.2003)

- **Contrainte effective de préconsolidation (σ'_p):**

C'est la contrainte effective maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire. Elle est déterminée graphiquement selon la méthode de Casagrande. (Philipponnat et Bertrand.2003)

L'indice de compression C_c :

L'indice de compression qui par définition est la pente (au signe près de la tangente à la courbe vierge, permet de préciser la sensibilité du sol au tassement le long de cette courbe. (Philipponnat et Bertrand.2003)

On peut classer la compressibilité d'un sol, en fonction de C_c , comme suit:

$C_c < 0,020$	→	sol incompressible
$0,020 < C_c < 0,050$	→	sol très peu compressible
$0,050 < C_c < 0,100$	→	sol peu compressible
$0,100 < C_c < 0,200$	→	sol moyennement compressible
$0,200 < C_c < 0,300$	→	sol assez fortement compressible
$0,300 < C_c < 0,500$	→	sol très compressible
$0,500 < C_c$	→	sol extrêmement compressible

Ou en fonction de $C_c / (1+e_0)$:

$C_c / (1+e_0) < 0,015$	→	sol incompressible
$0,015 < C_c / (1+e_0) < 0,05$	→	sol peu compressible
$0,05 < C_c / (1+e_0) < 0,20$	→	sol moyennement compressible
$0,20 < C_c / (1+e_0) > 0,20$	→	sol très compressible

*** L'indice de gonflement C_s :**

Cet indice traduit la déformabilité d'un échantillon non gonflant en deçà de la contrainte de consolidation au quelle il a été soumis. (Philipponnat et Bertrand.2003)

• **Le coefficient de gonflement C_g :**

C'est la pente de la courbe de déchargement (à ne pas confondre ce coefficient avec l'indice de gonflement (C_s)). (Philipponnat et Bertrand.2003)

On peut également classer le sol vis-à-vis du gonflement en fonction de (C_g) comme suit:

$C_g < 0,005$: sol non gonflant.

$C_g > 0,005$: sol pouvant gonfler.

• **Module oedométrique E_o :**

On peut représenter les résultats de l'essai de compressibilité à l'odomètre en exprimant

directement le tassement relatif $\frac{\Delta H}{H_0}$ en fonction de la contrainte normale appliquée σ .

Soit N et N' deux point(s) quelconques de cette courbe le module oedométrique est:

$$E_o = - \Delta\sigma / \frac{\Delta H}{H_0}$$

II-3-3- Les paramètres chimique :

L'analyse chimique de certains échantillons du sol permet de mesurer le potentiel d'ions agressifs présents dans le terrain. Ainsi que la Déterminations des classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des sols naturels.

Certains éléments qui peuvent présenter une agressivité vis-à-vis le béton hydraulique sont:

II-3-3-1-Les sulfates (SO₄):

Le sulfate est un des éléments majeurs des composés dissouts dans l'eau de pluie. Des concentrations importantes en sulfate dans l'eau que nous buvons peut avoir un effet laxatif important combiné avec le calcium et le magnésium, les deux composés majeurs de la dureté de l'eau, peuvent être trouvés dans presque toutes les eaux naturelles. L'origine de la plupart des composés sulfates est l'oxydation des minerais de sulfites, la présence de schistes, ou de déchets industriels (<http://www.lenntech.com>)

II-3-3-2-Les carbonates de calcium (CaCO₃):

Le carbonate de calcium est composé d'un ion carbonate (CO₃²⁻) et d'un ion calcium (Ca²⁺), C'est le composant principal du calcaire et de la craie, mais également du marbre. C'est aussi le principal constituant des coquilles d'animaux marins et des escargots. L'ion bicarbonate est à la base de la formation du carbonate de calcium (CaCO₃) qui est insoluble dans l'eau et est le constituant principal du calcaire. (<http://fr.wikipedia.org>)

II-3-3-3-Les chlorures (Cl⁻):

Ils contiennent par définition un atome de chlore sous forme anionique (ion Cl⁻) pouvant être associé à divers cations. On trouve donc ici en particulier tous les sels contenant du chlore, dont le chlorure de sodium (cation Na⁺), mais aussi le chlorure d'hydrogène, HCl est un gaz qui, dissout dans l'eau, forme l'acide chlorhydrique (cation « H⁺ »), acide fort, très corrosif et toxique. Et pourtant, l'acide chlorhydrique existe à l'état naturel. L'activité volcanique en dégage dans l'atmosphère

Les chlorures Cl⁻, sont représentés en grande quantité dans l'eau de la mer, la teneur chlorure dépend de l'origine de l'eau et la nature des terrains qu'elle traverse

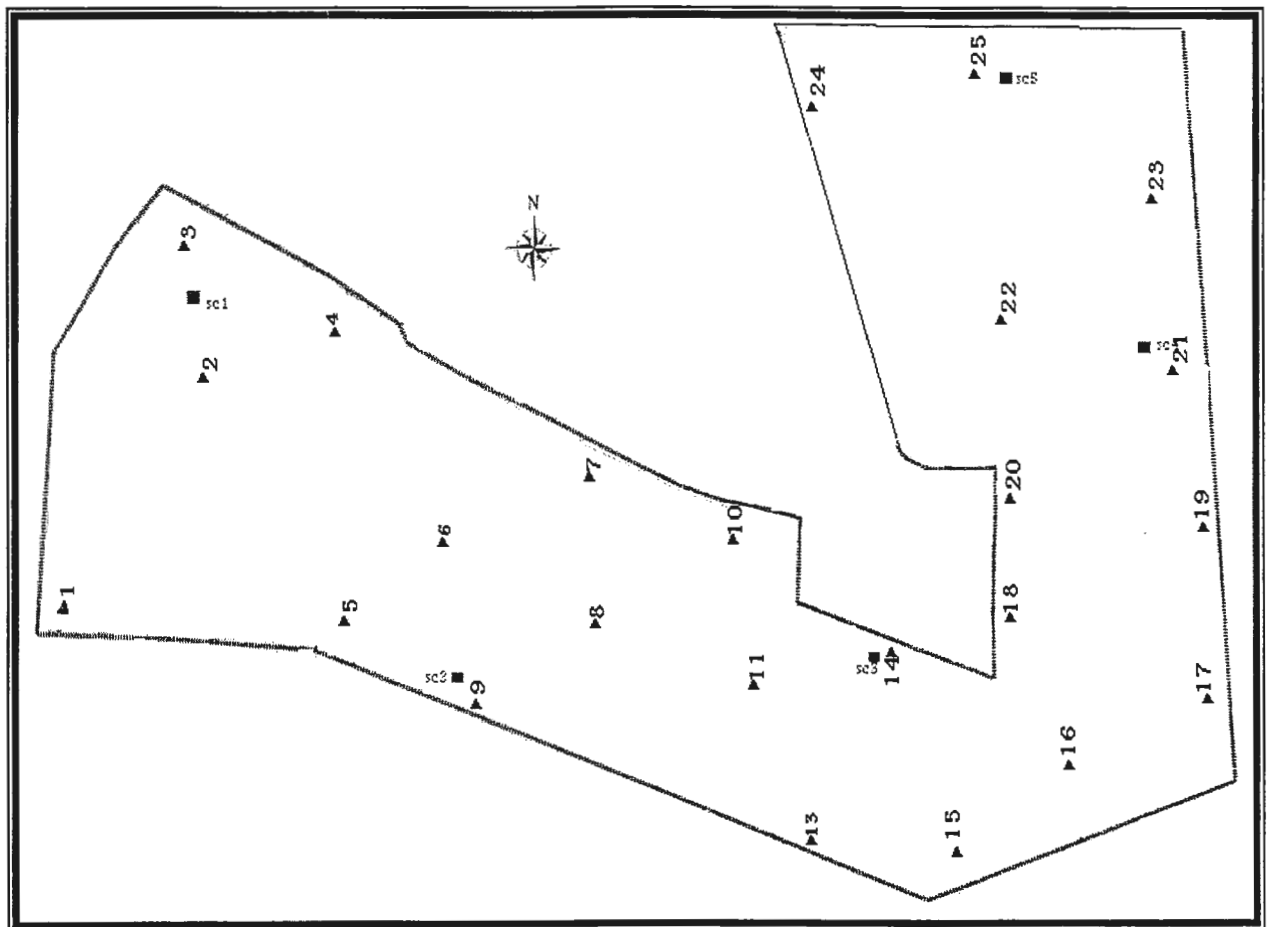
(<http://www.laease.com>)

(<http://www.planetecologie.org>)

III- COMPAGNE DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE EFFECTUE DANS LE SITE ET INTERPRETATION DES RESULTATS :

Dans le but de déterminer les caractéristiques géotechniques des terrains constituant le site d'étude, "le laboratoire national de l'habitat et de la construction" a réalisé une campagne de reconnaissance in-situ et au laboratoire

Cette reconnaissance consiste à réaliser des sondages carottés et des essais de pénétration dynamique ainsi que des essais physico-mécaniques au laboratoire



▲ Essais de pénétration dynamique

■ Sondage carotté

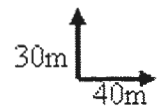


Figure IV-11: Carte d'implantation des essais in situ

III-1- Sondages carottés:

Cinq (05) sondages carottés ont été réalisés sur site jusqu'à une profondeur de 9 à 15m. Ces sondages ont été implantés d'une manière à couvrir toute la superficie de POS "Beni-Ahmed".

L'établissement de cinq (05) coupes de sondage expose les différentes couches constituant le terrain et les variations du niveau de leurs épaisseurs ainsi que les changements latéraux plus ou moins progressifs.

Les coupes établies après examen visuel des échantillons récupérés à différentes profondeurs montrent que le substratum du terrain en question est constitué par des marnes surmontées par des marnes argileuses d'épaisseur de 7 à 9 m.

Au Sud-ouest du POS, les marnes argileuses sont surmontées par des argiles graveleuses renferment parfois des blocs de grès jaunâtre, d'épaisseur variable de 1,5 à 3.5m.

III-2- Essais in situ:

Les essais in situ permettent de déterminer les caractéristiques des sols en place, le laboratoire a réalisé des essais de pénétration dynamique.

III-2-1- Essai de pénétration dynamique:

Vingt cinq (25) essais au pénétromètre dynamique lourd ont été réalisés sur site. Ces essais sont notés P_1 , P_2 , jusqu'au P_{25} , sur le plan d'implantation des sondages. (Figure IV-13).

III-2-1-1-Objectif des essais D.P.T:

Les essais de pénétration dynamique ont été effectués dans le but.

- Avoir une estimation quantitative de la résistance du sol et de son degré d'homogénéité.
- Détecter les anomalies souterraines (cavités ...)
- Définir les zones d'égale résistance.
- Estimer empiriquement la contrainte admissible du sol.
- Fixer d'une manière approximative le type et la profondeur d'ancrage des fondations

III-2-1-2-Résultats des essais:

Les résultats des essais sont représentés sous forme de courbe indiquant la résistance dynamique du sol " R_d " en fonction de la profondeur

La résistance à la pénétration dynamique a révélé généralement une résistance assez bonne du terrain à partir de 2 m de profondeur, Tous les essais de pénétration dynamique ont

enregistré une évolution progressive de la résistance qui atteint plus 500 bars entre 6 et 7 m de profondeur en moyenne.

III-3- Essai de laboratoire:

Les caractéristiques d'identification physique et de comportement mécaniques des couches constituant le terrain ont été mesurées sur des échantillons intacts de sol prélevés à différents profondeurs dans les sondages réalisés.

III-3-1- Paramètres physiques:

Les échantillons prélevés ont été soumis à des essais d'identification physique qui sont:

- la détermination des teneurs en eau naturelles et des degrés de saturation.
- L'analyse granulométrique et sédimentométrique.
- La mesure des densités sèches γ_d et humide γ_h (t/m^3).
- La mesure des limites d'atterberg (WL , WP , IP).

Les valeurs minimales et maximales des principaux paramètres physiques mesurées par le laboratoire "L.N.H.C.Ruiba .2008", sont représentées sur le tableau:

Saturation Sr (%)	Teneur en Eau (W%)	Densité sèche (γ_d)	Elément $\varnothing < 80\mu$	WL(%)	Ip	Ic
88-100	10-18	1.8-1.92	87-98	45-51	20-29	1.14-1,56

Tableau IV-1: Valeurs minimales des principaux paramètres physiques mesurés.

○ **Commentaire :**

Selon les valeurs indiquées au tableau précédent qui sont à l'issue des essais de laboratoire réalisés sur des échantillons intacts prélevés à différentes profondeurs révèlent que le sol est moyennement dense

Granulométrie:

L'essai granulométrique permet de donner une conception sur la distribution des particules constituant la matrice du sol suivant leur diamètre.

○ **Commentaire:**

L'analyse des courbes granulométriques révèle un sol fin en général car le pourcentage des particules inférieur à 0,08mm est supérieur à 50 %.ce sont des sols fins qui posent des problèmes

Limites d'Atterberg:

Les limites d'Atterberg permettent de quantifier la plasticité du sol.

La limite de liquidité (W_L) c'est la teneur en eau de l'état liquide d'un matériau; quand à la limite de plasticité (W_P), est la teneur en eau à l'état plastique.

La différence entre la limite de liquidité et celle de la plasticité déterminer l'indice de plasticité de Casagrande,

○ **Commentaire :**

Selon les résultats obtenus antérieurement issus de cet essai, on peut classer le terrain étudié dans la zone des argiles inorganiques de plasticité moyenne.

III-3-2- Paramètres mécaniques:

Les paramètres du comportement mécanique ont été mesurés à partir de 02 types d'essais:

III-3-2-1-Essai de cisaillement rectiligne:

A partir de la droite de Coulomb, ($\tau = C + \sigma \operatorname{tg}\phi$), nous déterminons les paramètres de la résistance au cisaillement à savoir: la cohésion "C" et l'angle de frottement interne " ϕ^0 " intervenant tout les deux dans les calculs de la contrainte admissible du sol. Les valeurs obtenues de l'angle de frottement interne (ϕ^0), et de la cohésion (C) sont représentées dans le tableau suivant:

sondage	Sc2	Sc3	Sc3	Sc4	Sc4	Sc5
profondeur	1.5-1.9	3.3-3.9	7.4-7.7	3.9-4.10	4.9-5.2	8.7-8.9
$(\phi)^0$	15	23	25	27	27	24
(C) bars	0.86	0.45	0.54	0.2	1.18	0.25

Tableau IV-2: Valeur des caractéristiques intrinsèques (C) et $(\phi)^0$ mesurée.

III-3-2-2-Essais de compressibilité à l'oedometre:

Les résultats sont donnés sous forme de courbe indiquant la variation de l'indice des vides du sol en fonction du $\log \sigma$.

A partir de ces courbes, en déduit graphiquement la (C_c), et le coefficient de gonflement qui nous permettent d'évaluer les tassements des ouvrages. Les résultats obtenus sont représentés au tableau IV-3.

sondage	S2	S2	S3	S4	S4	S5	S5
Profondeur (m)	1.5-1.9	3.5-3.9	7.4-7.7	3.9-4.10	4.9-5.2	5.5-5.90	8.7-8.9
Cc	0.083	0.106	0.079	0.063	0.076	0.089	0.103
Cg	0.028	0.031	0.030	0.018	0.024	0.023	0.031

Tableau IV-3 : Résultats de l'essai de compressibilité à l'oedometre

- calcul de la compressibilité:

Sondage N° 2: profondeur (1.5-1,9m) :

$$\frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,083}{1+0,476} = 0,056$$

0,05 < Cc / (1+e₀) < 0,20 ⇒ sol moyennement compressible

Sondage N° 2: profondeur (3.5 – 3.9m):

$$\frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,106}{1+0,491} = 0,071$$

0,05 < Cc / (1+e₀) < 0,2 ⇒ sol moyennement compressible

Sondage N° 3: profondeur (7,4 -7.7 m):

$$\frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,079}{1+0,527} = 0,051$$

0,05 < Cc / (1+e₀) < 0,2 ⇒ sol moyennement compressible

Sondage N° 4: profondeur (3.9 – 4.10 m):

$$\frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,063}{1+0,443} = 0,043$$

0,015 < Cc / (1+e₀) < 0,05 ⇒ sol peu compressible

Sondage N° 4: profondeur (3.9- 5.2 m):

$$\frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,076}{1+0,486} = 0,051$$

0,05 < Cc / (1+e₀) < 0,2 ⇒ sol moyennement compressible

Sondage N° 5: profondeur (5.5 – 5.9 m):

$$\frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,089}{1+0,474} = 0,060$$

$0,05 < Cc / (1+e_0) < 0,2 \Rightarrow$ sol moyennement compressible

Sondage N° 5: profondeur (8.7 – 8.9 m):

$$\frac{Cc}{1+e_0} = \frac{0,103}{1+0,502} = 0,068$$

$0,05 < Cc / (1+e_0) < 0,2 \Rightarrow$ le sol moyennement compressible

o **Commentaire:**

A partir des résultats obtenus; on peut classer le sol dans la catégorie des sols de moyenne compressibilité et relativement gonflant.

III-3-3-Analyses chimiques:

Un certain nombre d'échantillons du sol a été soumis à des analyses chimiques afin de mesurer le potentiel d'ions agressifs présents dans le terrain.

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus:

Sondage N°	Profondeur(m)	Sulfates SO4	Carbonates Ca Co3	Chlorures Cl ⁻
S 2	3.3-3.9	0.14	25.09	0.12
S 3	3.3-3.9	0.15	27.72	0.05
S 4	3.9-4.10	0.11	25.75	0.18
S 5	5.5-5.9	0.39	22.47	0.20

**Tableau IV-4 : Résultats des analyses chimiques des terrains du site de " Beni-Ahmed"
(rapport.L.N.H.C 2008)**

o **Commentaire :**

Selon la norme NF.P18-011 du 06/92, le sol présente une agressivité nulle au droit des sondages S2, S4, et faible au droit des sondages S3et S5 vis-à-vis des bétons hydrauliques.

IV- ETABLISSEMENT DES PROFILS GEOTECHNIQUES :

L'établissement des coupes géotechniques permet de relier les couches ayant sensiblement la même nature et les mêmes caractéristiques tant physiques que mécaniques.

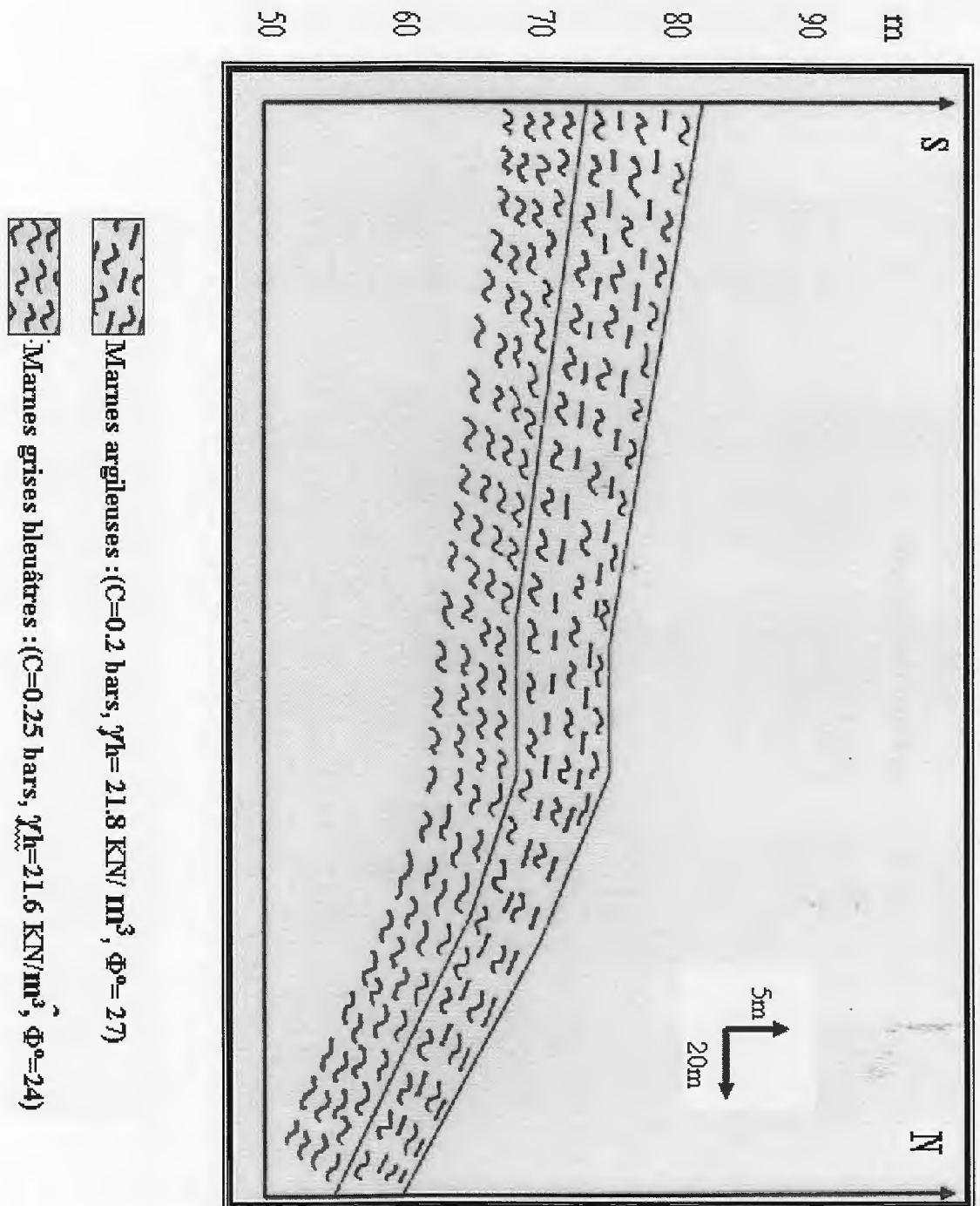
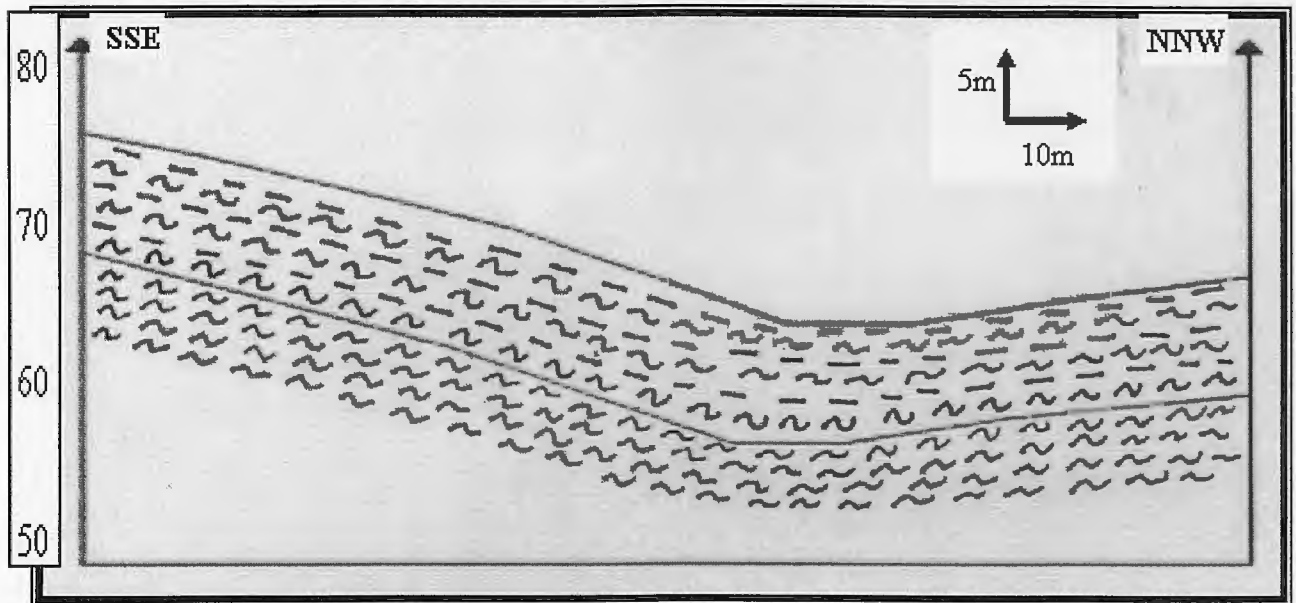
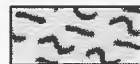


Figure IV-12: Profil géotechnique A-A'(S-N), de site étudié



 Marnes argileuses : ($C=0.2$ bars, $\gamma_h=21.8$ KN/ m³, $\Phi^\circ=27$)


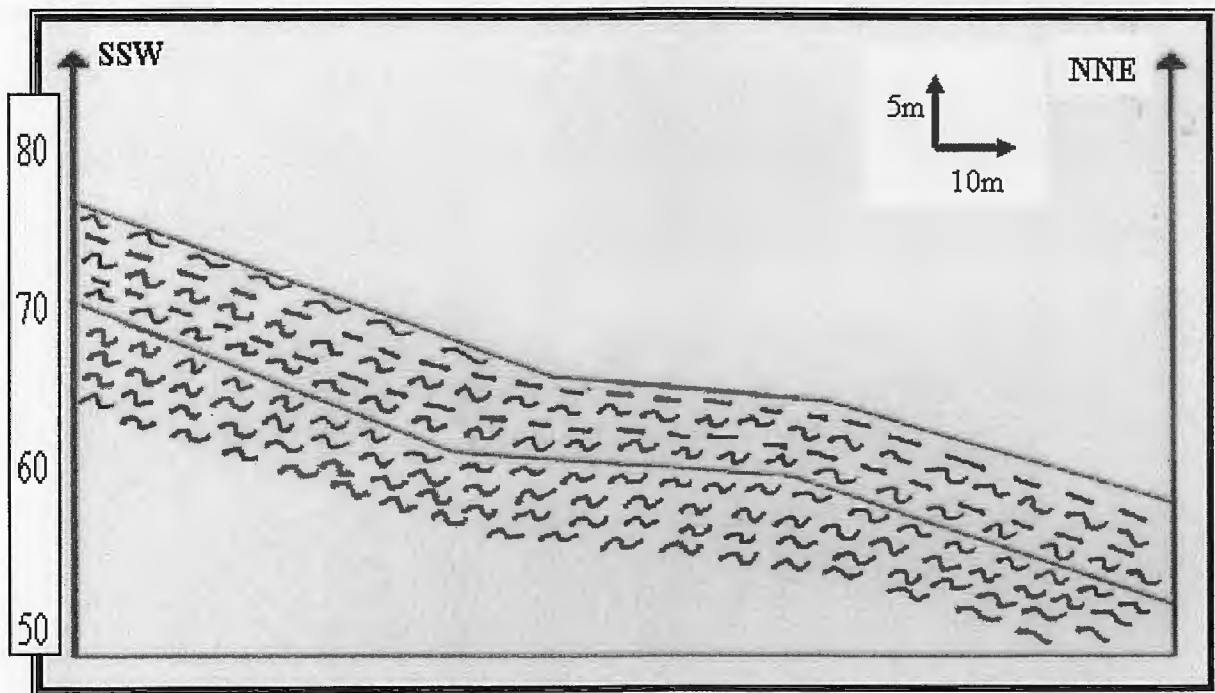

 Marnes grises bleuâtres : ($C=0.25$ bars, $\gamma_h=21.6$ KN/ m³, $\Phi^\circ=24$)

Figure IV-13: Profil géotechnique B-B'(SSE-NNW), de site étudié



 Marnes argileuses : ($C=0.2$ bars, $\gamma_h=21.8$ KN/ m³, $\Phi^\circ=27$)

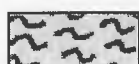
 Marnes grises bleuâtres : ($C=0.25$ bars, $\gamma_h=21.6$ KN/ m³, $\Phi^\circ=24$)

Figure IV-14: Profil géotechnique C-C'(SSW-NNE), de site étudié

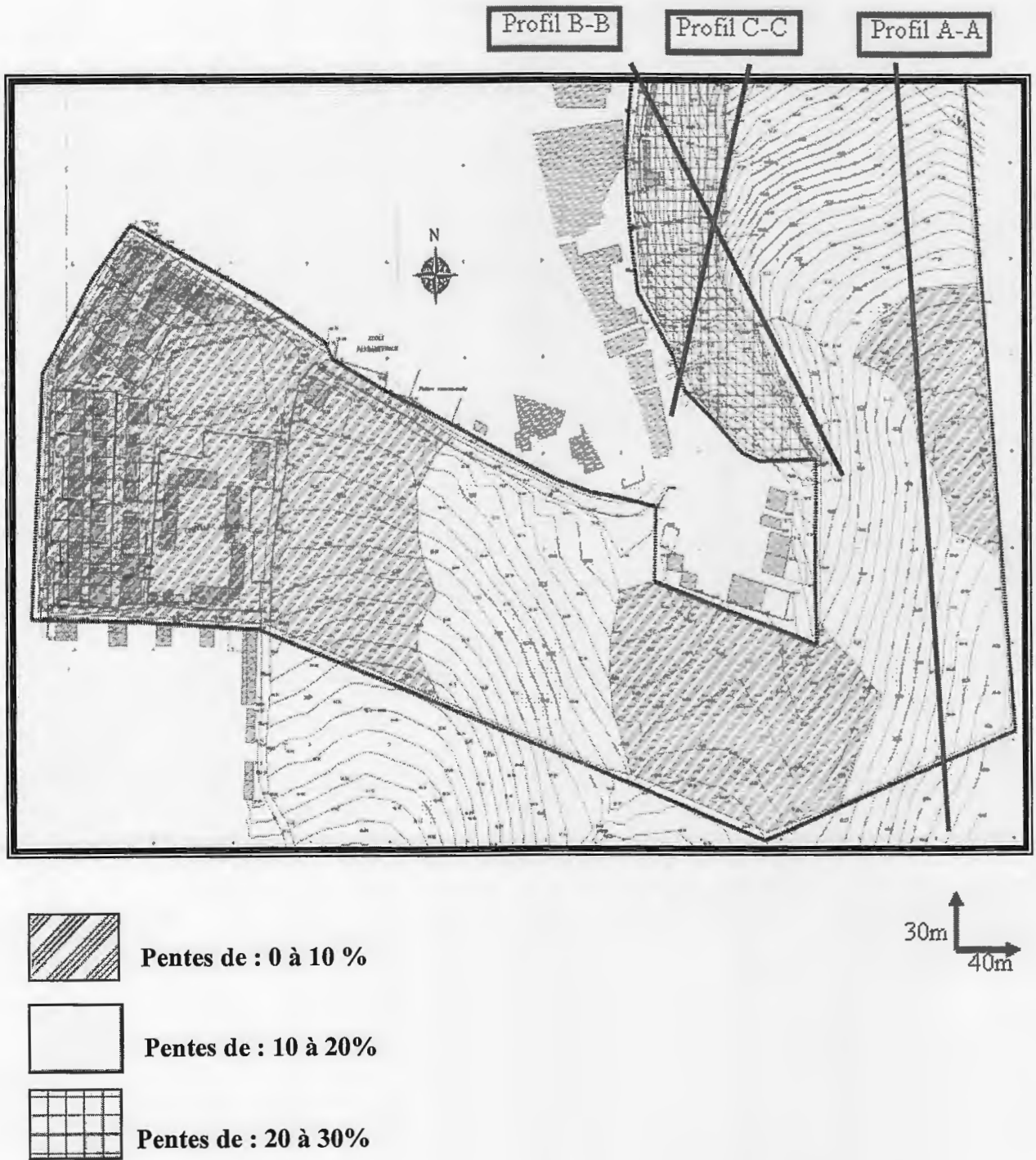


Figure IV-15:Cartes des pentes illustrant les passages des profils géotechniques

V-CALCULS DES FONDATIONS:**V-1- Capacité portante des fondations superficielles:**

Le terme « superficiel » correspond à une fondation plane, dont la portance résulte uniquement du contact de sa sous-face avec le terrain, à l'exclusion du tout frottement latéral. L'interaction sol/structure se traduit par une contrainte admissible (pression exercée sur le sol) et une déformation acceptable, c'est-à-dire compatible avec la configuration et les caractéristiques de l'ouvrage.

La conception des fondations superficielles s'appuie sur une étude de sol appropriée au terrain et à l'ouvrage (répartition et distribution des charges). L'interprétation des résultats de l'étude dépend de la qualité des essais et de la compétence du géotechnicien

Les fondations superficielles peuvent être réalisées de deux manières :

- soit au voisinage de la surface, en respectant les conditions de mise hors-gel ou hors sécheresse du sol d'assise.
- soit à des profondeurs variables suivant les caractéristiques du terrain ou l'existence de sous-sol.

V- 1-1- Description d'une fondation superficielle:

Les fondations superficielles appelées aussi fondations directes, transmettent les efforts directement sur les couches proches de la surface. On les utilise quand les couches géologiques superficielles, sont capables de supporter la construction.

On considère une fondation comme superficielle quand la profondeur D d'encastrement de la fondation par rapport à la surface superficielle de terrain n'excède par quatre ou cinq fois la largeur B du massif de fondation (figure IV-16)

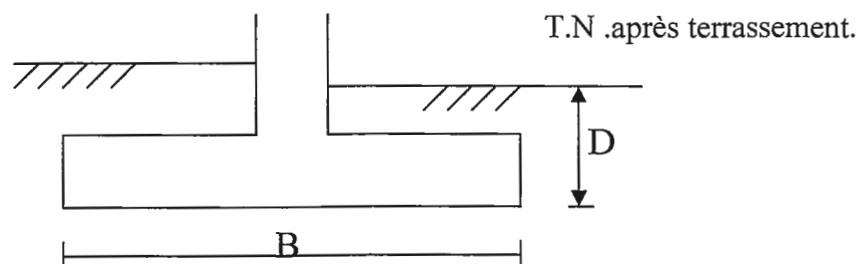


Figure IV-16 : Coupe schématique d'une fondation superficielle

V-1-2- Calcul de la capacité portante des fondations superficielles:

Les procédés pratiques de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle peuvent être classés en deux grandes catégories selon les paramètres géotechniques requis:

- La première, d'origine semi empirique ou empirique, est basée sur les essais in situ. Les formules de la capacité portante sont, en général, issues des observations du comportement des fondations, en corrélation avec les paramètres des essais in situ.
- La deuxième, d'origine théorique, est la plus ancienne, et considère le sol comme un matériau rigide, plastique, obéissant aux critères de rupture de MOHR- COULOMB.

Les paramètres géotechniques requis pour le calcul sont: La cohésion C , l'angle de frottement interne φ , et le poids volumique du sol.

V-1-2-1- Calcul de la capacité portante à partir des essais D.P.T:

Sanglerat (1965) a recommandé, pour l'évaluation de la contrainte admissible pour une fiche de la fondation au moins égale à la largeur de la fondation, dans les sols pulvérulents ou purement cohérents de prendre : $Q_{ad} = Rd \text{ min} / 20$ avec un coefficient de sécurité égale à quatre (04)

Où:

- Q_{ad} : contrainte admissible de la fondation superficielle.
- $Rd \text{ min}$: résistance dynamique minimal de pointe sur une couche d'épaisseur pratique de l'ordre de $(3B)$ sous la fondation.

●Exemple de calcul sondage N°09:

On a :

$$Q_{ad} = Rd \text{ min} / 20$$

- $Rd \text{ min}$: résistance dynamique minimale de pointe sur une couche d'épaisseur pratique de l'ordre de $(3B)$ sous la fondation. qui correspond à $(1,5.3=4.5\text{m})$

Donc selon le résultat de pénétration dynamique concernant l'essai N°09, on va y avoir que:

$$Rd \text{ min} = 32 \text{ bars}$$

$$Q_{ad} = 32 / 20. \quad Q_{ad} = 1.6 \text{ bars}$$

- ❖ Les valeurs de la contrainte admissible obtenues pour des niveaux d'ancrage pris entre 1.5 et 3m, de profondeur sont reportées pour chaque essai sur le tableau IV-5 ci après

Oad (bars) N°d'essai	Ancrage D			
	1.5	2	2.5	3
P1	1	1	1.1	1.7
P2	4.5	refus	refus	refus
P3	1	1	1.2	4.6
P4	5.6	refus	refus	refus
P5	1.25	3.4	3.4	4.6
P6	0.6	1.3	1.6	2.4
P7	1.5	3.6	4	4
P8	1	3.4	3.4	4.6
P9	0.6	1.6	3.4	4.4
P10	0.8	1.7	2.5	2.7
P11	0.7	2	2.8	6
P12	2.3	5.5	7	8
P13	0.6	0.6	0.6	1
P14	1	3	4	4
P15	1.3	1.65	2	2
P16	0.6	0.6	0.6	0.6
P17	2.3	3	4.2	6.6
P18	0.4	1	1.75	3
P19	2.8	3.3	7	8.5
P20	0.5	1	1.5	2.3
P21	2.8	5	6	7.2
P22	1.55	2	3.4	3.4
P23	1	4.4	4.8	6.6
P24	0.3	1.6	1.8	2.3
P25	1.15	3	3	3

Tableau IV-5 : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique

• Présentation graphique des résultats:

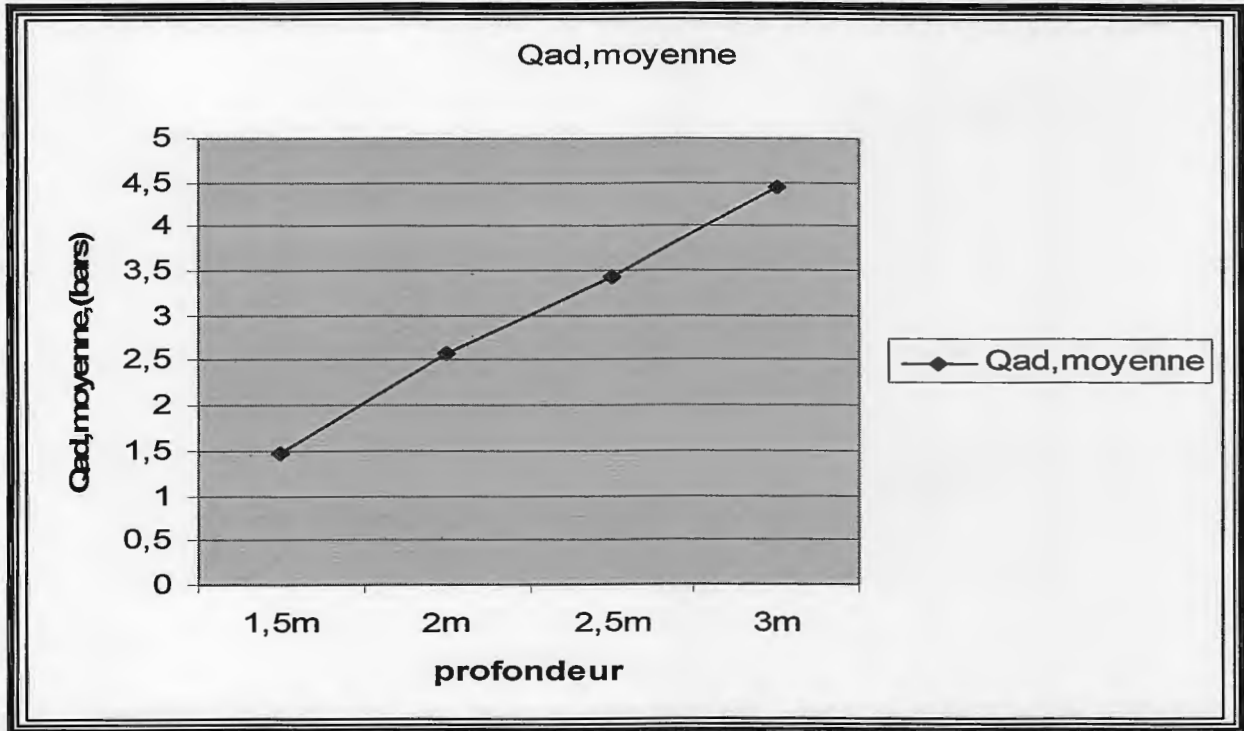


Figure IV-17: Diagramme illustrant le changement de contrainte admissible par rapport à la profondeur d'ancrage.

Remarque: marquons que la contrainte admissible évolue progressivement avec la profondeur sauf la partie extrême Sud-Ouest du POS.

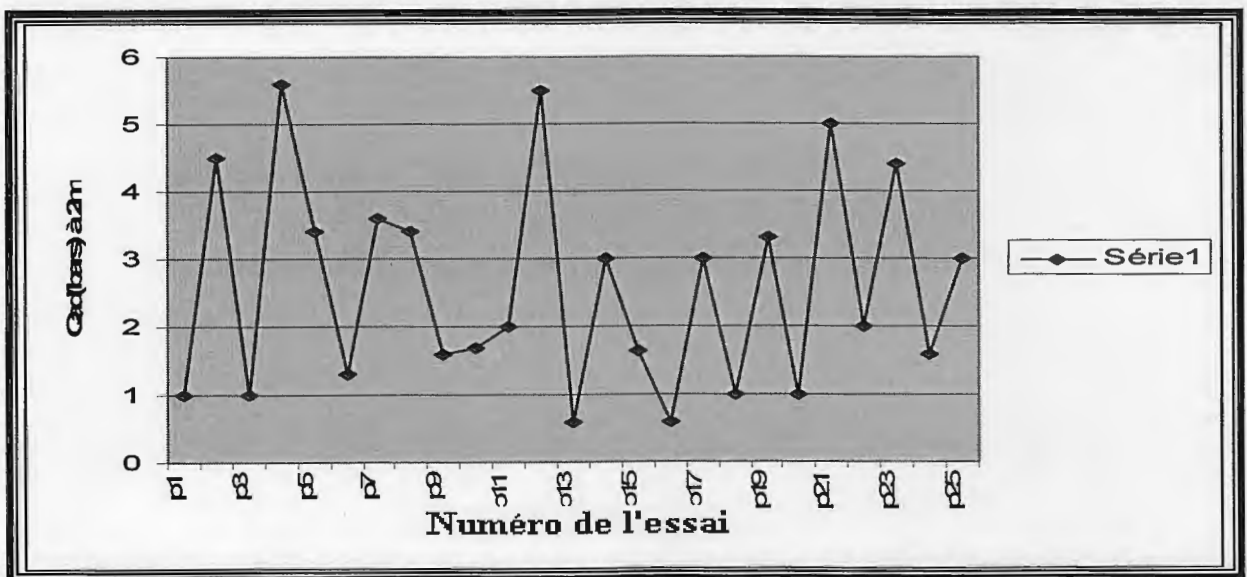


Figure IV-18: Diagramme illustrant les valeurs de la contrainte admissible pour une profondeur d'ancrage correspondant à 2m.

V-1-2-2- Calcul de la capacité portante à partir des résultats des essais de laboratoire:

Le calcul par la méthode classique (basé sur les résultats des essais de laboratoire) considère une fondation à base horizontale, encadrée dans un sol homogène et supportant une charge verticale centrée.

En Algérie le D.T.U.13.12 est encore en vigueur:

- pour une semelle carrée:

$$Q_{ad} = \gamma_1 \cdot D + \frac{P \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot (N_q - 1) + 1,3 \cdot C \cdot N_c}{F_s}$$

- pour une semelle filante:

$$Q_{ad} = \gamma_1 \cdot D + \frac{P \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot (N_q - 1) + 1,3 \cdot C \cdot N_c}{F_s}$$

γ_1 : poids volumique apparent du sol au-dessus de la fondation (T/m^3)

γ_2 : poids volumique apparent du sol au-dessous de la fondation (T/m^3)

D : Ancrage de la fondation (m).

P : Rayon moyen = surface de la semelle / périmètre de la semelle.

$$P = 0,5 B / (1 + B/L)$$

B, L : dimension de la fondation, largeur et longueur (m).

C : cohésion du sol (T/m^2)

N_γ, N_q, N_c : coefficients dépendants de l'angle de frottement interne du sol " φ " avec:

N_γ : facteur de portance du aux poids des terres.

N_q : facteur de portance du à la surcharge.

N_c : facteur de portance du à la cohésion.

Les tableaux : extraits du DTU 13.12 regroupe les valeurs des facteurs de portances en fonction de (φ).

F_s : coefficient de sécurité pris égal à 3

φ^0	N_γ	N_q	N_c		φ^0	N_γ	N_q	N_c		φ^0	N_γ	N_q	N_c
0	0,00	1,0	5,14		24	8,97	9,60	19,3		40	113,0	64,2	75,4
5	0,00	1,56	6,47		25	10,4	10,7	20,7		41	133,0	73,9	83,9
10	1,00	2,49	8,45		26	12,0	11,8	22,2		42	164,0	85,4	93,7
11	1,20	2,71	8,80		27	13,9	13,2	24,0		43	199,0	99,0	105,0
12	1,43	2,97	9,29		28	16,1	14,7	25,8		44	244,0	115,0	118,0
13	1,69	3,26	9,80		29	18,8	16,4	27,9		45	297,0	135,0	135,0
14	1,99	3,59	10,4		30	21,8	14,8	30,1		46	366,0	159,0	152,0
<u>15</u>	2,33	3,94	11,0		31	25,5	20,6	32,7		47	455,0	187,0	174,0
16	2,72	4,33	11,6		32	29,8	23,2	35,5		48	570,0	223,0	199,0
17	3,14	4,77	12,3		33	34,8	26,1	38,7		49	718,0	265,0	230,0
18	3,69	5,25	13,1		34	40,9	29,4	42,2		50	914,0	319,0	267,0
19	4,29	5,80	13,9		35	48,0	33,3	46,1					
20	4,97	6,40	14,8		36	56,6	37,8	50,6					
21	5,76	7,07	15,8		37	67,0	42,9	55,7					
22	6,68	7,83	16,9		38	79,5	48,9	61,4					
23	7,73	8,66	18,1		39	94,7	56,0	67,9					

Tableau IV-6: Valeurs des facteurs de portance en fonction de (φ)

Exemple de calcul: sondage n° 02:

$\gamma_1 = \gamma_2 = 2,17 \text{ T/m}^3$

$D = 2 \text{ m}$

$B = 1,5 \text{ m}$

$F_s = 3$

$C = 0,86 \text{ bars} = 8.6 \text{ T/m}^2$

$\varphi = 15^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 2.33 \\ N_q = 3.94 \\ N_c = 11 \end{cases}$

❖ Pour une semelle carrée:

$$p = \frac{0,5 B}{1 + \frac{B}{L}} \Rightarrow p = \frac{0,5 \times 1,5}{1 + 1} = 0,375$$

$$Q_{ad} = \gamma_1 \cdot D + \frac{P \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot (N_q - 1) + 1,3 \cdot C N_c}{F_s}$$

$$Q_{ad} = 2,17 \cdot 2 + \frac{(0,375 \cdot 2, 17,2, 33) + (2,17,2 (3,94-1)) + (1,3 \cdot 8,6 \cdot 11)}{3}$$

$$Q_{ad} = 50,21 \text{ T/m}^2 = 5,021 \text{ bars}$$

❖ Pour une semelle filante:

On a $\frac{L}{B} > 5$ on pose $\frac{L}{B} = 10 \Rightarrow L = 15 \text{ m}$

$$p = \frac{0,5 B}{1 + \frac{B}{L}} \Rightarrow p = \frac{0,5 \times 1,5}{1 + 1,5/15} = 0,68$$

$$Q_{ad} = \gamma_1 \cdot D + \frac{P \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 (N_q - 1) \cdot D \cdot CN_c}{3}$$

$$Q_{ad} = 2,17 \cdot 2 + \frac{(0,68 \cdot 2, 17,2, 33) + (2,17,2 (3,94-1)) + (8,6 \cdot 11)}{3}$$

$$Q_{ad} = 41,27 \text{ T/m}^3 = 4.127 \text{ bars}$$

❖ Les résultats obtenus pour des semelles carrées et filantes ancrées à 2 m de profondeur pour les différents sondages, sont transcrits sur le tableau:

Sondage	Type de fondation (B=1.5m)	Ancrage	Qad (bars)
S2	Carré	2	5.02
	Filante	2	4.12
S3	Carré	2	5.26
	Filante	2	4.6
S4	Carré	2	4.66
	Filante	2	4.53
S5	Carré	2	4
	Filante	2	3.71

Tableau IV-7: Valeurs des capacités portantes calculent à partir des essais de laboratoire

V-1-2- 3- Calcul des tassements:

On dénomme tassement, la déformation verticale d'un sol soumis à des charges extérieures (fondation, remblai...). La part la plus importante des tassements est généralement due à la compressibilité des sols, c'est-à-dire au fait qu'ils peuvent diminuer de volume .

Pour le calcul des tassements du sol étudié, nous avons utilisé la formule suivante:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

Avec:

$$\Delta e = e_0 - e_f$$

e_0 : indice des vides initial correspondant: σ_{v0}

e_f : indice des vides final correspondant : $\Delta\sigma_v + \sigma_{v0}$

ΔH : tassement total (cm).

H : hauteur de la couche concerné par le tassement.

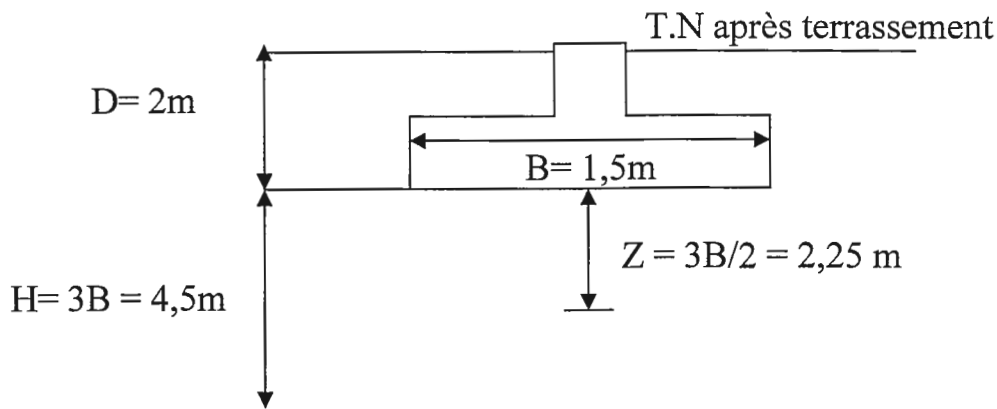
Δe : variation de l'indice des vides.

σ_{v0} : contrainte vertical initial moyenne du sol à une profondeur donnée:

$$\sigma_{v0} = \sum \gamma_i h_i$$

$$\Delta\sigma_z = (q.L.B) / (L + Z).(B + Z)$$

$\Delta\sigma_z$: Accroissement de la contrainte vertical a une profondeur donnée



Exemple de calcul: sondage N° 2

$$\Delta H = H. \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

$$\sigma_{v0} = \sum \gamma_i h_i$$

$$\sigma_{v0} = (2,17. 2) + (2,19. 2,25) = 9,26 \text{ T/m}^2$$

$$q = Q_{ad} = 1,6 \text{ bars} = 1,6\text{T/m}^2$$

- pour une semelle carrée:

$$B = 1,5\text{m} \quad , \quad L = 1,5\text{m}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{q L B}{(Z + B)(L + Z)} = \frac{16 \times 1,5 \times 1,5}{(2,25 + 1,5)(2,25 + 1,5)} = \frac{101,25}{14,06}$$

$$\Delta\sigma_z = 2,56 \text{ T/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{v0} + \Delta\sigma_z &= 9,26 \text{ T/m}^2 + 2,56 \text{ T/m}^2 = 11,82 \text{ T/m}^2 \\ &= 1,18 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 0,491 \\ e_f = 0,475 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta e = 0,016$$

$$\Delta H = \frac{0,016}{1,491} \times 4,5 \text{ m} = 0,048 \text{ m} = 4,8 \text{ cm}$$

- pour une semelle filante: $L = 15 \text{ m}$

$$\Delta\sigma_z = \frac{q L B}{(Z + B)(L + Z)} = \frac{16 \times 15 \times 1,5}{(2,25 + 1,5)(15 + 2,25)} = \frac{360}{64,68}$$

$$= 5,56 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{v0} + \Delta\sigma_z = 9,26 + 5,56 = 14,82 \text{ T/m}^2 = 1,482 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 0,491 \\ e_f = 0,471 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta e = 0,02$$

$$\Delta H = \frac{0,02}{1,491} \times 4,5 \text{ m} = 0,06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

$$\Delta H = 6 \text{ cm}$$

❖ Les autres résultats des tassements sont représentés aux tableaux suivants:

sondage	Ancrage	Semelle	Qad	Tassement (cm)
S2	2	Carré	1.6	4.8
		Filante	1.6	6
S3	2	Carré	3	3.5
		Filante	3	5.8
S4	2	Carré	5	4.9
		Filante	5	7.1
S5	2	Carré	3	2.4
		Filante	3	4.2

Tableau IV-8 : Valeurs des tassements admissibles sous les fondations.

Conclusion :

Suivant les résultats obtenus à partir des essais in situ, nous donnons comme solution d'assise des fondations superficielles type semelles filantes de largeur 1.5m.

Sondage		SO2	SO2	SO2	SO3	SO3
profondeur		1.5/1.9	3.5/3.9	3.9/4.10	3.3/3.9	7.4/7.7
densité sèche	$\gamma_d(t/m^3)$	1.83	1.90	2.14	1.87	1.88
Teneur en eau	$W(\%)$	17.9	14.8	9.5	14.6	14.2
Degré de saturation	$S_r(\%)$	100	95	100	90	88
Densité humide	$\gamma_h(t/m^3)$	2.17	2.19	2.35	2.15	2.15
granulométrie	5mm	100	100	100	100	100
	2mm	100	100	100	100	100
	0.08mm	89	87	49	98	98
sédimentometrie	20 μ m	75	75	43	85	86
	2 μ m	23	14	11	25	30
Limites d'Atterberg	WL(%)	51	46	46	50	48
	IP	29	20	25	27	25
Indice de consistance	IC	1.14	1.56	1.46	1.31	1.35
Résultats oedometriques	PC(bar)	2.93	2.99	—	—	1.89
	Ct	0.083	0.106	—	—	0.079
	Cg	0.028	0.031	—	—	0.030
cisaillement rectiligne	Type d'essai	Cis CU	—	—	Cis CU	Cis CU
	C(bar)	0.86	—	—	0.45	0.54
	$\Phi(^{\circ})$	15	—	—	23	25

Sondage		SO4	SO4	SO4	SO5	SO5
profondeur		3.9/4.1	4.9/5.2	6.4/6.8	5.5/5.9	8.7/8.9
densité sèche	γ_d (t/m ³)	1.88	1.92	1.80	1.80	1.89
Teneur en eau	W(%)	15.8	15.2	18.1	17.5	14.0
Degré de saturation	Sr(%)	100	100	98	95	89
Densité humide	γ_h (t/m ³)	2.18	2.21	2.13	2.12	2.16
granulométrie	5mm	100	100	100	100	100
	2mm	100	100	100	100	100
	0.08mm	94	94	98	96	95
sédimentometrie	20 μ m	76	74	84	84	84
	2 μ m	16	16	20	20	28
Limites d'Atterberg	WL(%)	51	51	48	48	45
	IP	28	29	24	26	21
Indice de consistance	IC	1.26	1.23	1.24	1.17	1.48
Résultats oedometriques	PC(bar)	2.86	2.66	—	3.59	1.38
	Ct	0.063	0.076	—	0.089	0.103
	Cg	0.018	0.024	—	0.023	0.031
cisaillement rectiligne	Type d'essai	Cis CU	Cis CU	—	—	Cis CU
	C(bar)	0.20	1.18	—	—	0.25
	Φ (°)	27	27	—	—	24

Tableau IV-9: Tableau montre une Synthèse des essais de laboratoire

VI-ETABLISSEMENT DES CARTES ISO-VALEURS A L'AIDE DE LOGICIEL SURFER:**VI-1-Présentation de logiciel Surfer:**

Surfer est un logiciel de représentation cartographique en 3D. Ce dernier permet la création de plusieurs types de graphiques.

Surfer convertit rapidement les données en cartes et surfaces, il permet de contrôler toutes les options graphiques et d'obtenir exactement le résultat voulu .

- ✓ Courbes de niveaux, Surfaces 2 D et 3D
- ✓ Affichage de points sur une carte
- ✓ Analyse spectrale
- ✓ Langage de macros
- ✓ Importation de fonds de cartes géographiques
- ✓ Superposition de graphiques sur des fonds de cartes
- ✓ Feuille de travail et fonctions de type tableur
- ✓ Fonctions d'importation (Excel, Lotus)
- ✓ Fichiers de données de taille illimitée
- ✓ Calculs de surfaces et de volumes.

Surfer pour Windows est un outil de tracés de contours et de surfaces en 2D et 3D .

www.logilabo.com

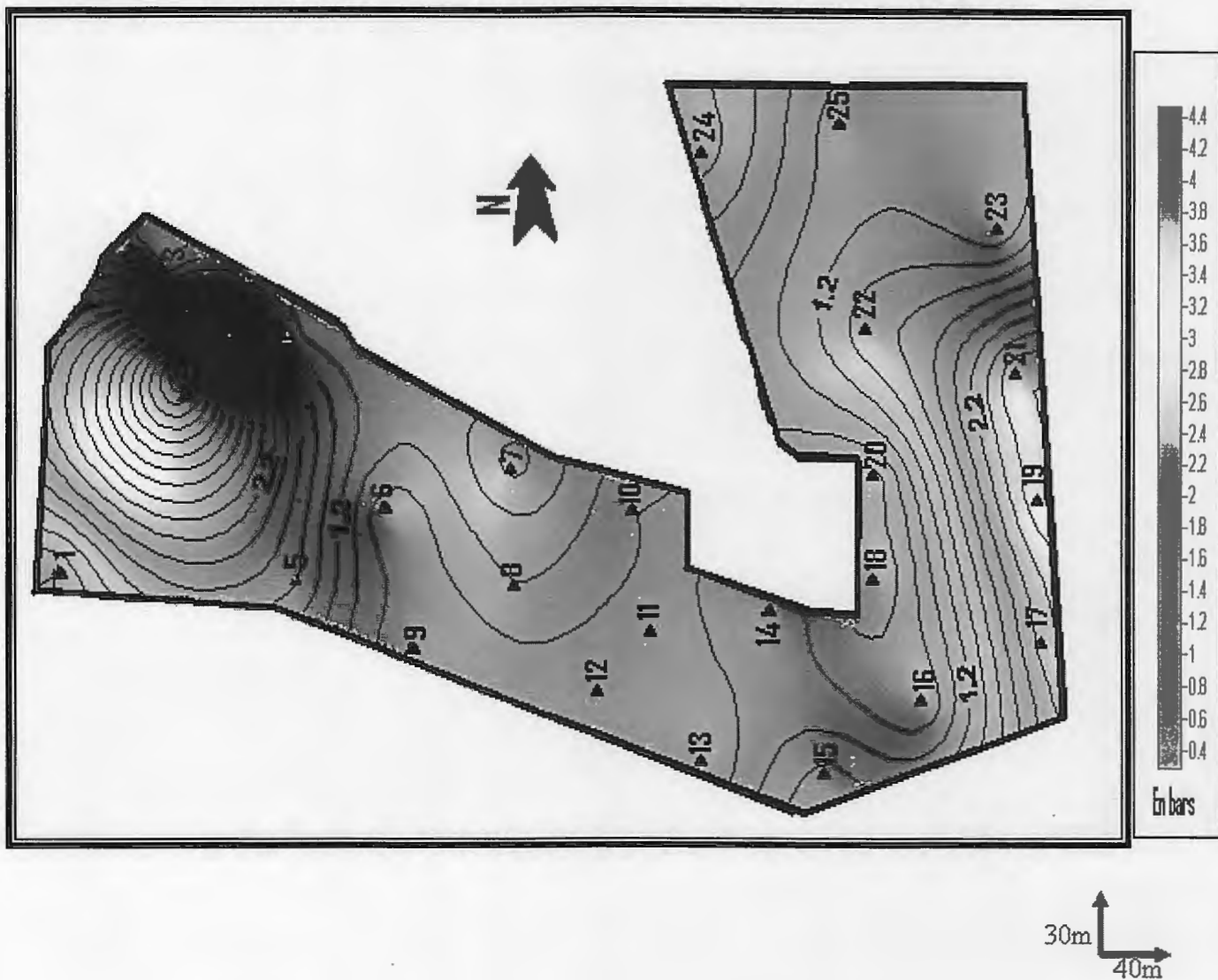


Figure IV-19: Carte d'iso-valeurs de la contrainte admissible pour un ancrage D=1.5 (Qad calculé à partir des essais DPT)

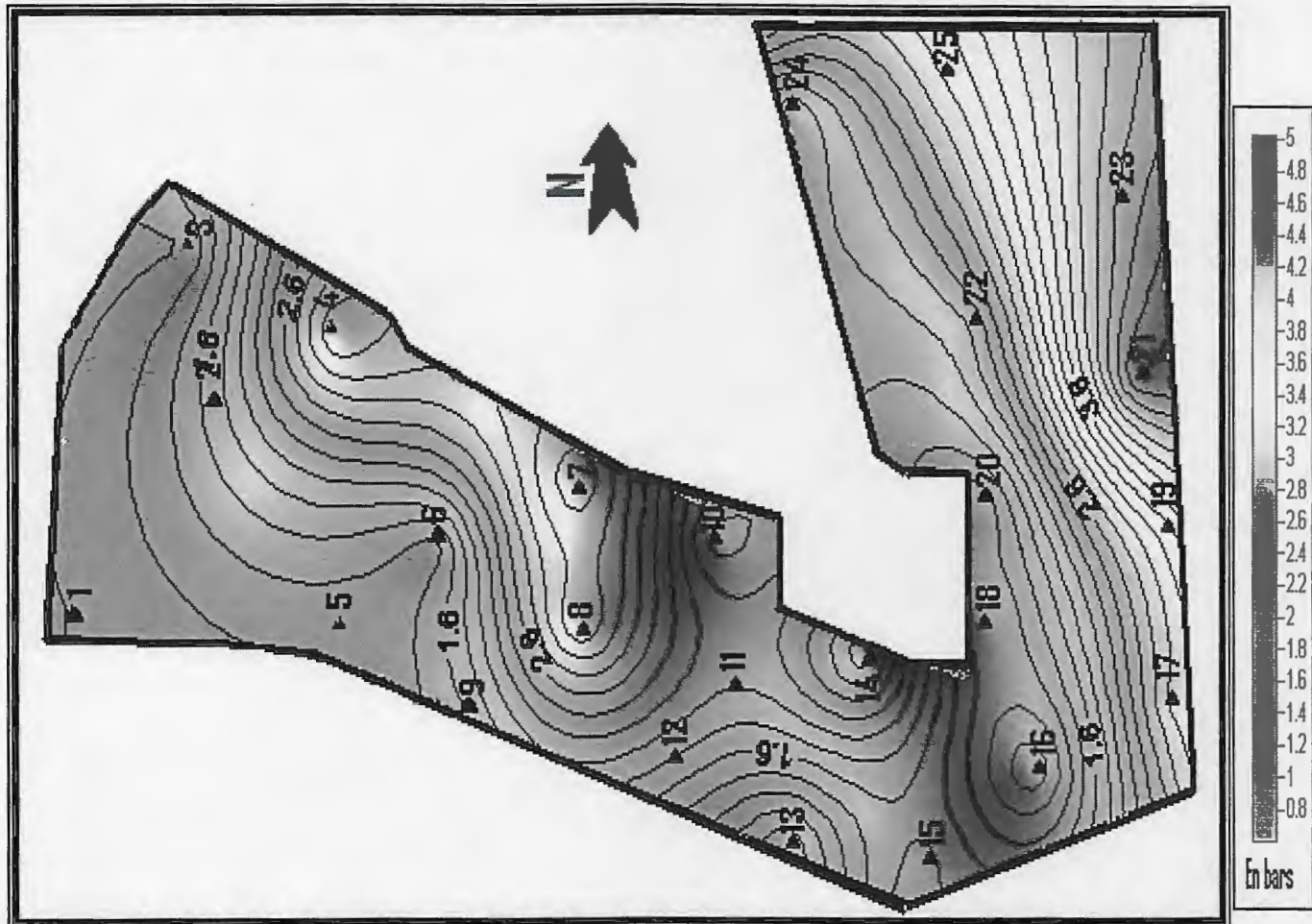


Figure IV-20: Carte d'iso-valeurs de la contrainte admissible pour un ancrage $D=2$ m (Q_{ad} calculé à partir des essais DPT)

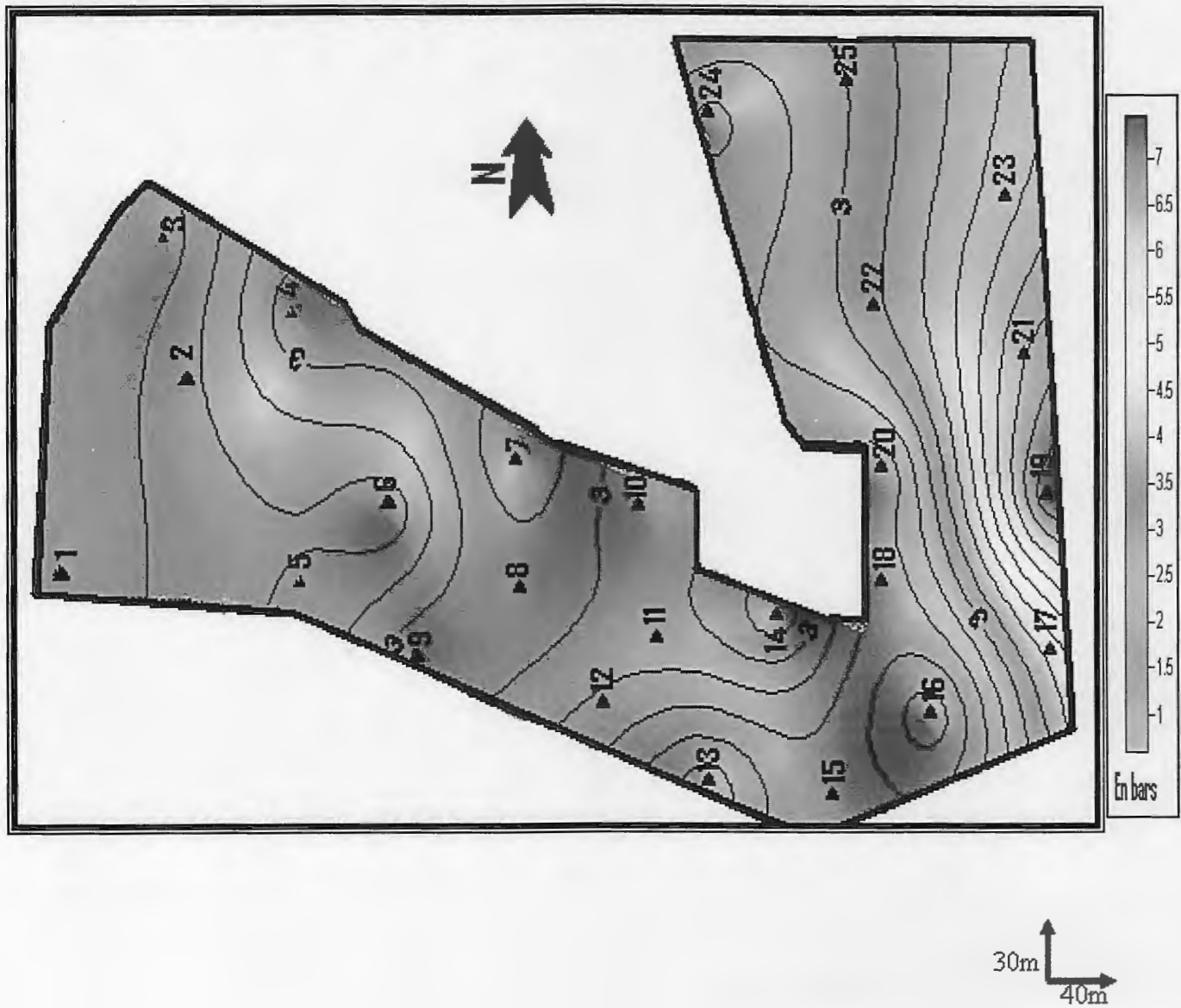


Figure IV-21: Carte d'iso-valeurs de la contrainte admissible pour un ancrage D=2.5 (Qad calculé à partir des essais DPT)

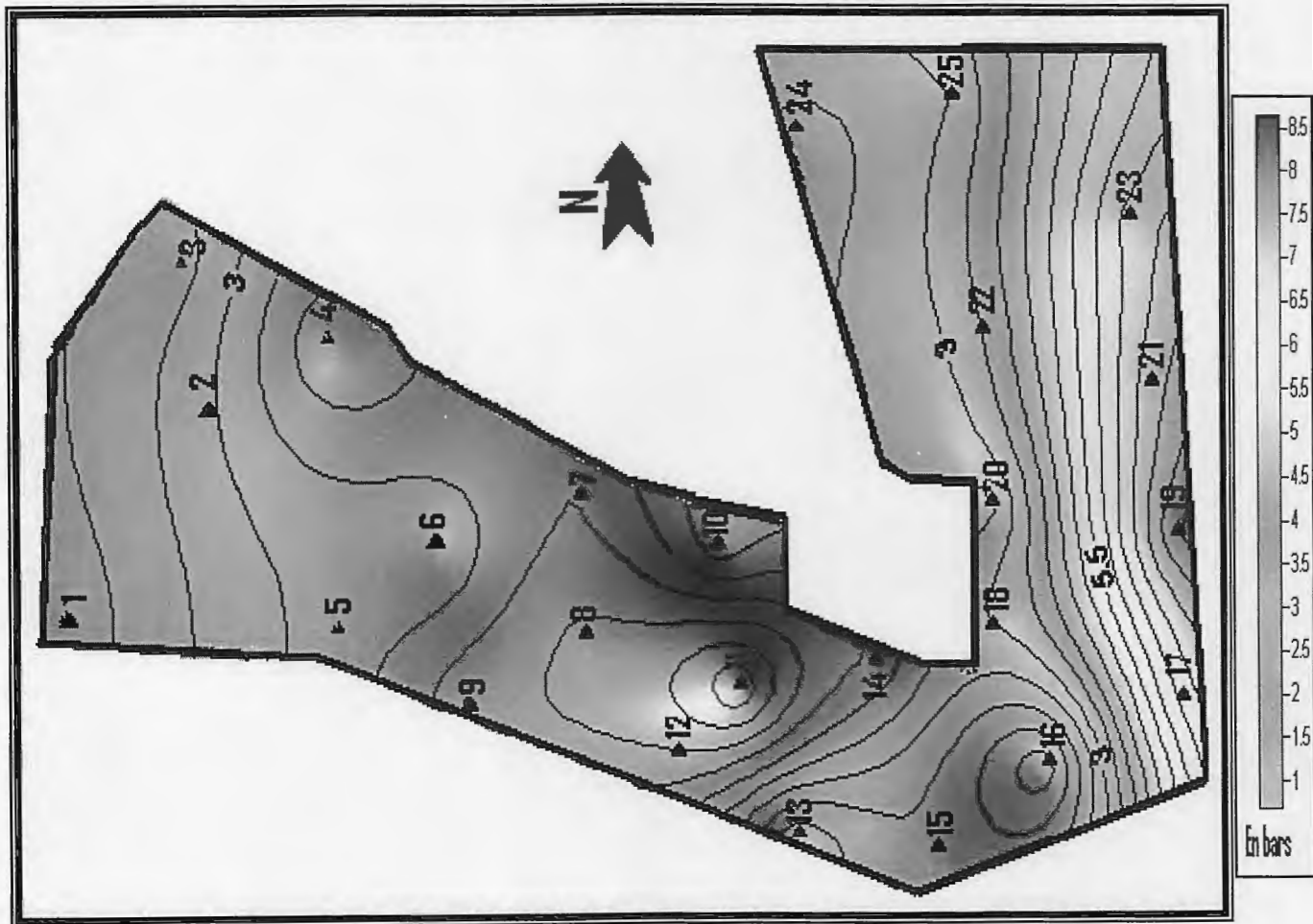


Figure IV-22: Carte d'iso-valeurs de la contrainte admissible pour un ancrage D=3 m (Qad calculé à partir des essais DPT)

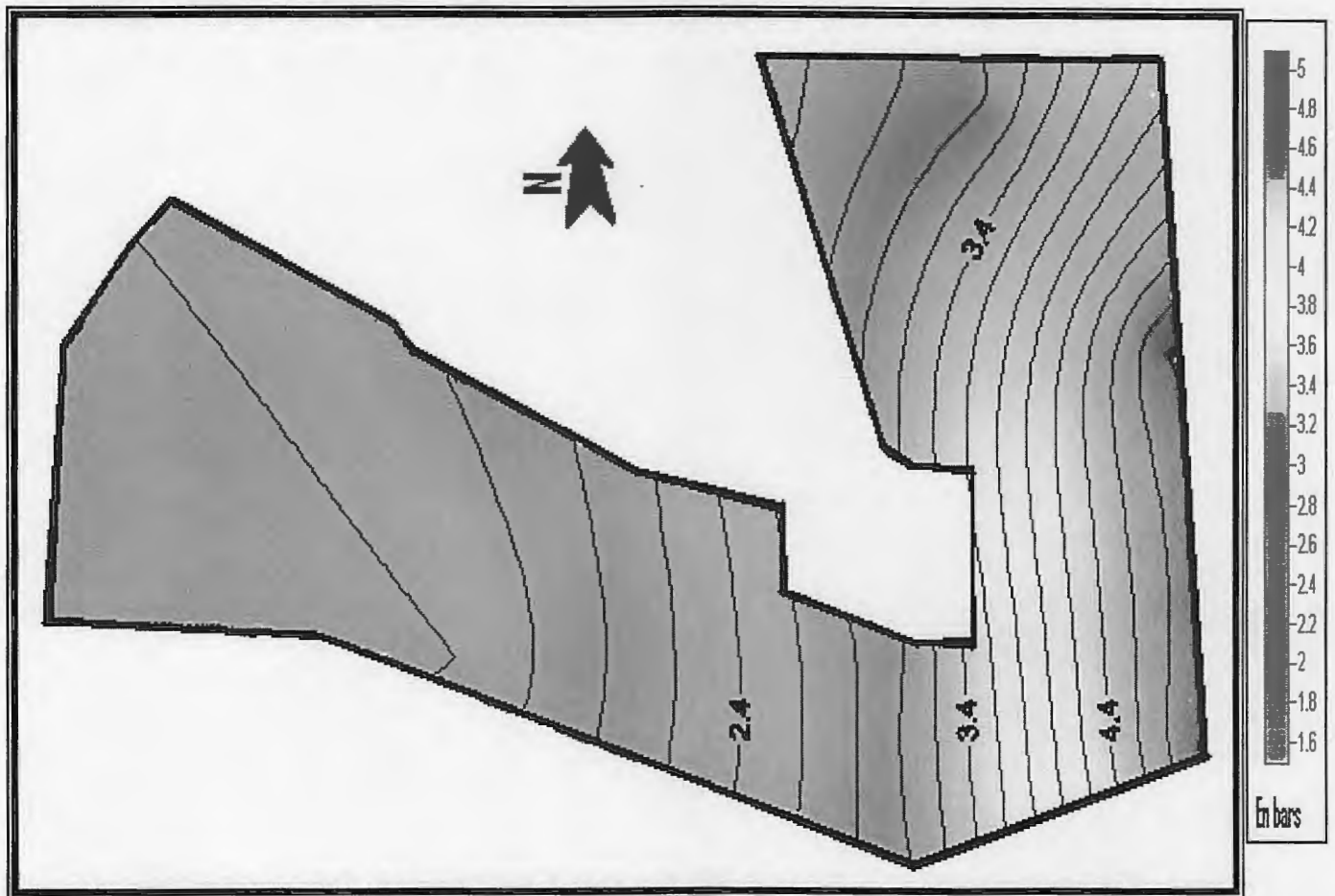


Figure IV-23: Cartes iso-valeur de la contrainte admissible pour les deux semelles filante et carrée à une profondeur de 2 m (Qad calculé à partir des essais DPT)

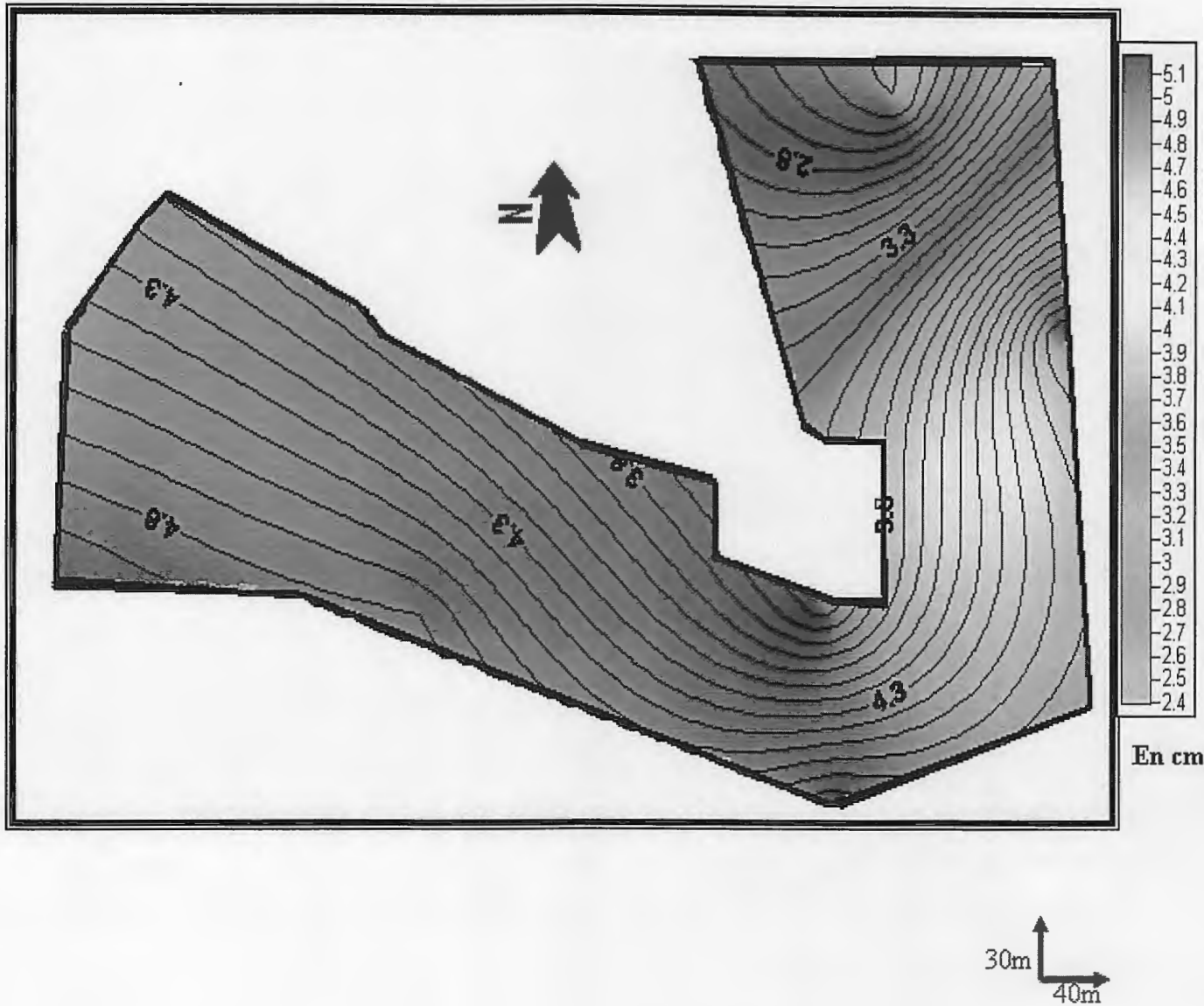


Figure IV-24: Carte iso-valeurs des tassements d'une semelle carrée pour un ancrage de 2 m

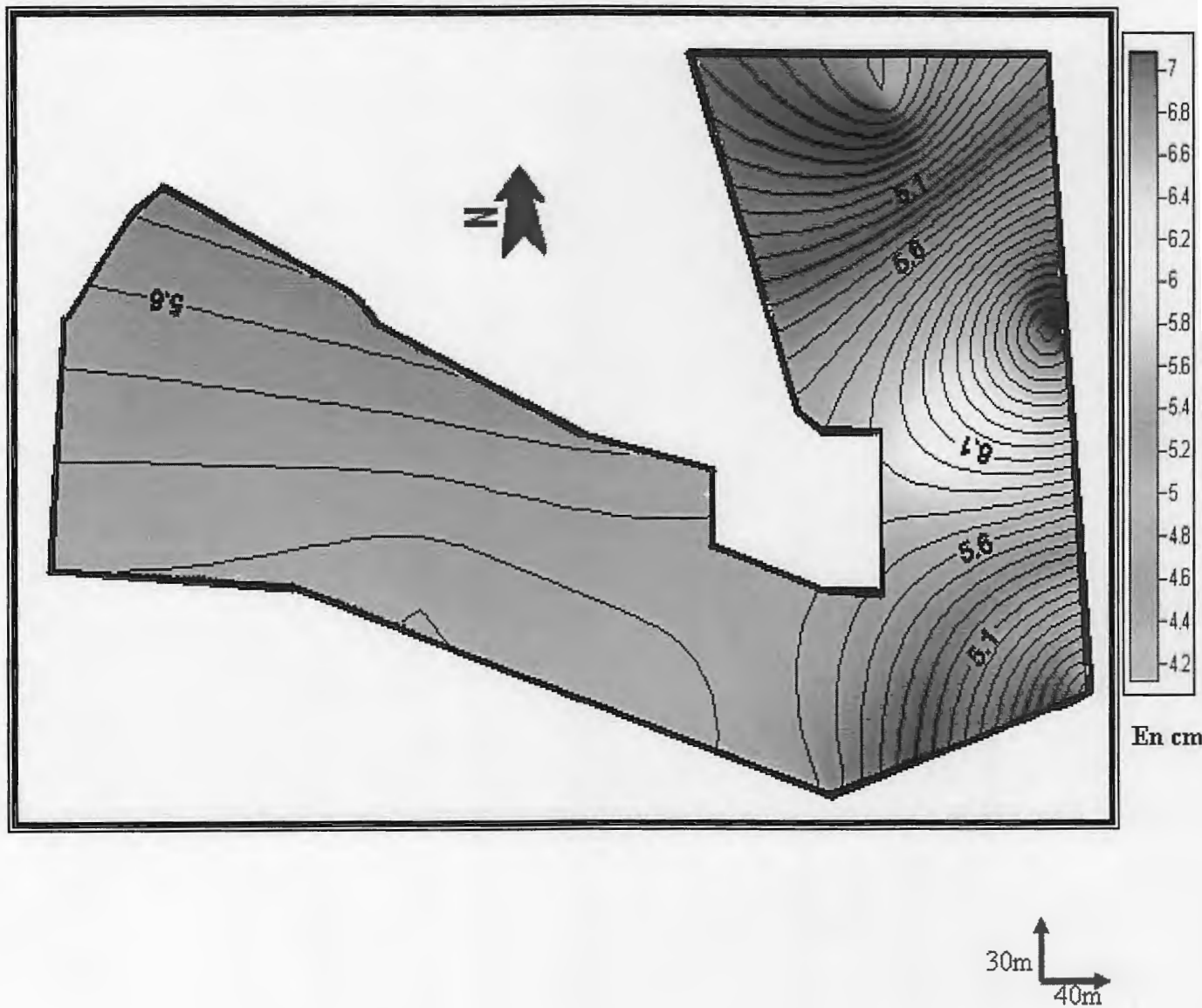


Figure IV-25: Carte iso-valeurs des tassements d'une semelle filante pour un ancrage de 2 m

VII- ETUDE DE STABILITE DU SOL:

Les deux causes principales d'instabilité du sol sont le tassement et le glissement, Les soulèvements sont plus rares.

VII-1- Les tassements :

Le sol est un matériau compressible, lorsqu'une charge est appliquée à sa surface, le sol se déforme, Sous l'action d'une charge, le sol se consolide: son indice de vides décroît pour se stabiliser à une valeur fonction de la charge appliquée.

Le tassement est la déformation verticale vers le bas (vers le haut, c'est un gonflement). Les tassements sont dangereux pour les constructions qui s'affaissent ou basculent quand les tassements sont différentiels.

Les tassements subis par le sol sous l'effet d'une contrainte sont dus à 3 phénomènes:

- l'évacuation de l'eau et de l'air contenus
- la compression de l'air contenu.
- la compression des grains solides du sol

VII-2- Les glissements de terrain:

VII-2-1-Définition de ce phénomène:

Les glissements de terrain sont des déplacements lents ou rapides (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane. Les coulées de boues résultent de l'évolution des glissements et prennent naissance dans leur partie aval. Ce sont des mouvements rapides d'une masse de matériaux remaniés.

VII-2-2- les différents types de glissement:

Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements :

- **Glissement plan** : mouvement le long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux.
- **Glissement circulaire ou rotationnel** : surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué, le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées .

- **Glissement quelconque** : 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.

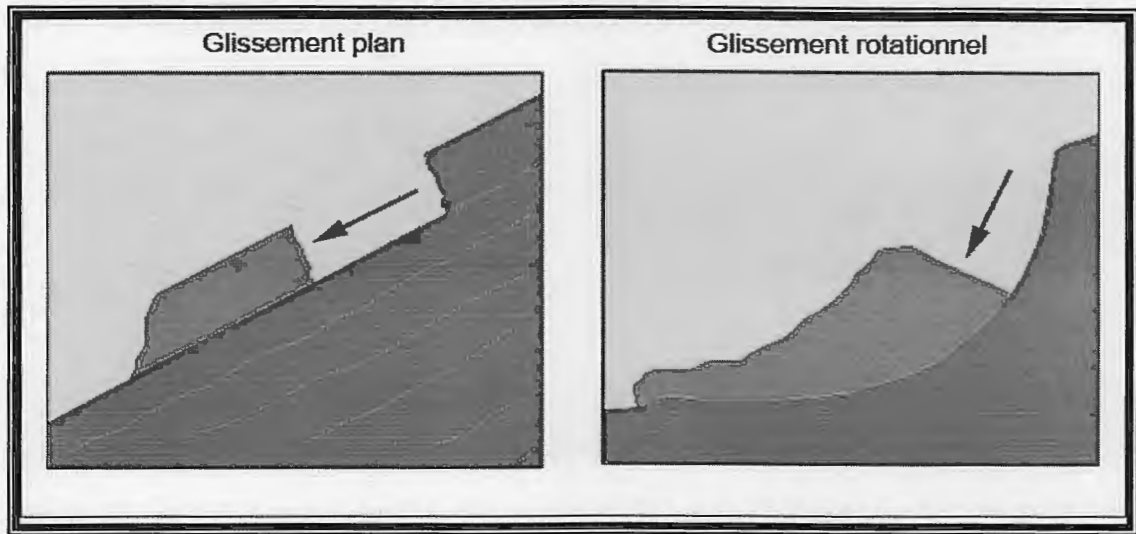


Figure IV-26 : Les deux types de glissements de terrain (<http://www.gc.iut-nimes.fr>)

VII-2-3- Les caractéristiques d'un glissement:

Dans sa partie amont, par des niches d'arrachement ou crevasses, principales et latérales, avec brusque rupture de pente (pente concave), et dans sa partie aval, par un bourrelet de pied (ou frontal) à pente convexe. La poussée exercée par le bourrelet de pied se marque fréquemment par un tracé anormal des cours d'eau en aval, Par une surface topographique bosselée (ondulations, dissémination de blocs de forte taille,...) (<http://www.brgm.fr>)

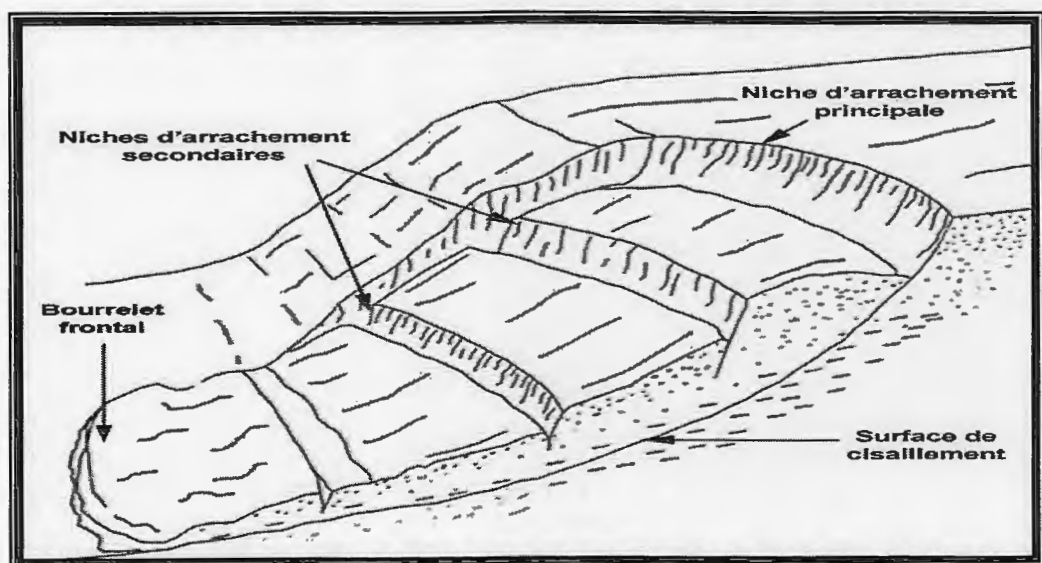


Figure IV-27: Structure d'un glissement de terrain rotationnel

VII-2-4-Les causes du phénomène:

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roche marneuses ou schisteuse, formations tertiaires altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques. La saturation des terrains en eau (présences de sources, fortes précipitations, fonte des neiges brutales) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes. (www.irma-grenoble.com)

VII-2-5- Les effets du phénomène:

Du fait des fissures, des déformations et des déplacements en masse, les glissements peuvent entraîner des dégâts importants aux constructions. Dans certains cas, ils peuvent provoquer leur ruine complète (formation d'une niche d'arrachement, poussée des terres incompatible avec la résistance mécanique de leur structure).

L'expérience montre que les accidents de personnes dus aux glissements et coulées sont peu fréquents, mais possibles. (www.irma-grenoble.com)

VII-3-Calcul de stabilité vis-à-vis du glissement de terrain :**VII-3-1-Hypothèse de calcul :**

Il est en principe deux possibilités pour calculer la stabilité d'une pente, la première, considère que la masse instable forme un bloc rigide et que le sol a un comportement rigide – plastique, et donc, qu'à la rupture tous les points de la masse stable atteignent en même temps leur seuil de rupture. C'est la méthode de calcul à la rupture. La seconde possibilité est l'application de la méthode des éléments finis en choisissant une loi de comportement complexe.

Parmi les méthodes de calcul à la rupture, on a :

- Les méthodes globales qui ne conviennent que pour des profils de talus simple en sol homogène et isotrope.
- Les méthodes par tranches, qui sont plus souples, le talus est partagé en tranches verticales, profile de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, la ligne de glissement quelconque.

Cette dernière s'appelle aussi « méthode suédoise » due à **Petterson** (1916) développée pour les ruptures circulaires par **Fellenius** en 1927, perfectionnée par la suite par **Bishop** en 1954, enfin aux ruptures non circulaires par **Nonveiller** en 1965.

VII-3-2- Stabilité en rupture circulaire avec coefficient de sécurité globale :

A-Méthode des tranches de Fellenius :

A-1-En absence de nappe :

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, est on néglige totalement les efforts inter tranches, qui se divisent en efforts verticaux V_n et V_{n+1} et horizontaux H_n et H_{n+1} . Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sol de caractéristiques différentes : C_i, φ_i, γ_i .

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement (F_s), est défini comme suit :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}}$$

Soit un cercle quelconque de centre « O » et de rayon « R ».

Cette méthode consiste à diviser le volume concerné dans l'arc E M F en une série de tranches verticales (Figure. IV-28). (Philipponnat. Bertrand.2003)

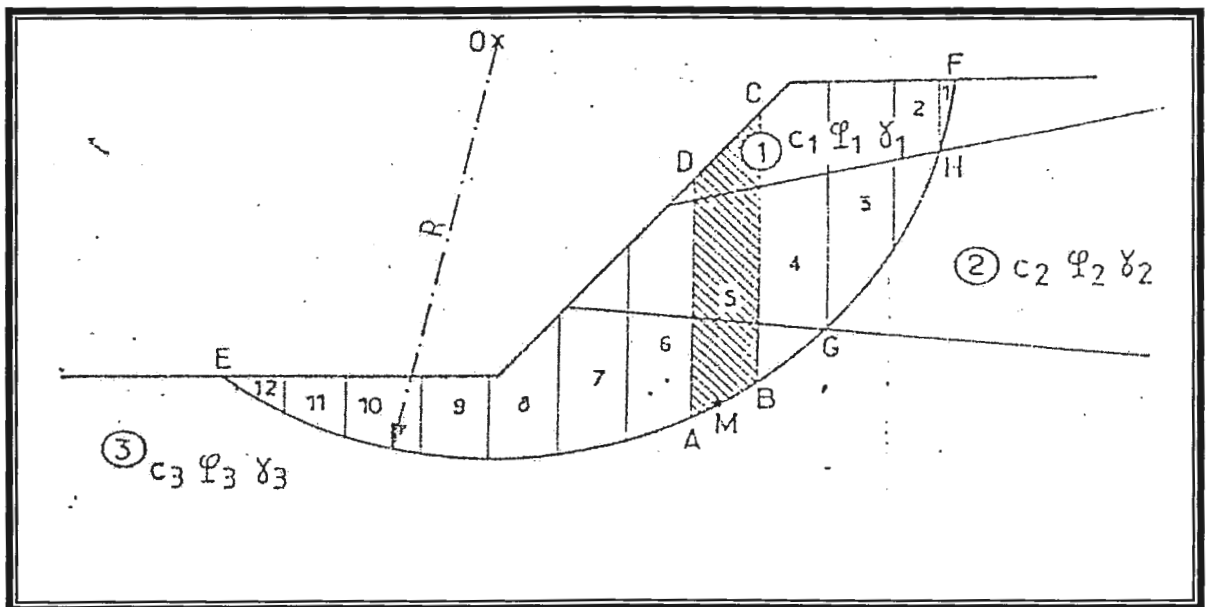


Figure IV-28: Découpage en tranches d'un talus. (Philipponnat. Bertrand.2003). (Ben Aissa .1992)

- Etude de la tranche « A B C D » affectée par l'indice n : (n varie de 1 à 12).

Les différentes forces qui agissent sur cette tranche sont : (Figure IV-29.a)

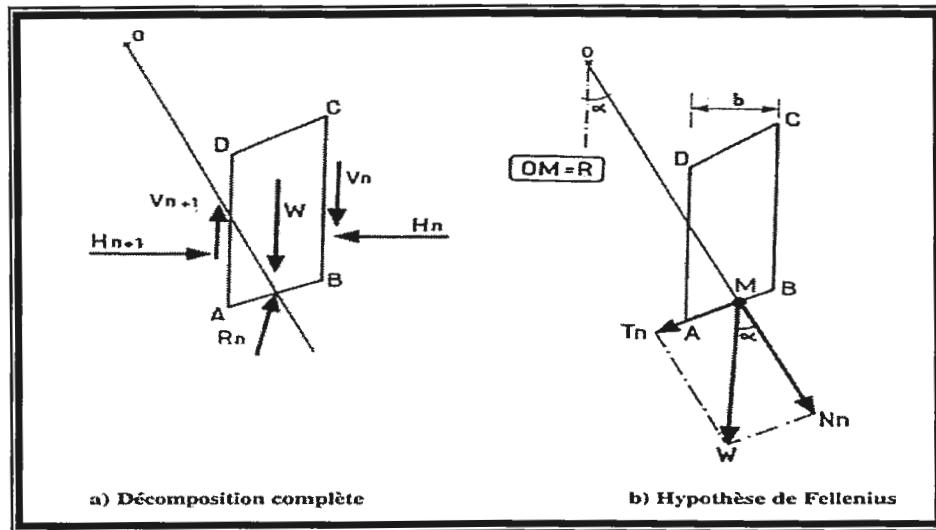


Figure IV-29 : Forces agissantes sur la tranche n.
(Philipponnat. Bertrand.2003)

- W_i : poids de la tranche n. Se décompose en : $\left\{ \begin{array}{l} \text{une force normale } (N_n). \\ \text{Et une force tangentielle } (T_n) \end{array} \right.$

- R_n (force résistante) : résistance du sol due à sa cohésion et son angle de frottement interne.

- Les réactions sur les faces verticales B C et A D décomposées en réactions horizontales : H_n et H_{n+1} , et en réactions verticales V_n et V_{n+1}

Par rapport au centre « O » on a : (Figure : IV-29. b)

a- Moment moteur : Celui du poids des terres, de l'eau interstitielle et des surcharges éventuelles tendant à provoquer le glissement.

b- Moment résistant : Celui des réactions s'opposant au glissement.

Le moment résistant est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle R_n .

D'après **Coulomb** : $R_n = C_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \phi_i$

La somme des moments résistants pour toutes les tranches sera :

$$\sum_{n=1}^{n=m} (C_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \phi_i)$$

Avec : m : nombre total des tranches.

C_i, ϕ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle se trouve AB.

$$\Rightarrow F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [C_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \phi_i]}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} \dots\dots\dots 7-1$$

Avec :

$$\begin{cases} N_n = W \cos \alpha \\ T_n = W \sin \alpha \\ L = AB = b / \cos \alpha \end{cases}$$

La formule 7-1 devient
$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} \left[C_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \text{tg} \phi_i \right]}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \cdot \sin \alpha_i} \dots\dots\dots 7-2$$

Remarque :

Les Paramètres géométriques intervenant dans le calcul de F_s sont :

- b : la largeur des tranches.
- α : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- Et La hauteur de la tranche pour le calcul du poids (W).

A-2- En présence de nappe :

La prise en compte des écoulements est assez délicate. La méthode des tranches de **Fellenius** est appliquée en utilisant l'équation de Coulomb : $\tau = C + (\sigma - U) \cdot \text{tg} \phi$

a- Détermination de la Pression interstitielle : (U)

La pression interstitielle « U » en chaque point du massif de sol se détermine à partir du réseau d'écoulement.

Considérons la tranche A B C D (Fig. : 4-27), la valeur de « U » est donnée sur la figure par :

$U = \gamma_w \cdot Z_w$

Z_w : La distance entre le point M et le point N où l'équipotentielle passant par M recoupe la surface libre.

Par définition de l'équipotentielle, les charges hydrauliques en M et en N sont identiques On a donc $U = (Z_n - Z_m) \gamma_w$

b- Calcul du coefficient de sécurité global :

Soit : W : le poids total de la tranche ABCD, V_1 et V_2 les volumes :

$$W = \gamma_h \cdot V_1 + \gamma_{sat} \cdot V_2$$

N et T : les composantes normale et tangentielle sur l'arc AB du poids W de la tranche ABCD (Figure : IV-30)

La résistance maximale au cisaillement le long de AB est donnée par:

$$C \cdot AB + (N - U \cdot AB) \operatorname{tg} \varphi$$

La somme des moments résistants pour toutes les tranches :

$$\sum_{n=1}^{n=m} [C_i \cdot AB + (N - U \cdot AB) \operatorname{tg} \varphi_i] \Rightarrow F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [C_i \cdot AB + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U \cdot AB) \operatorname{tg} \varphi_i]}{\sum_{n=1}^{n=m} T}$$

La formule devient :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha} + \left(W_i \cdot \cos \alpha - \frac{U \cdot b_i}{\cos \alpha} \right) \operatorname{tg} \varphi \right]}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \cdot \sin \alpha}$$

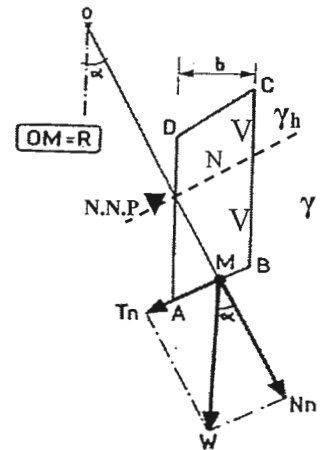


Figure IV-30 : Présence de nappe

B- Méthode des tranches de Bishop simplifiée :

Dans cette méthode, on suppose encore que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires comme celle de **Fellenius**, en on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches H_n et H_{n+1} .

Le coefficient de sécurité F_s s'écrit comme suit :

B-1- En absence de nappe :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [C_i \cdot b_i + W_i \operatorname{tg} \varphi_i] \times \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot (1 + (\operatorname{tg} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i / F))}}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

B-2- En présence de nappe :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=m} [C_i \cdot b_i + (W_i - U \cdot b_i) \cdot \text{tg} \varphi_i] \times \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot (1 + (\text{tg} \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi_i / F))}}{\sum_{i=1}^{n=m} W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

VII-3-3- Stabilité en rupture plane (glissement plan) :

Soit une pente indéfinie d'inclinaison (β) dans un sol ayant pour caractéristiques :

γ : poids volumique au dessus de la nappe,

γ_{sat} : poids volumique saturé au dessous de la nappe,

C et φ : la cohésion et l'angle de frottement interne du sol

La nappe est située sur une hauteur (h_w) et s'écoule parallèlement à la pente ce qui est le cas le plus courant (figure. IV-31). (Philipponnat. Bertrand.2003)

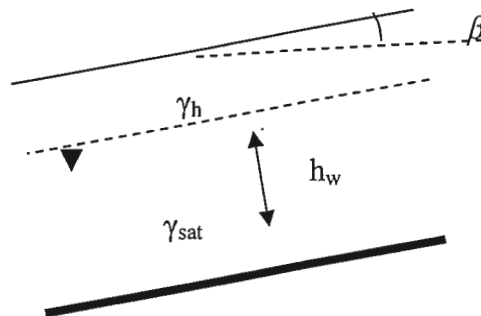


Figure IV-31 : Rupture plane. (Philipponnat. Bertrand.2003)

A- en présence de nappe :

$$F_s = \frac{C + (\sum_0^z \gamma_i \cdot h_i - \gamma_w \cdot h_w) \cdot \cos^2 \beta \cdot \text{tg} \varphi}{\sin \beta \cdot \cos \beta \sum_0^z \gamma_i \cdot h_i}$$

B- en absence de nappe :

$$F_s = \frac{C + \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta \cdot \text{tg} \varphi}{\gamma \cdot h \cdot (\sin \beta \cdot \cos \beta)}$$

VII-3-4-Recherche de coefficient de sécurité minimal :

Pour donner une valeur précise de F_s , on commence par diverses lignes de glissements possibles et on cherche pour quelle ligne on obtient la valeur la plus faible de F_s , puisque c'est le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

Il n'y a pas de méthode précise pour définir ce cercle, la méthode générale consiste à calculer le F_s pour un nombre suffisant de cercles (figure : IV-32).(Philipponnat. Bertrand.2003)

En général, il y a beaucoup de possibilités car :

- Pour un cercle donné, on peut faire varier le rayon du cercle.
- La possibilité du centre peut varier horizontalement et verticalement.
- Pour chaque centre de cercle, on porte le F_s calculé.

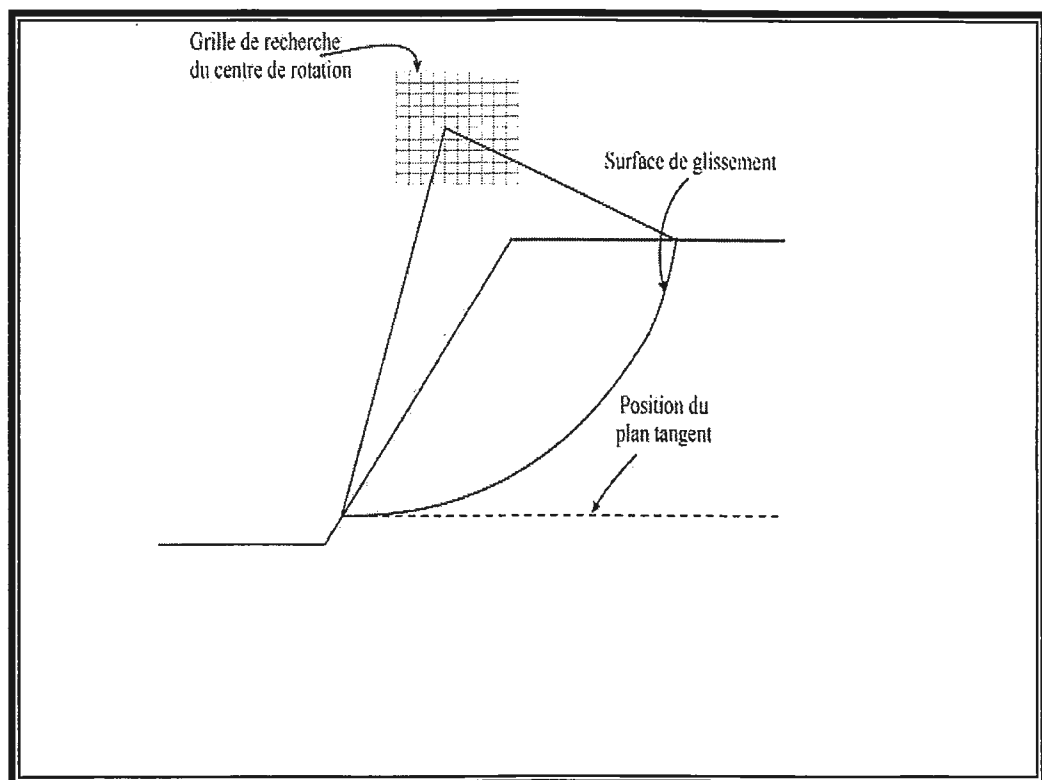


Figure IV-32 : Grille de recherche du centre de rotation.

VII-3-5-Choix de la méthode et du coefficient de sécurité :

Le critère fondamental dans le choix de la méthode est la forme de la surface de glissement.

- La rupture le long d'une surface plane.
- La rupture circulaire.
- La rupture le long d'une surface de forme quelconque.

- ❖ Pour les ruptures planes, les calculs sont très simples et des formules peuvent être définies pour obtenir facilement les conditions de stabilités.
- ❖ En ce qui concerne les ruptures circulaires, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et des F_s que l'on évalue sont donc différentes

(ex : méthodes de **Fellenius** ou méthode de **Bishop**).

La méthode de **Fellenius** donne généralement des F_s plus faibles que la méthode de bishop, les écarts peuvent atteindre 10 %.

- ❖ Pour les ruptures selon une surface quelconque, c'est la méthode des perturbations qui est la plus performante.

Remarque:

Si le coefficient de sécurité F_s min prend les valeurs suivantes ;

Les valeurs de F_s min	L'état de l'ouvrage
$F_s < 1$	Instable
$1 < F_s < 1.5$	Douteux
$F_s > 1.5$	Stable

Tableau IV-10 : Valeurs de FS et ses indications (Ben Aissa .1992)

- La recherche du coefficient de sécurité nécessite souvent le calcul de nombreux cercles, ainsi cette opération est compliquée et très lente aussi, les calculs par les logiciels sont souvent utilisés

VII-4-L'analyse de la stabilité des pentes à l'aide de logiciel GEO-SLOPE**VII-4-1: Définition de logiciel Geo-Slope:**

Le Geo-Slope est un logiciel destiné à l'analyse de la stabilité des pentes

VII-4-2- Objectif de la modélisation:

Analyse de la stabilité = détermination de facteur de sécurité minimal

$$FS = \frac{\text{Résistance}}{\text{Contrainte mobilisée}} = \frac{S}{f}$$

VII-4-3- Propriétés nécessaire à l'analyse :

- Géométrie du modèle
- Propriétés des sols :
 - Type de sol (argile, sable, tilt.....etc)
 - Masse volumique (sèche, humide, ou saturée)
 - Cohésion
 - Angle de frottement

VII-4-4-Vérification de la stabilité vis-à-vis le glissement de terrain :

- La géométrie des terrains a été réalisée déjà par trois (03) profils géotechniques parcourus par les zones où la pente devient moyenne et raide au niveau de site étudié figure : (IV-12, IV-13, IV-14)
- Les principales propriétés des terrains sont résumées au tableau ci-dessous.

	Terrain 1	Terrain 2
γ	21,8 KN/ m ³	21.6KN/ m ³
ϕ	27°	24°
C	2 kpa	2.5 kpa

Tableau IV-11 : Tableau des caractéristiques mécaniques des terrains de site étudié

○ La vérification:

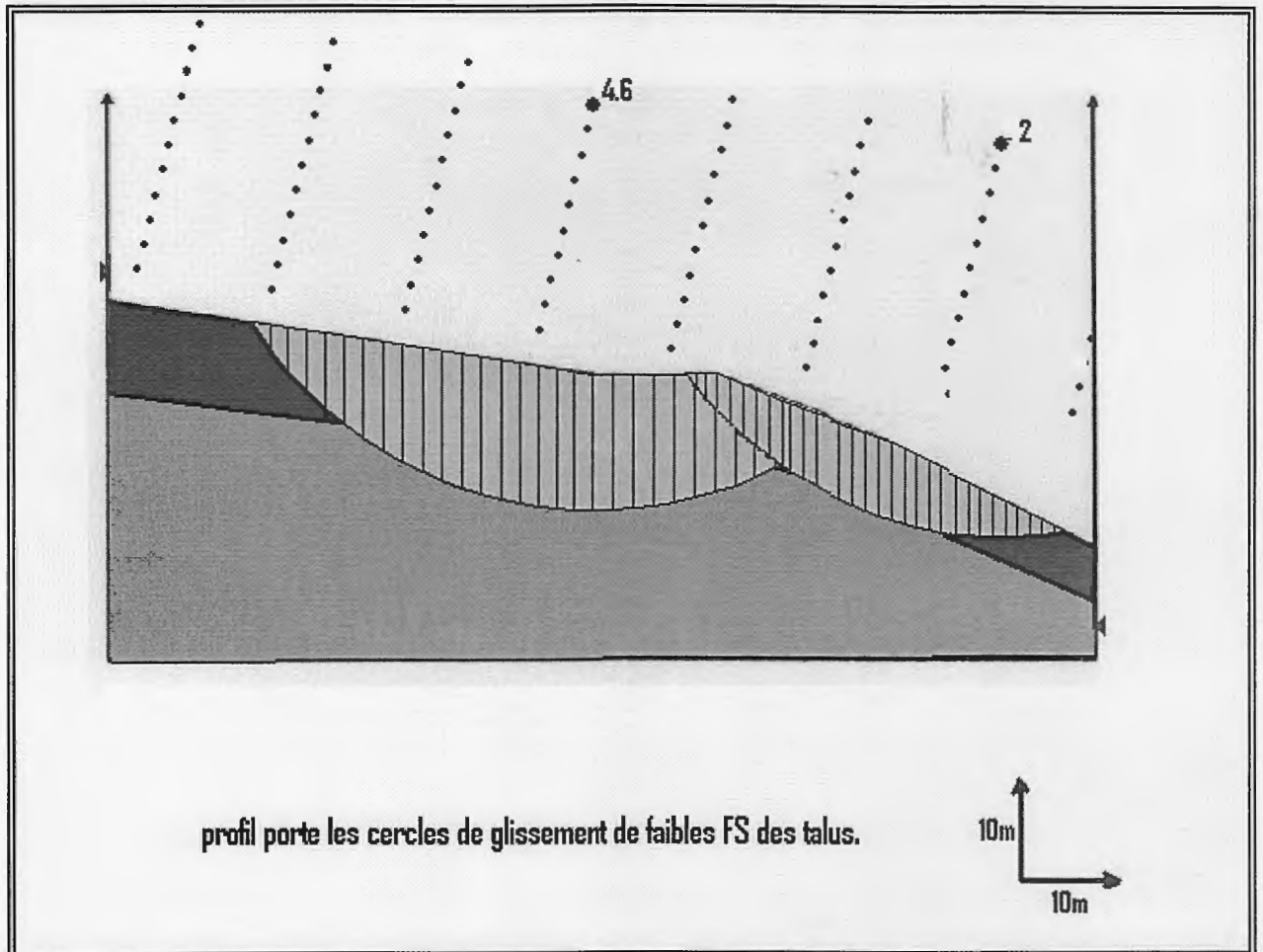


Figure IV-33: Profil géotechnique : A-A'

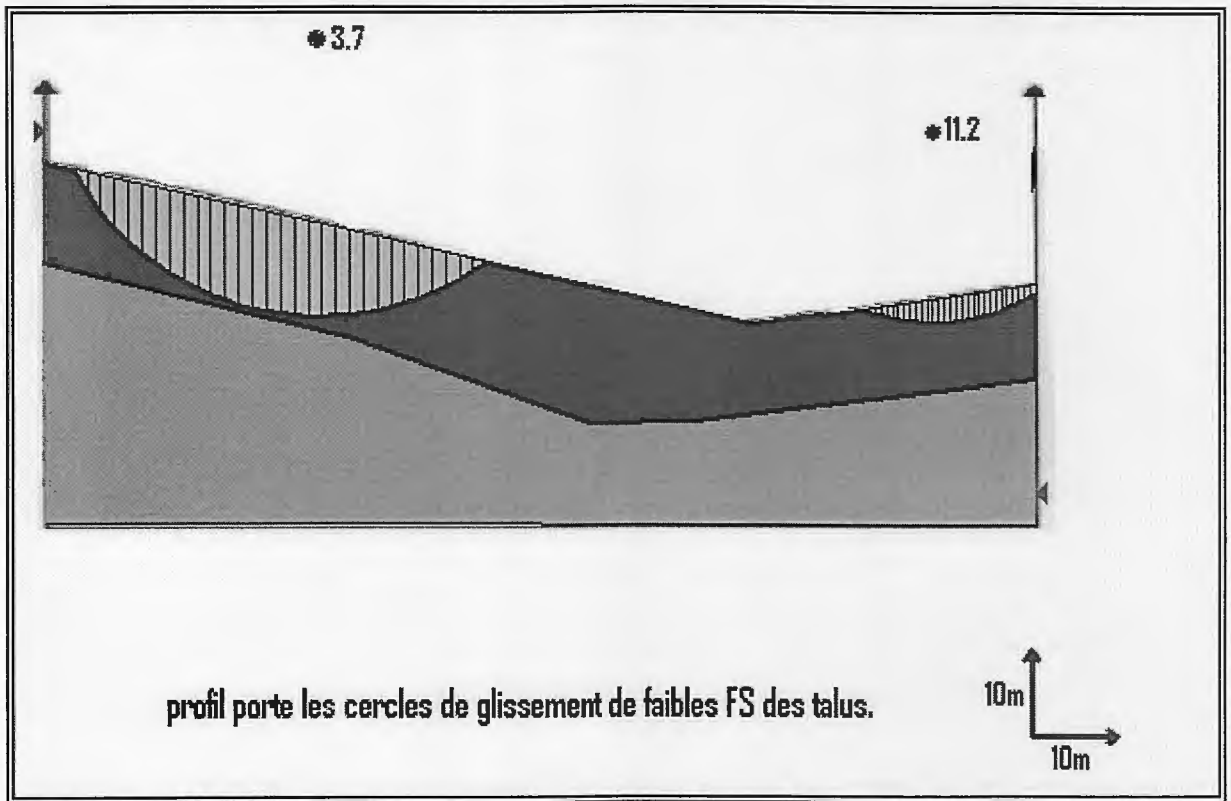


Figure IV-34: Profil géotechnique B-B'

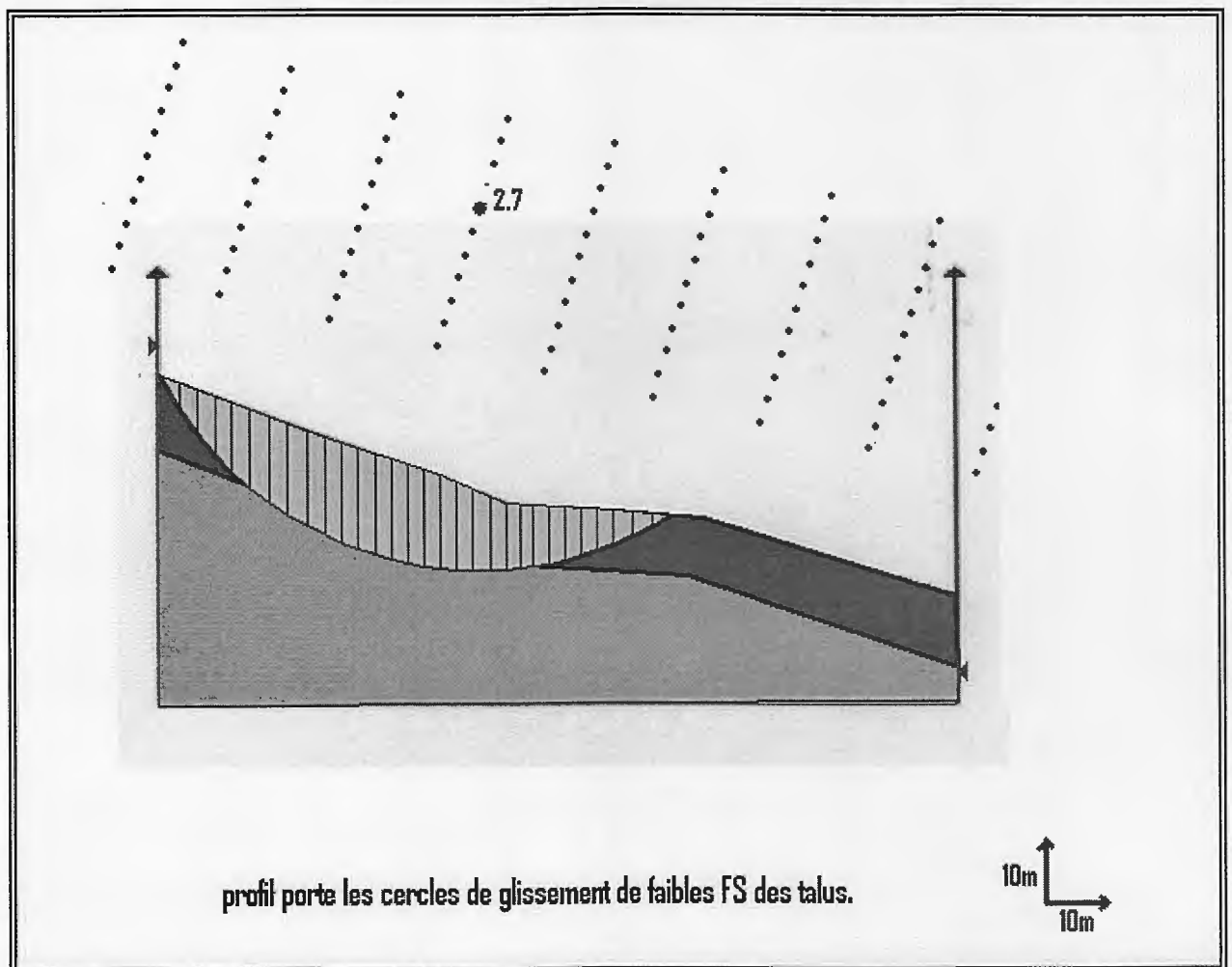


Figure IV-35 : Profil géotechnique C-C'.

○ **Résultats :**

	Fs min	L'état de talus
Profil A-A'	2 et 4.6 > 1.5	Stable
Profil B-B'	3.7 et 11.2 > 1.5	Stable
Profil C-C'	2.7 > 1.5	Stable

Tableau IV-12: Résultats des calculs de la stabilité des talus par Geo-slope.

○ **Conclusion:**

Les valeurs obtenues donnent un $F_s \min > 1.5$ dans tous les profils étudiés, ce qui signifie que les talus sont stables naturellement et ne nécessitant aucun traitement particulier.

○ **Note :**

Les valeurs de $F_s \min$ calculées par le logiciel Géo-Slope, basés sur les trois (3) hypothèses de calcul (Fellenius, Bishop),

CHAPITRE V

CONCLUSION

ET

RECOMMENDATIONS

I-CONCLUSION GENERALE:**I-1-Situation géographique :**

Le secteur d'étude correspond au (POS) "Beni Ahmed" situé dans la commune de Kaous, wilaya de Jijel. Il s'étend sur une superficie de 17.2 ha.les limites sont matérialisées comme suite:

- * Au nord : par la route communale N°150, (entre Jijel et Kaous)
- * A l'Est et au Sud Est : par les villages de Sidi Hannach et Haï Ben Ayad
- * Au Sud et Sud Ouest : par les villages de Jemâ Sidi Moussa.et Abbouda

I-2-Topographie et Morphologie:

Le site présente un relief topographique pentu et ravinés (talweg) avec trois (03) classes de pentes à savoir:

- ❖ Classe I : 0-10% ; (localisé au centre et à l'extrême Est du site)
- ❖ Classe II: 10-20% ;(classe dominante sur les versants)
- ❖ Classe II: 20-30% ; (bordure des ravins et des talus)

I-3- Lithologie:

Les données géologiques issues des résultats de la campagne d'investigation géotechnique in-situ à différentes profondeurs, montrent que le terrain de POS "Beni-Ahmed" est constitué en généralement par les formations suivantes :

Elles sont en général des marnes grises bleuâtres à aspect schisteux surmontées par des marnes argileuses jaunes verdâtres.

Par contre dans la partie extrême Sud-Ouest du POS, Les marnes argileuses sont surmontées par des argiles graveleuses de faible épaisseur.

I-4- Hydrologie:

Du point de vu hydrologique le POS "Beni-Ahmed" se caractérise par:

- Existence d'un seul talweg et des ravinements.
- Ruissellement des eaux en surface.

I-5-La résistance à la pénétration dynamique:

Les essais de pénétration dynamiques réalisés sur le site révèlent en général une résistance assez bonne du terrain à partir de 2 m de profondeur, tous les essais ont enregistré une évolution progressive de la résistance qui atteint plus de 500 bars entre de 6 et 7 m de profondeur moyenne

I-6- Caractéristique mécaniques et physiques:

- Degré de saturation: 88-100%
- Teneur en eau : 10-18%
- Densité sèche : 1.8-1.92 (t / m³)
- Élément Ø<80μ: 87-98 %
- Indice de plasticité : 20-29
- Indice de consistance: 1.14-156
- Cohésion: Cu : 0,2 - 1.18 bars.
- L'angle de frottement: 15 à 27°
- Contrainte de pré-consolidation Pc: 0.49- 3,59 bars.
- Sol moyennement compressible Cc: 6.32 – 10.64 %.
- Tendence au gonflement Cg : 1.64 3.11 %.

Les essais de laboratoire réalisés sur des échantillons intacts prélevés à différentes profondeurs révèlent que le sol est moyennement dense, moyennement plastique peu gonflant et peu à moyennement compressible.

I-7- L'analyse chimique du sol :

L'analyse chimique du sol révèle une agressivité nulle à faible vis-à-vis des bétons hydrauliques selon la norme NFP.18-011 du 16.92.

I-8- Calcul des fondations:

Les calculs de la contrainte admissible à partir des résultats des essais de pénétration dynamique à différentes profondeurs et ceux des essais de laboratoire donnent des valeurs comprises entre 0.4 et 8.5 bars.

I-9- Evaluation des tassements :

L'évaluation des tassements absolus du sol pour les fondations superficielles, ancrées à 2 m de profondeur donne des valeurs comprises entre : 2.4 -7.1 cm.

I-10- Stabilité des terrains :

La visite du site a permis de relever quelques signes d'instabilité, qui sont représentés par l'amorce d'un glissement de terrain.

- ❖ **La synthèse de ces données et de ces résultats permet de tracer une carte d'aptitude de sol à la construction**

I-11-Carte de zonage géotechnique:

Pour la réalisation de la carte d'aptitude à la construction en se basant sur les résultats obtenus à partir de l'étude géologique et géotechnique du site, on va classer nos terrains, selon leur constructibilité en 3 zones (carte de zonage géotechnique).

- **Zone A** : favorable à la construction.
- **Zone B** : moyennement favorable à la construction.
- **Zone C** : défavorable à construction.

Zone A :

Cette zone caractérisée par une pente faible à moyenne (0 à 20%), est caractérisée par une bonne capacité portance .elle est donc apte à servir d'assise pour des fondations superficielles travaillant à un taux admissible moyen de 2.5 bars pour un ancrage de 2 m de profondeur.

Les principales caractéristiques de cette zone sont représentées dans le tableau ci-après :

	Pente	Q_{ad} pour une profondeur d'ancrage de 2 m	Risque de tassement	Risque de glissement
Zone A	0 à 20 %	2.5 bars	Néant	Néant

Tableau V-1: Caractéristiques de la zone A

Zone B:

Cette zone caractérisée par une pente de l'ordre de (20 à 30%), l'aménagement de cette zone doit prendre en compte l'aspect de la stabilité général.

Les principales caractéristiques de cette zone sont représentées dans le tableau ci-après :

	Pente	Q_{ad} pour une profondeur d'ancrage de 2 m	Risque de tassement	Risque de glissement
Zone B	20 à 30 %	2.5 bars	Néant	Néant

Tableau V-2: Caractéristiques de la zone B

Zone C :

Cette zone caractérisée par une pente de l'ordre de (0 à 20%), présente quelques signes d'instabilité localisés, qui sont représentés par l'amorce d'un glissement de terrain..

Les principaux caractéristiques de cette zone sont représentées au tableau ci-après

	Pente	Q_{ad} pour une profondeur d'ancrage de 2 m	Risque de tassement	Risque de glissement
Zone C	0 à 20 %	2.5 bars	Néant	Existe

Tableau V-3: Caractéristiques de la zone C

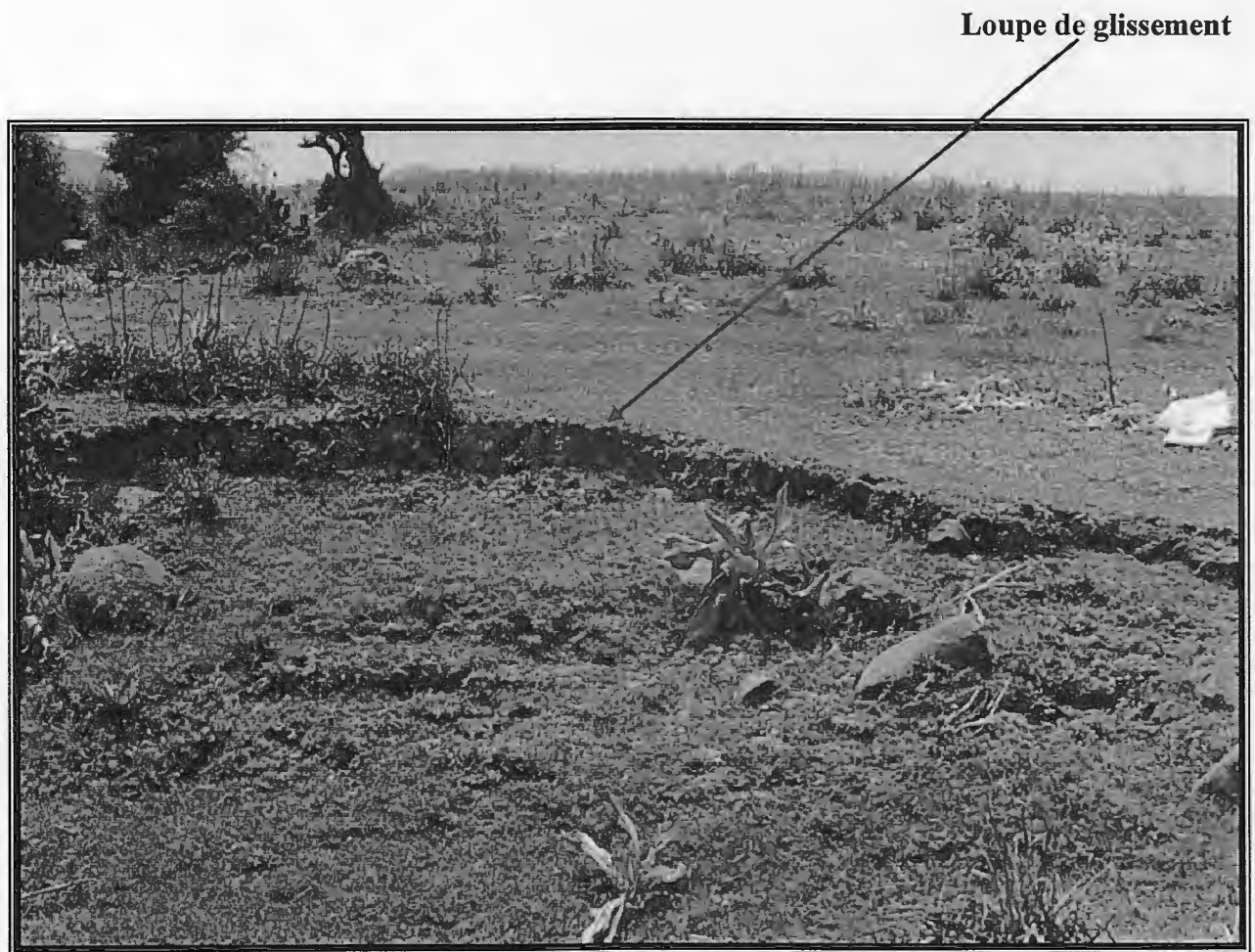
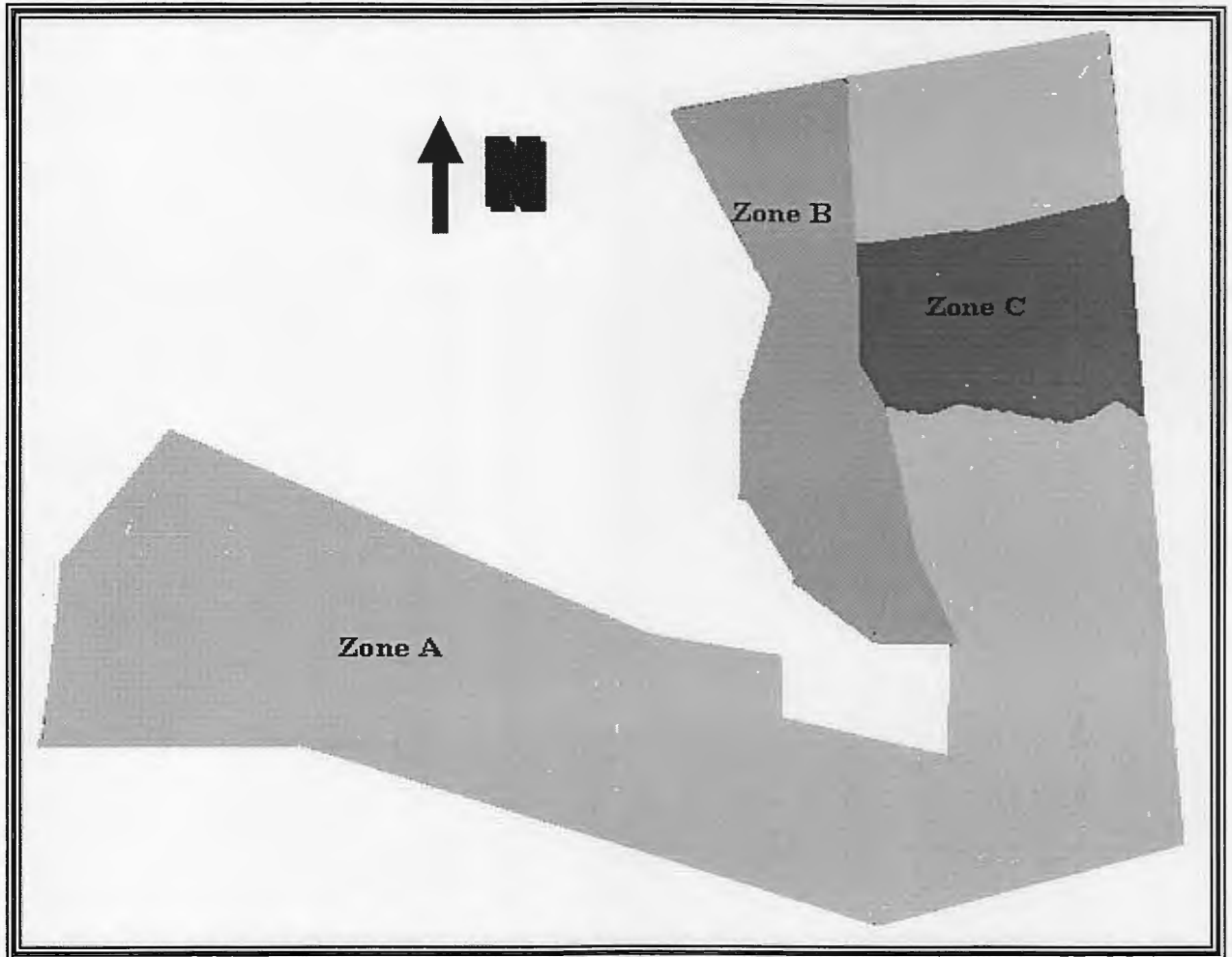


Figure V-1: Image illustrant l'amorce d'un glissement de terrain dans la zone C

○ Carte de zonage géotechnique



La légende:

 Zone A (favorable à la construction)

 Zone B (moyennement favorable à la construction)

 Zone C (défavorable à la construction)



Figure V-2: Carte de zonage géotechnique de POS " Beni-Ahmed", Kaous, Wilaya de Jijel

Note :

Notons que cette carte revêt un caractère indicatif et sert à l'orientation des études ultérieures

II-RECOMMANDATIONS :

- Faire appel à un laboratoire de sols pour déterminer les caractéristiques du sol de manière à faire le bon choix du type de fondation
- Descendre les fondations le plus basses possibles pour ancrer les constructions au-delà de la zone soumise à l'évaporation (dans le cas des fondations superficielles).
- Faire des structures assez raides pour que les mouvements différentiels du sol puissent être absorbés par cette rigidité. (prévoir les points de dilatation)
- Éviter certains types de plantes à proximité de la construction.
- Faire des canalisations très résistantes pour éviter tout apport ponctuel d'eau sous les fondations
- Disposition à tout type de constructions collective et individuelle.
- Fondations superficielles de type isolé.
- Eloigner les constructions de bord du talweg.

II-1-Conditions constructives dans un sol argileux :**II-1-1-Retrait-gonflement des sols argileux :**

Un risque à prendre en compte lors de la construction sur sols fins, certains minéraux argileux présentent de très fortes amplitudes de gonflement lorsque leur teneur en eau augmente et, inversement, se rétractent en période de sécheresse. Ces variations de volume sont rarement uniformes et se traduisent par des tassements différentiels entre les secteurs qui sont soumis l'évaporation (et à la succion des racines d'arbres) et ceux qui en sont protégés. Des maisons individuelles légères et fondées superficiellement résistent parfois mal à de tels mouvements de sol, ce qui se traduit par des désordres tels que la fissuration des façades et des soubassements mais aussi des dallages et des cloisons, la distorsion des huisseries, des décollements entre corps de bâtiments voire des ruptures de canalisations enterrées.

II-1-2-Précautions à prendre pour construire sur sol argileux sensible au retrait-gonflement:**II-1-2-1-Adapter les fondations:**

- Profondeur minimale d'ancrage 1,20 m en zone d'aléa fort et 0,80 m en zone d'aléa moyen à faible.
- Fondations continues, armées et bétonnées à pleine fouille.
- Éviter toute dissymétrie dans l'ancrage des fondations (ancrage aval au moins aussi important que l'ancrage amont, pas de sous-sol partiel).

- Préférer les sous-sols complets, les radiers ou les planchers sur vide sanitaire plutôt que les dallages sur terre-plein.

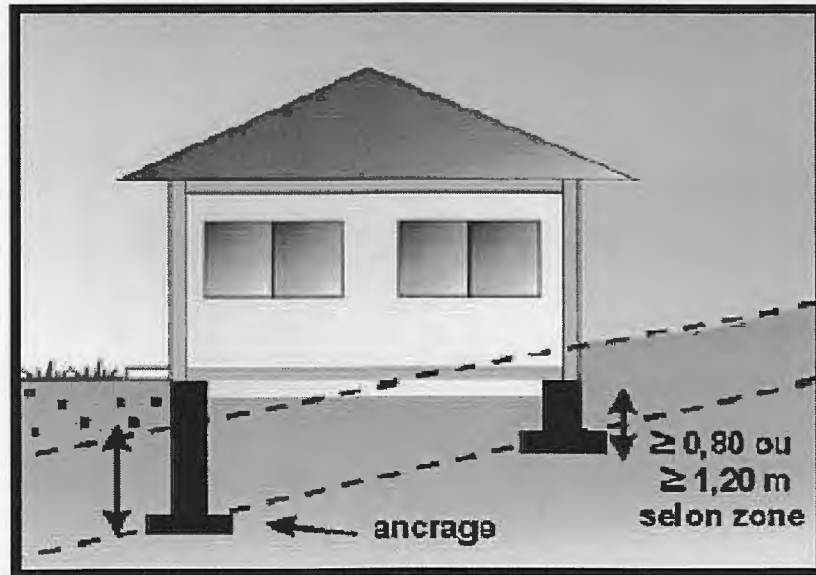


Figure V-3: Adaptation des fondations sur un sol argileux

II-1-2-2-Rigidifier la structure:

Prévoir des chaînages horizontaux (hauts et bas) et verticaux (poteaux d'angle) pour les murs porteurs.

II-1-2-3-Désolidariser les bâtiments accolés:

Prévoir des joints de rupture sur toute la hauteur entre bâtiments accolés fondés différemment ou exerçant des charges variables.

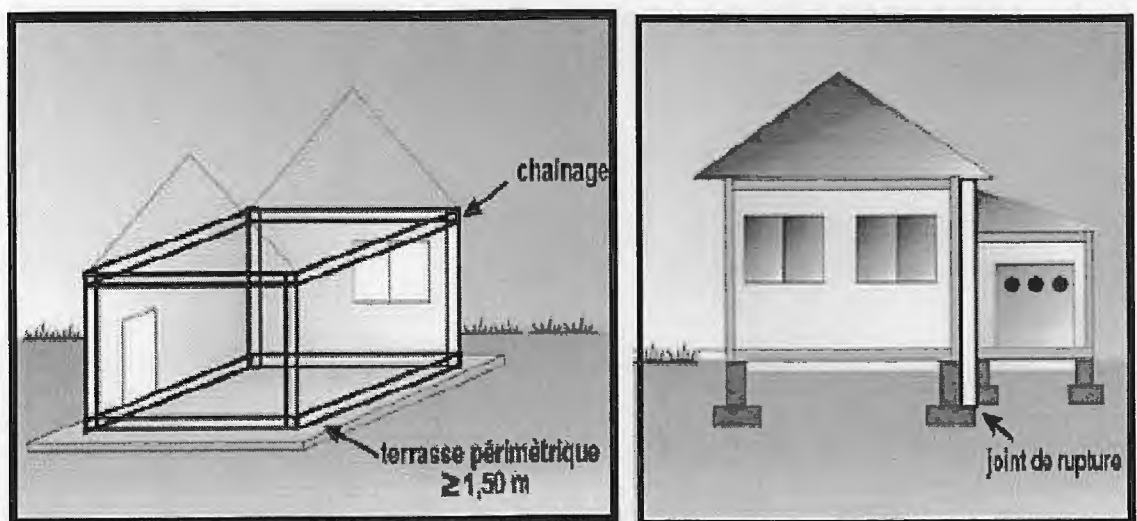


Figure V-4: Le rigidement des structure et la désolidarisation des bâtiments

II-1-2-4-Eviter les variations localisées d'humidité:

- Éviter les drains à moins de 2 m d'un bâtiment ainsi que les pompes (à usage domestique) à moins de 10 m.
- Éloigner les eaux de ruissellement des bâtiments (caniveau) et privilégier le rejet des eaux pluviales et usées dans le réseau lorsque c'est possible (sinon prévoir une distance minimale de 15 m entre les points de rejet et les bâtiments).
- Assurer l'étanchéité des canalisations enterrées (joints souples au niveau des raccords).
- Réaliser un trottoir péri-métrique anti-évaporation d'une largeur minimale de 1,50 m (terrasse ou géo-membrane).
- Prévoir une isolation thermique en cas de chaudière en sous-sol.

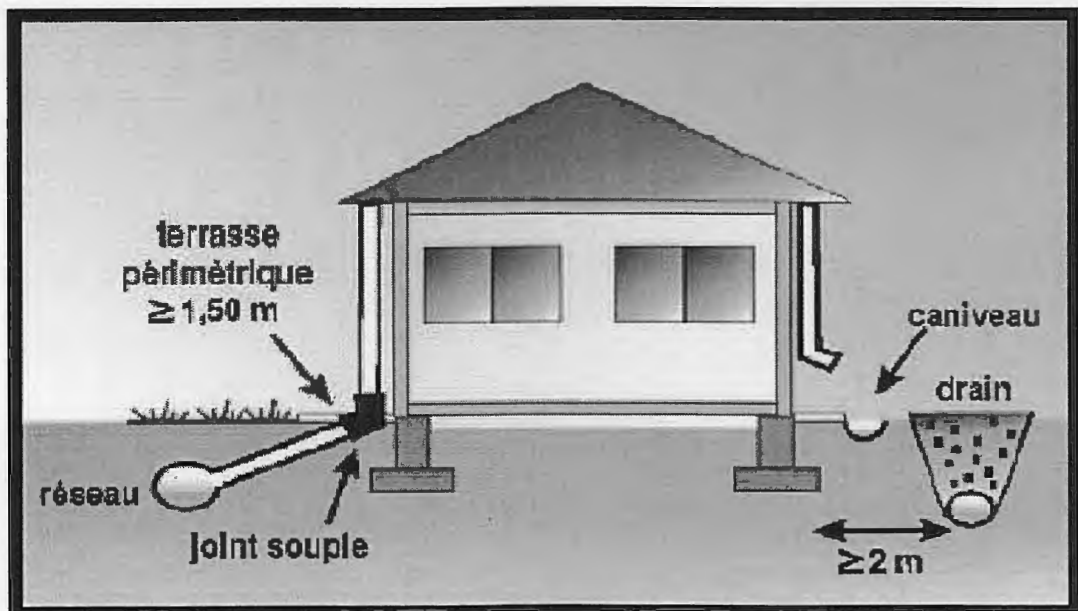


Figure V-5: Mesures pour éviter les variations localisées d'humidité

II-1-2-5-Eloigner les plantations d'arbres:

- Ne pas planter d'arbre à une distance de la maison inférieure à au moins la hauteur de l'arbre adulte (ou 1,5 fois cette hauteur en cas de haie).
- Attendre le retour à l'équilibre hydrique avant de construire sur un terrain récemment défriché
- A défaut, mettre en place des écrans anti-racine de profondeur minimale 2 m.

*liste des figures
et
des tableaux*

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: Situation géographique de site étudié par rapport à la ville de Jijel chef lieu de wilaya, Extrait de la carte d'Algérie. Feuille N° : N j 31.VI.2.Est, Selon INC.1991.....	4
Figure I-2: Plan de situation de POS "Beni-Ahmed".....	4
Figure II-1: Schémas de la Kabyle occidentale (Y.Ruikha.2008).....	9
Figure II-2: Esquisse géologique de la partie occidentale la Petite Kabylie (Andrieux et Djellit, 1989).....	11
Figure II-3: Colonne lithologique synthétique du POS."Beni Ahmed".Kaous.....	12
Figure II-4: Carte lithologique de site "Beni-Ahmed".Kaous.....	13
Figure II-5: Coupe géologique W-E. illustrant les différentes formations lithologique de site "Beni-Ahmed". Kaous	14
Figure II-6: Coupe géologique S-N. illustrant les différentes formations lithologique de site "Beni-Ahmed". Kaous	15
Figure II-7: Carte sismique d'Algérie selon : RPA, version 2003.....	16
Figure III-1 : Courbes des précipitations moyennes mensuelles et saisonnières de la station d'Achouat.....	19
Figure III-2 : Températures moyennes mensuelles des séries anciennes (1978-1989) et récentes (1999-2008).....	21
Figure III-3: Diagramme ombrothermique.....	22
Figure III-4: Valeurs moyennes mensuelles d'évaporation de la station d'Achouat (en mm)	24
Figure III-5: Carte de réseau hydrographique de POS "Beni-Ahmed", Kaous.....	25
Figure III-6: Carte illustrant le sens de l'écoulement des eaux superficielles au niveau de site "Beni-Ahmed". Kaous.....	26
Figure IV-1 : Schéma général d'un pénétromètre dynamique.....	28
Figure IV-2 : Exemple des courbes granulométrique. (G.philipponnat .1979).....	33
Figure IV-3: les limites d'Atterberg.....	34
Figure IV-4: Diagramme de Casagrande.....	35
Figure- IV-5: Cisaillement Rectiligne à la boîte. Appareil de Casagrande.....	36
Figure IV-6: Essai sous $\delta_i = cte$. Résultat d'un seul essai de Cisaillement.....	37
Figure IV-7: Détermination des Caractéristiques C, ϕ (courbe intrinsèque du Sol).....	37
Figure IV-8 : Oedomètre pour la mesure de la compressibilité.....	38
Figure IV-9 : Courbe de compressibilité d'un sol non gonflant.....	40
figure IV-10 : Courbe de compressibilité d'un sol gonflant.....	40
Figure IV-11: Carte d'implantation des essais in situ.....	43

Figure IV-12 : Profil géotechnique A-A' (S-N), de site étudié.....	49
Figure IV-13 : Profil géotechnique B-B' (SSE-NNW), de site étudié	50
Figure IV-14 : Profil géotechnique C-C' (SSW-NNE), de site étudié	50
Figure IV-15:Cartes des pentes illustrant le passage des profils géotechniques.....	51
Figure IV-16 : Coupe schématique d'une fondation superficielle.....	52
Figure IV-17: Diagramme illustrant le changement de contrainte admissible par rapport à la profondeur d'ancrage.....	55
Figure IV-18: Diagramme illustrant les valeurs de la contrainte admissible pour une profondeur d'ancrage correspond à 2m.....	55
Figure IV-19:Carte d'iso-valeurs de contrainte admissible pour un ancrage D=1.5 m (Qad calculé partir des essais DPT)	65
Figure IV-20: Carte d'iso-valeurs de contrainte admissible pour un ancrage D=2 m (Qad calculé partir des essais DPT)	66
Figure IV-21: Carte d'iso-valeurs de contrainte admissible pour un ancrage D=2.5 m (Qad calculé partir des essais DPT).....	67
Figure IV-22: Carte d'iso-valeurs de contrainte admissible pour un ancrage D=3 m (Qad calculé à partir des essais DPT)	68
Figure IV-23: Cartes iso-valeur de la contrainte admissible pour les deux semelles filante et carrée à une profondeur de 2 m (Qad calculé à partir des essais DPT).....	69
Figure IV-24:Carte iso-valeurs des tassements d'une semelle carrée pour un ancrage de 2 m.....	70
Figure IV-25:Carte iso-valeurs des tassements d'une semelle filante pour un ancrage de 2 m.....	71
Figure IV-26 : Les deux types de glissements de terrain.....	73
Figure IV-27: Structure d'un glissement de terrain rotationnel.....	73
Figure IV-28: Découpage en tranches d'un talus. (Philipponnat. Bertrand.2003). (Ben Aissa .1992).....	75
Figure IV-29 : Forces agissantes sur la tranche n. (Philipponnat. Bertrand.2003).....	76
Figure IV-30 : Présence de nappe.....	78
Figure IV-31 : Rupture plane. (Philipponnat. Bertrand.2003)	79
Figure IV-32 : Grille de recherche du centre de rotation.....	80
Figure IV-33: Profil géotechnique : A-A'.....	83
Figure IV-34: Profil géotechnique : B-B'	84
Figure IV-35: Profil géotechnique : C-C'.....	84

Figure V-1: Image illustrant l'amorce d'un glissement de terrain dans la zone C.....	89
Figure V-2: Carte de zonage géotechnique de POS " Beni-Ahmed", Kaous, Wilaya de Jijel.....	90
Figure V-3: Adaptation des fondations sur un sol argileux.....	92
Figure V-4: Le rigidement des structure et la désolidarisation des bâtiments.....	92
Figure V-5: Mesures pour éviter les variations localisées d'humidité.....	93
Figure V-6: Mesures pour l'éloignement des arbres.....	94

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III -1 : Cordonnées de station météorologique de l'Achouat (aéroport).....	17
Tableau III-2: Précipitations moyennes annuelles de la station: d'Achouat (aéroport).....	18
Tableau III-3: Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières (Série ancienne P.SELTZE (1913-1938) de la station d'Achouat, (aéroport), en (mm).....	18
Tableau III-4 Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières de la station d'Achouat,(aéroport), (mm).....	19
Tableau III-5: Températures moyennes mensuelles de la station Jijel (port) pour la période (1978-1989).....	20
Tableau III-6: Températures moyennes mensuelles de la station d'Achouat,(aéroport) pour la période (1999-2008).....	20
Tableau III-7 : Valeurs moyennes mensuelles des vents (en m/s).....	22
Tableau III-8 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité de la station d'Achouat, (aéroport).....	23
Tableau III-9: Valeur moyennes mensuelles de l'évaporation d'Achouat. (aéroport) (en mm).....	23
Tableau IV-1: Valeurs minimales des principaux paramètres physiques mesurés.....	45
Tableau IV-2: Valeur des caractéristiques intrinsèques (C) et (ϕ) 0 mesurée.....	46
Tableau IV-3 : Résultats de l'essai de compressibilité à l'oedometre.....	47
Tableau IV-4 : Résultats des analyses chimiques des terrains du site de" Beni-Ahmed"....	48
Tableau IV-5 : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique.....	54
Tableau IV-6: Valeurs des facteurs de portance en fonction de (ϕ).....	57
Tableau IV-7: Valeurs des capacités portantes calculent à partir des essais de laboratoire...	58
Tableau IV-8 : Valeurs des tassements admissibles sous les fondations.....	61
Tableau IV-9: Tableau montre une Synthèse des essais de laboratoire.....	63
Tableau IV-10 : Valeurs de FS et ses indications.....	81
Tableau IV-11 : Tableau des caractéristiques mécaniques des terrains de site étudié.....	82
Tableau IV-12: Résultats des calculs de la stabilité des talus par Geo-slope.....	85
Tableau V-1: Caractéristiques de la zone A.....	88
Tableau V-2: Caractéristiques de la zone B.....	88
Tableau V-3: Caractéristiques de la zone C.....	89

références

Bibliographie

- Belkhiri k (2006) : contrôle rapide des structures en relation avec les risques et évaluation des dommages causés par une catastrophe naturelle : cas des séismes. Mémoire de magister université de Batna, 121p
- Bouafia A (2004) : les essais in situ dans les projets de fondation. OPU.
- Ben Aissa (1992) : Elément de la mécanique des sols, Université de Constantine.
- Daniel Cordary (1995): mécanique des sols (2eme tirage corrigé), paris.
- Durand Delga M (1955) : Etude géologique de l'ouest de la chaîne numidique Thèse,doc, N24,533P.
- D.T.R.B.C .2.31 (1992) : méthodes sondages et essais des sols, centre de recherche appliqué en génie parasismique ,24p.
- Fougnot j (1990) : le magmatisme miocène du littoral Nord constantinois. Thèse docto INPL.Nancy.
- Faer (fiche d'action élémentaire de recherche N°06.16) sites expérimentaux de remblais sur sols. mous et suivi d'ouvrages réels.
- Gélard J P (1969) ; le flysch à base schisto-greaseuse de la bordure méridionale et orientale du massif de Chellata : le flysch mauritanien (Grande Kabylie). Bull. soc. Géol. France ; XI, Paris. PP676-686.
- Lahonder J C et Al (1979) ; datation de numidien d'Algérie orientale conséquences structurales.C. R. A cad. Sc. Paris
- Ouabadi A. (1994) : pétrologie, géochimie et origine des granitoïdes peralumineux à cordiérite (Cap-bougaroun, Touft et Filfila) Algérie nord orientale. Thèse doct. Univ rennes I, france.
- Philipponnat G (1979) : fondations, et ouvrages enterre (édition éroylles 1979)
- Philipponnat G et Bertrand .H (2003) : fondations et ouvrages en terre, Eyrolles
- Raoult J F (1969) : la série de Tengout : unité externe de la dorsale kabyle annonçant le flysch de Penthivière (nord de constantinois, Algérie).C.R.ACAD. Sci, paris (D).
- Raoult J F (1974): géologie du centre de la chaîne numidique (nord du constantinois, Algérie) thèse. Paris. Mém. Soc. Géol. France. Nouv. Série, L III, N°21.
- Roubault M (1934b) : la Kabylie de Collo, Etude géologique .Bull.Carte Géol Algérie, Alger, 2° série N°10.
- Robin C (1970) : Etude géodynamique du massif volcanique du cap Cavallo, El aouana, Algérie, Alger ,2° série N°10.
- Rapport. (B. E. Fondasol. 2008) : aide rapport; extrait de la direction d'urbanisme et de la construction. wilaya de Jijel.

- Rapport .LNHC 2008, unité de Ruiba (laboratoire national de l'habitat et de la construction : aide rapport; extrait de la direction d'urbanisme et de la construction. wilaya de Jijel.
- Semroud B (1971): Etude pétrographique du granite du Filfila (Skikda). Thèse de doct. 3eme Cycle, Univ, Alger.
- Sanglerat G- olivari. G-camboer .B (1983) : problèmes pratiques de mécanique des Sols et de fondations /2, dunod, paris.
- Samuel – amar – jean pierre magnan : Aide mémoire.
- Schlosser f (1980) : cours sommaires de mécanique des sols (LCPC).
- Vila J M (1980) : la chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro- tunisiennes.

Webographie

- (<http://www.gc.iut-nimes.fr>)
- (<http://www.brgm.fr>)
- (www.irma-grenoble.com)
- (www.argile.fr.)
- (www.logilabo.com)
- (www.cours-genie-civil.com)
- (www.leadersbtp.net)
- (<http://www.lenntech.com>)
- (<http://fr.wikipedia.org>)
- (<http://www.laease.com>)
- (<http://www.planetecologie.org>)

