

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université de Jijel
Faculté des Sciences
Département des sciences de la terre



Geologie 109 2/2



MÉMOIRE



De fin d'études en vue de l'obtention du Diplôme de l'ingénieur

OPTION : GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

THÈME



Zoning géotechnique de la commune
de Kaous

Membres de Jury :

Président : K.Remoum

Examineur : K.Boufaa

Encadreur: Mr. A.Zenir



Présenté par:

Benoune Samia



PROMOTION JUIN 2009

Remerciements

Ce modeste travail, a été réalisé dans des conditions relativement assez favorables. C'est pourquoi, je remercie en premier lieu Allah le tout puissant qui m'a donné la force, la volonté, et le courage pour accomplir ce travail.

Je saisis cette heureuse occasion pour remercier tous ce qui m'ont apporté leur soutien tant moral, matériel, qu'intellectuel.

Je suis tout particulièrement reconnaissant à mon encadreur Zennir A qui était toujours disponible, lorsque j'avais besoin d'aide pour clarifier ou structurer les idées.

Je tiens à exprimer mon profond respect et ma reconnaissance à tous les enseignants du département des sciences de la terre, et en particulier monsieur Tekkouk M, et monsieur Bouzanoune A pour leurs aides précieuses... puisse Allah le tout puissant les récompense sur terre et sur cieux,

Mes sincères remerciements vont également à tous mes camarades étudiants collègues de ma promotion 2008-2009.

A mon meilleure amie Rafima qui a été à mes cotés pour m'encourager et m'aider à surmonter les difficultés durant ces 05 ans.

Mes meilleurs remerciements vont également aux personnes qui m'ont encouragé et aidé à la réalisation de ce travail : Hamida , Saida , Moussaab, Nabli, Ahmed, Amar, Amimor et Salim.

DEDICACE

Je dédie ce présent mémoire à :

- *Mes très chers parents, Chérif et Fatima de m'avoir permis d'arriver à ce stade de mon éducation,*
 - *Mes frères Samir, Zohir, Bilal, et surtout Bassim ;*
- *Mes sœurs Massouda, Fadila, Widad , et Bassima qui m'ont donné toujours de beaux conseils*
 - *Khoya Mahmoud, Mouhamed et Ishaq ;*
- *mes cousins surtout Riad, Samir, Soufiane, Zino et Brahim ;*
 - *mes cousines Sousou , mounira, et Lili ;*
 - *ma tante Lawra ;*
- *mes amies : Amina, Farida, Madiha, et surtout Salwa.*

Sommaire :

Chapitre 01 : Généralités

1-Présentation de la région.....	1
1-1-Introduction.....	1
Climat.....	1
Relief.....	1
1-2-Situation géographique de la commune de Kaous.....	1
1-3-Topographie et morphologie.....	2
1-5-Climat.....	4
1-6-Réseau hydrographique.....	4
1-7-Sismicité.....	5

Chapitre 02 : géologie locale

2-1-Les reconnaissances géologiques.....	6
2-1-1-Caractéristiques géologiques de la commune de kaous.....	6
a)Les dépôts du quaternaire	6
1-Colluvions.....	6
2-Les terrasses récentes.....	6
b)Les formations post-nappes.....	6
1-Les formations du pliocène.....	7
2-Les dépôts marneux.....	7
c)Les formations des l'O.M.K.....	7
1-La matrice marneuse à passage gréseux.....	7
2-Le faciès flysch gréso-micacé.....	7
d)Les formations numidiennes.....	7

Chapitre 03 : synthèse hydrologique et hydrogéologique

1-Introduction.....	10
2-l'hydro-climatologie.....	10
2-1-Les caractéristiques climatiques.....	10
A-Les précipitations.....	10
B-Les températures.....	13
C-Relation températures-précipitations.....	15
D-Autres paramètres.....	15
D-1-Le vent.....	15
D-2-L'humidité relative.....	16
D-3-L'évaporation.....	16
D-4-La grêle.....	17
D-5-Durée d'insolation.....	17
3-L'hydrogéologie.....	18
3-1-L'étude hydrologique.....	18
3-2-L'étude géophysique.....	20
3-2-1-Introduction.....	20
3-2-2-Les sondages électriques.....	20
3-3-L'étude hydrogéologique.....	21
a-les grands ensembles lithologiques.....	21
b-compagne piézométrique.....	22
3-3-1-Bassin versant d'oued kissir.....	23
3-3-2-Bassin versant d'oued mencha.....	24
3-3-3-Bassin versant d'oued djen djen.....	26

Chapitre 04 : étude géotechnique

1-Introduction.....	27
2-Les reconnaissances géotechniques.....	27

2-1-Introduction.....	27
2-2-Les reconnaissances géotechniques.....	28
a)Les essais in-situ.....	28
-Le pénétromètre dynamique.....	28
b)Essais de laboratoire.....	28
b-1-Essais physiques.....	28
b-1-1-Teneur en eau naturelle (W).....	28
b-1-2-Le degré de saturation (Sr).....	29
b-1-3-Poids volumiques.....	29
b-1-4-Les limites d'atterberg.....	29
b-2-Essais mécaniques.....	30
b-2-1-Les essais de cisaillement.....	30
b-2-2-L'essai oedométrique.....	31
3-Compagne géotechnique réalisée dans la commune de kaous.....	32
3-1-Essai in-situ.....	32
3-1-1-Les sondages carottés.....	33
a)description.....	33
b)interprétation des résultats.....	33
3-1-2-Essai de pénétration dynamique D.P.T.....	34
a)description.....	34
b)objectif des essais D.P.T.....	34
c)interprétation des résultats.....	35
3-2-Essais de laboratoire.....	35
3-2-1-Paramètres physiques.....	35
-La teneur en eau.....	36
-La densité sèche.....	36
-Limites d'atterberg.....	36

3-2-2-Paramètres mécaniques.....	37
3-2-3-Etablissement des coupes géotechniques.....	39
Essai de compressibilité à l'oedomètre.....	40
Calcul de la compressibilité.....	42
Exemple de calcul.....	42
3-3-Analyses chimiques.....	42
4-Exploitation des résultats au calcul des fondations.....	43
4-1-Introduction.....	43
4-2-Calcul de la capacité portante des fondations superficielles.....	44
4-2-1-L'interprétation du graphe.....	46
4-3-Calcul de la capacité portante à partir des résultats d'essai D.P.T	
4-4-Calcul des tassements.....	50
4-4-1-Introduction.....	50
4-4-2-Calcul du tassement.....	51
4-5-Conclusion.....	53
4-6-Recommandations.....	54
4-6-1-Désordres des fondations provoqués par.....	54
a)les mouvements du sol d'assise.....	54
b)charges supplémentaires.....	55
d)réparation-consolidation.....	55
4-6-2-Dispositions à prendre lors de la conception.....	55
a)joints de rupture.....	55
b)joints de dilatation.....	55
c)mise hors gel.....	56
d)fondation sur sol en pente.....	56
e)fondation superficielle à proximité des fondations sur pieux.....	57
f)fondation sur sol argileux.....	57

4-6-3-Dispositions à prendre lors de l'exécution.....	58
---	----

Chapitre 05 : la gestion des risques naturels

1-Introduction.....	59
2-Champ d'application.....	59
3-Prescriptions particulières à chaque risque majeur.....	59
a)en matière de séismes et de risques géologiques.....	59
b)en matière des prévention des inondations.....	60
c)concernant la gestion des catastrophes.....	60
4-Cas d'étude : les glissements des terrains dans la communs de kaous.....	61
4-1-Introduction.....	61
4-2-problèmes posés	61
4-3-Calcul du coefficient de sécurité.....	61
5-Prévision, prévention et protection : gestion pour gérer le risque du glissement dans la commune de kaous.....	62
5-1-Géologie et géomorphologie.....	62
5-2-Hydrogéologie.....	64
5-3-Résistance de pic, résistance résiduelle.....	64
5-4-Evaluation de la résistance au cisaillement.....	65
5-5-Etude cinématique.....	65
5-5-1-Recherche de coefficient de sécurité minimal.....	65
6-Méthodes de confortement.....	68

Chapitre 06 : zoning géotechnique

1-Introduction.....	69
2-Les données utilisées pour le zoning.....	69
2-1-Les données géologiques.....	69

2-2-Les données hydrogéologiques.....	69
2-3-Les données géomorphologiques.....	69
2-4-Les données sismiques.....	69
3-Le prézonning.....	70
4-Zoning géotechnique.....	71
5-La carte d'iso-profondeurs.....	77
5-1-Contrainte de calcul.....	77
a-semelles isolées.....	77
b-semelles filantes.....	78

Liste des tableaux :

Tableau 3 -1 : Cordonnées des stations météorologiques de la région de Jijel

Tableau 3-2 : Précipitations moyennes annuelles des stations de Jijel

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

Tableau 3-4 Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières des stations

Tableau 3-5: Températures moyennes mensuelles de la station Jijel (port) pour la période (1978-1989

Tableau 3-6: Températures moyennes mensuelles de la station d'Achouat pour la période (1996-2008

Tableau 3-7 : Valeurs moyennes mensuelles des vents (en m/s

Tableau 3-8 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité de la station d'Achouat

Tableau 3-9: Valeur moyennes mensuelles de l'évaporation d'Achouat. (en mm)

Tableau 3.10 :calcul de l'E.P.T selon Thornthwaite

Tableau 3-11 : Moyennes mensuelles des chutes de la grêle

Tableau 3-12 : Moyennes mensuelles de la durée d'insolation en heure

Tableau 3.13: Perméabilité des différentes formations Lithologiques de la région étudiée

Tableau 4.1: classification des sols suivant l'indice de plasticité(J.P.Magnan;2001

Tableau 4-2: Valeurs minimales des principaux paramètres physiques mesurés

Tableau4.3 : les résultats des essais limites d'Atterberg

Tableau4.4 :les valeurs de l'angle de frottement interne (φ^0) et de la cohésion (C

Tableau 4.5 ; les valeurs des paramètres $P_c, C_c,$ et C_g Tableau4.6 : les valeurs de compressibilité

Tableau 4-7 : Résultats des analyses chimique du sol

Tableau 4-8 : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique

Tableau 4.9 :Valeurs des facteur de portance en fonction de (φ

Tableau 4.10: Valeurs des capacités portantes calculés à partir des essai de laboratoire

Tableau 4-11 : Valeurs des tassements admissibles sous les fondations

Tableau 6.1 : la capacité portante des différents sols caractérisant la commune

Tableau 6.2 : valeurs du dimensionnement des semelles

Liste des figures

Figure 1.1 : carte de la situation géographique de la commune de Kaous

Figure 1.2 : pourcentage de répartition des pentes au niveau de la commune de kaous

Figure 1.3 : quelques indices d'instabilité des terrains

Figure 1.4 : courbe isoseimal

Figure 2-1 : schéma de la Kabylie occidentale (Y. Ruikha, 2008)

Figure 3-1 : Courbes des précipitations moyennes mensuelles et saisonnières des stations Jijel (ANRH), Achouat, et barrage EL Agrem

Figure 3-2 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel, d'après A.N.R.H. 1993

Figure 3-3 : Températures moyennes mensuelles des séries ancienne (1978-1989) et récente (1996-2008)...

Figure 3-4 : iagramme ombrothermique

Figure 3-5 : Valeurs moyennes mensuelles d'évaporation de la station d'Achouat (en mm)

Figure 3.6 : Carte de la perméabilité de Jijel (Beneder, 93); échelle 1 : 100 000

Figure 3.7 : carte piézométrique de O.Kissir. éch. 1 : 25 000

Figure 3.8 : carte piézométrique de la plaine alluviale de l'oued Mencha

Figure 3.9 : carte piézométrique de la plaine alluviale de O.Djen_Djen

Figure 4-1 : les formations du pliocène ; les marnes surmontées par les dépôts continentaux

Figure 4.2 : le pré-flysch numidien, les flyschs massyliens

Figure 4-3 : érosion en balcon (sud cheddia - 2009), le gypse emballé dans les marnes du miocène

Figure 4.4 : coupes schématiques de la région de Kaous

Figure 4.5 : étromètre dynamique et leur résultat

Figure 4.6 : diagramme de Casagrande

Figure 4.7 : graphe de cisaillement rectiligne montre les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement

Figure 4.8 : graphe de compressibilité à l'oedomètre montre les valeurs de P_c , C_c , et C_g . 52

Figure 4.9 : graphe montre les valeurs de Q_{ad} selon des ancrages variables

Figure 4.10 : graphe représente les différentes valeurs de Q_{ad} des semelles carrées et filantes

Figure 4.11 : types des tassements

Figure 4.12 : les différentes causes des tassements

Figure 4.13 : joint de rupture et de dilatation

Figure 4.14 : la technique de mis hors gel

Figure 4.15 : les positions des structures sur les talus
Figure 4.16 : techniques de protection pour les constructions sur les talus

Figure 4.17 : le terrassement d'une fouille dans un sol cohérent

Figure 4.18 : dispositions constructives dans les sols argileux

Figure 4.19 : le pompage d'eau et l'utilisation des batardeaux

Figure 4.20; le coffrage de l'élément de la fondation

Figure 4.21 : coupes géotechniques de la région de kaous

Figure 6-1 : Les formations du Mio-Pliocène
Figure 6. 2 : Pluviosité (bâtons) et pression interstitielle (Courbe en trait noir) pendant 600 jours

Figure 6.4 : profils géotechniques réalisés dans les versant de la région de Cheddia

Figure 6.5 : profil géotechnique (Bouhlal, kaous

Figure 6. 7: Profils géotechnique (Chemachma, kaous

Figure 6.6 : profils géotechniques (Beni Ahmed, kaous

Chapitre N° 01 :

GENERALITE

1 - Présentation de la région :

1-1- Introduction :

La commune de kaous fait partie de la wilaya de jijel. Cette dernière s'étale sur une superficie globale de **2 398.69 Km²**, dont la population est estimée à quelque **644030 hbts** en 2005. La Wilaya de Jijel est située au Nord Est du pays, elle est limitée : Au Nord par la mer méditerranée ; à l'Est par la Wilaya de Skikda ; à l'Ouest par la Wilaya de Béjaïa ; au Sud par les Wilaya de Mila et Sétif

a – CLIMAT :

Le climat de la Wilaya de Jijel est de type méditerranéen, il comporte des étés secs et tempérés et des hivers doux et humides, les températures varient entre **20** et **35°C** en été, et **5** à **15°C** en Hiver. La saison des pluies dure **6 mois** environ et les précipitations sont de l'ordre de **1200 mm/an**.

b – RELIEF :

La région de Jijel est caractérisée par un relief montagneux très accidenté. Les montagnes occupent **82%** de la superficie totale ; elles culminent vers **1500 mètres** ; on distingue principalement (02) régions physiques :

☞ **Les zones de plaines** ; Elles sont Situées au Nord, le long de la bande littorale allant des petites plaines de Jijel, les plaines d'EL AOUANA, la vallée du Nil, Djen-Djen, les Vallées de OUED EL KEBIR, Oued BOUSSIABA et les petites plaines de OuedZ' HOUR.

☞ **Les zones de montagnes** ; Elles sont composées de 2 groupes :
 - **Premier Groupe** : Zones des montagnes moyennes : Situées dans la partie littorale et centrale de la Wilaya, caractérisée par une couverture végétale très abondante et un réseau hydrographique important.
 - **Deuxième Groupe** : Zones de montagnes difficiles situées à la limite Sud de la Wilaya. Elle comporte les plus hauts sommets de la Wilaya dont les principaux sont : TAMESGUIDA, TABABOUR, BOUAZZA et SEDDET.

Le territoire de Jijel, est représenté 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

1-2- SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE DE KAOUS :

La commune de Kaous, s'étend sur une superficie totale de **51.92 km²**, elle a accédé au rang de commune à l'issue du découpage administratif de 1984. Auparavant elle était rattachée à la commune de Jijel (chef-lieu de la wilaya). Elle est limitée : au nord par la commune de Jijel, au sud par la commune de Texenna, à l'Est par la commune de Emir Abdelkader, à l'Ouest par la commune d'EL Aouana.

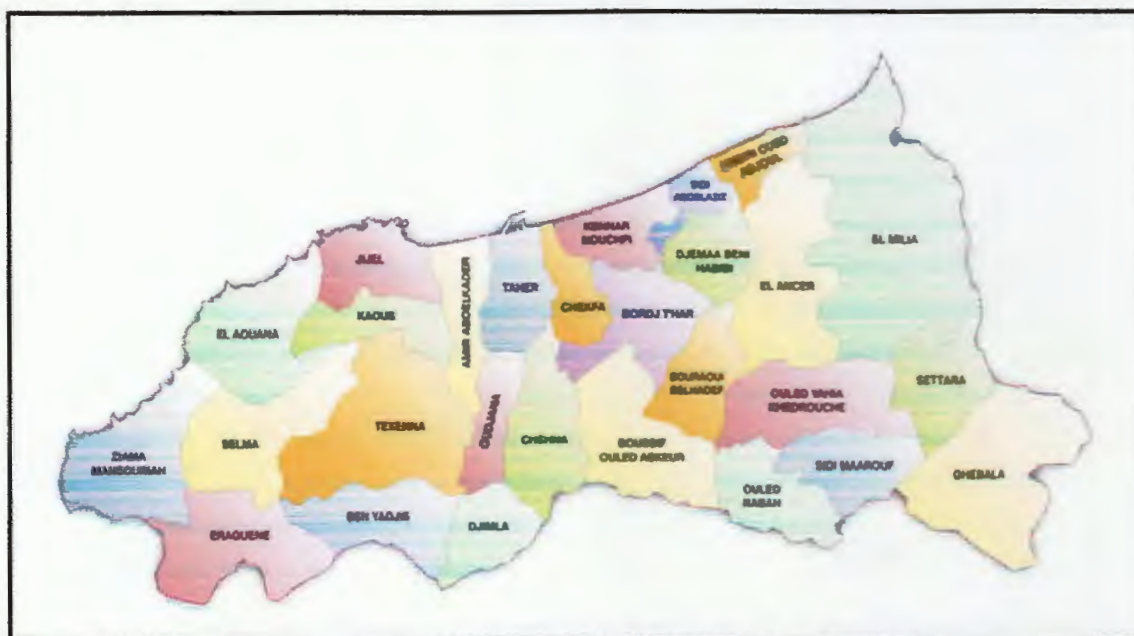


Figure.1.1 : carte de la situation géographique de la commune de Kaous.

La commune de Kaous située dans un espace physique appelé bassin de Jijel, et à proximité des axes de communication importants qui sont la R.N.43, la R.N.77, ainsi que les chemins de willaya 150 et 135 qui la relie aux autres commune de la wilaya ; elle occupe une position stratégique et bénéficie d'atouts importants pour son développement économique futur et prometteux.

Les (07) sept agglomérations les plus proches de la commune de kaous sont :

Cheddia à 2.37km, Dar Salane à 2.97km, Bouhamdoune à 3.5km, Jijel à 4.75km, E.A.K à 4.82km, El djerf à 5.94km, Tourkhoulm à 7.65km.

D'après l'étude du P.D.A.U. de la commune de kaous établie par A.N.A.T. :

- la population totale de la commune en 2006 est de **26486 hbts** pour l'ensemble de la commune.
- la surface urbaine de l'agglomération chef-lieu de Kaous est passée de **150 à 650 hectares** soit une croissance de plus de quatre fois ce qui est très important.

Elle représente à peine **3.9 %** de la population totale de la wilaya et **60.10 %** de celle de la daïra de Texenna dont kaous dépend administrativement.

- une densité de population de l'ordre de **511hbts/km²**.

1-3- TOPOGRAPHIE ET MORPHOLOGIE :

Sur le plan morphologique, la région de Kaous est caractérisée par un relief relativement bas peu accidenté. La région est constituée de trois ensembles physiques principaux :

- Un ensemble montagneux formant le prolongement de la partie orientale du massif de Guerrouche recouvert en partie par la forêt. Il s'étend dans la partie ouest et sud de la commune. Son altitude varie entre **340 et 560m**. les versants limitant ce relief se caractérisent par des pentes moyennes à fortes.
- Un ensemble de collines à faible altitude, localisées dans les parties Est et Centre de la commune et abritant les principales agglomérations de kaous, Beni Ahmed et Chaddia.

Un ensemble de petites plaines formant les terrasses alluviales de l'oued Mencha et Bouradjeh, occupant des superficies très réduites. Ces plaines sont à protéger contre l'urbanisation et toute forme de pollution compte tenu de leur haute vocation agricole et des risques d'inondation qu'elles peuvent encourir à vu leur situation de proximité des oueds.

En se basant sur l'observation de détails, et les données topographiques, la commune est scindée en trois zones A, B, et C:

↳ **Zone (A) : 0-10 %** ; On peut subdiviser cette zone à deux classes, où;
- la classe une est caractérisée par des pentes nulles à faibles (de 0 à 03%), elle se particularise par une topographie assez plate de tous les côtes, également éparpillées au niveau de la plaine des deux Oueds, Mencha et Bouradjeh. au Nord et à l'extrémité Est, la classe des pentes faibles est comprise entre 03 et 10%,. Elle occupe **49%** de la superficie de Kaous.

↳ **Zone(B) : 10 à 20 %** ; pente faible à moyen, cette zone occupe **41%** des terrains .elle domine les versants de la commune, tels de Beni Ahmed (au Nord ouest), Ben sabar (au sud), une partie de la region de Chaddia (au Sud).cette zone domine la partie Ouest du territoire étudié.

Zone(C) : 20 à 30 % ; pente moyen à forte, cette classe englobe **10%**, et occupe le cote Ouest: les bordures des Oueds: Kissir et Tekielt, les talus et les ravins de la partie sud-est, comme elle dominant la partie Sud de la région de Beni ahmed.

En général, les pentes sont orientées du Sud vers le Nord et Nord /Est, avec quelques pentes multidirectionnelles ; tantôt vert l'Est /ouest, tantôt vers le sud/ouest.

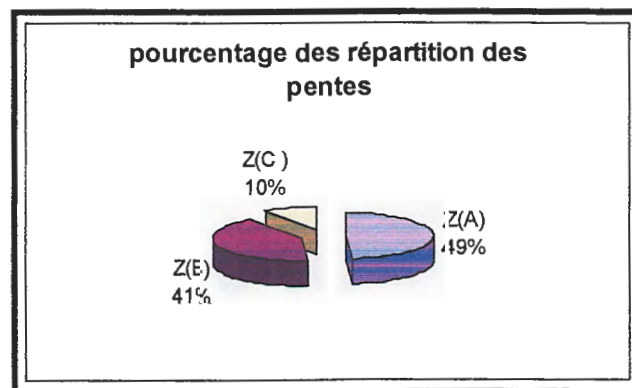


Figure.2 : pourcentage de répartition des pentes au niveau de la commune de Kaous

Ces données sont illustrées dans la carte des pentes jointes ci-après.

1-4- Climat :

Le climat est un facteur qui a une influence directe sur les phénomènes d'instabilité du milieu physique sur le choix des types de matériaux pour la réalisation des projets de construction.

La région d'étude 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. avec une température moyenne variant entre **10 et 22°C**, une humidité relative de **65%** et une évaporation moyenne annuelle **1183mm**. Cette dernière révèle un potentiel hydrique très important. Ce potentiel hydrique se manifeste par l'émergence de nombreuses sources d'eau de très bonne qualité.

Les vents dominants sont de direction N-W et N-E, tandis que les vents provenant du sud sont les plus faibles. **Ceci représente un facteur du choix dans l'orientation urbanistique.**

1-5- RESEAU HYDROGRAPHIQUE :

La région d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique assez important relatif à la lame d'eau précipitée durant l'année.

Ce réseau est représenté par différents drains, alimentés surtout par les sources résurgentes et les ruissellements superficiels en liaison surtout avec la fonte des neiges des reliefs élevés. Au niveau de la région de kaous les eaux de surface s'écoule de manière très aléatoire, les lignes de partage des eaux de surface occupent la partie centrale de kaous, les eaux s'écoulent du Sud vers le Nord, de l'Est vers Ouest et de l'Ouest vers l'Est.

A-Les principaux cours d'eau:

◆ **L'Oued Mencha** : qui prend sa source dans le massif d'El ma el bared dans le massif de Texenna.

◆ **L'Oued. Bou-radjeh** : à l'Est et qui délimite la commune de kaous de celle de Jijel et Emir Abdelkader. traverse du sud au nord le territoire de la commune dans sa partie Est et prend sa source dans les versants Nord de Texenna. Ce dernier devient confluent avec celui de Mencha qui traverse la commune en sa partie Est, également au niveau Machouk au Nord de C.W.135, pour ensuite continuer sa course jusqu'à la mer, en traversant la commune de Jijel sur longueur d'environ 01km.

◆ **Oued.Bouchmat** ou convergent les eaux pluviales du versant de chaddia et conflue avec l'Oued Bou-radjah.

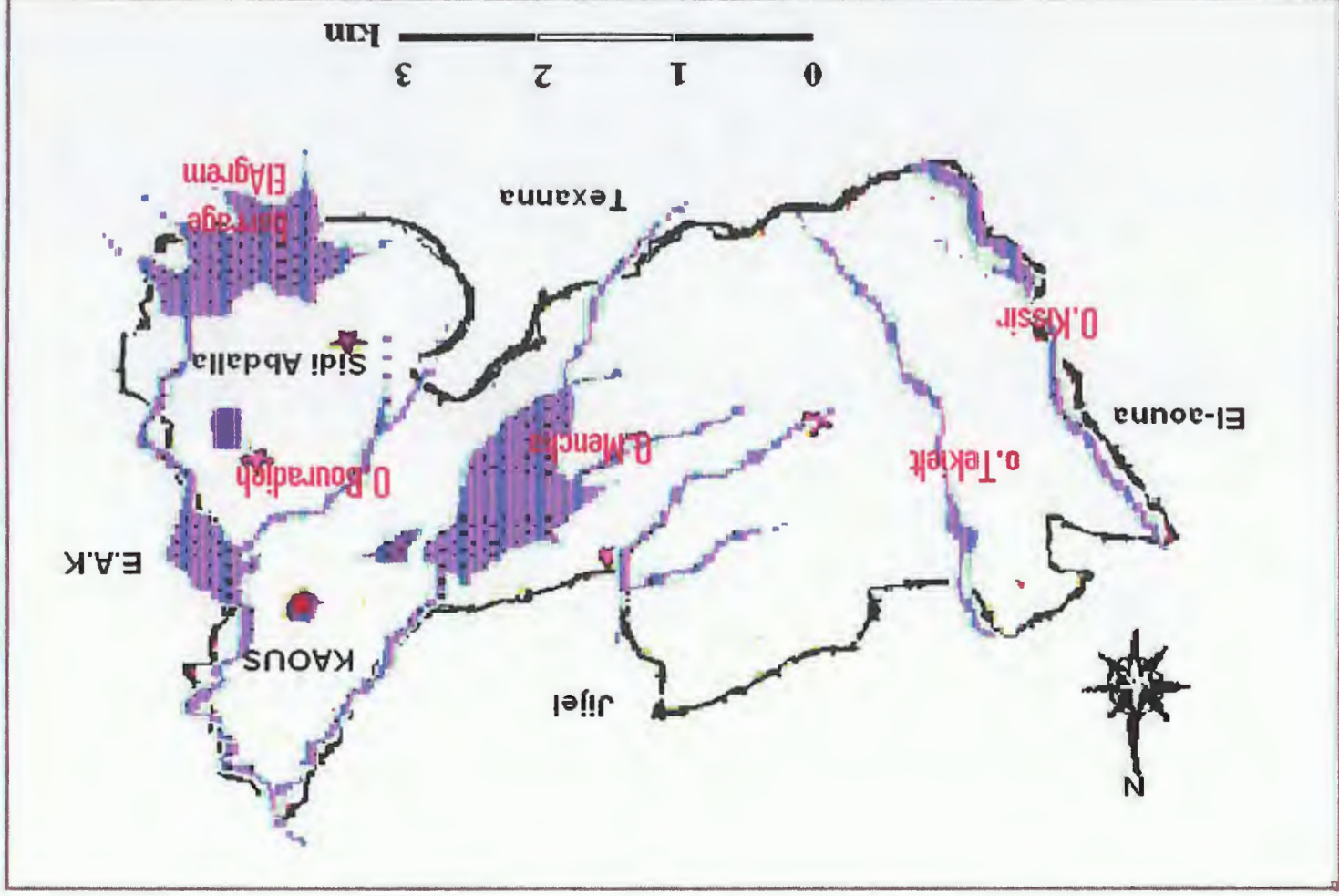
◆ **L'Oued Kissir** ;à l'ouest et qui limite la commune de kaous à celle d'El Aouana ,ce dernier conflue avec O .Tekeilt ,et prend également sa source dans le massif d'El ma el bared dans le massif de Texenna.

Ces oueds coulent dans le sens S-N et se jettent dans la mer. A signaler également l'existence d'un réseau de chaabates plus ou moins importantes réparties à travers le territoire de la commune déversant leurs eaux dans ces oueds.

La pente du profil en long d'un cours d'eau diminue généralement depuis la source jusqu'à l'embouchure. La vitesse du courant décroît du sud vers le nord.

De plus comme la vitesse du courant n'est pas constante dans le profil en travers, les sables et graviers se déposeront dans les zones où la vitesse est faible.Ceci explique la création des terrasses alluviales souvent exploitées comme gisement de granulat

Reseau hydrologique de la commune de Kaous



BENOUNE, 2003

1-6-Sismicité :

Dans l'optique de tout aménagement et de constructibilité, il est nécessaire tenir compte du facteur de sismicité de la région et qui impliquerait l'obligation de se conformer aux règles parasismiques dans le calcul des structures de tout ouvrage.

Selon le R.P.A., la région de Jijel est classée dans la zone de moyenne sismicité ;

Classe (V111): Magnitude allant de 6,0 à 6,9.

Le zoom (B) montre l'emplacement des 3 segments de failles (en rouge) la carte Djijelli et courbes isoseismal (échelle d'intensité) de Harbi et al. (2003).

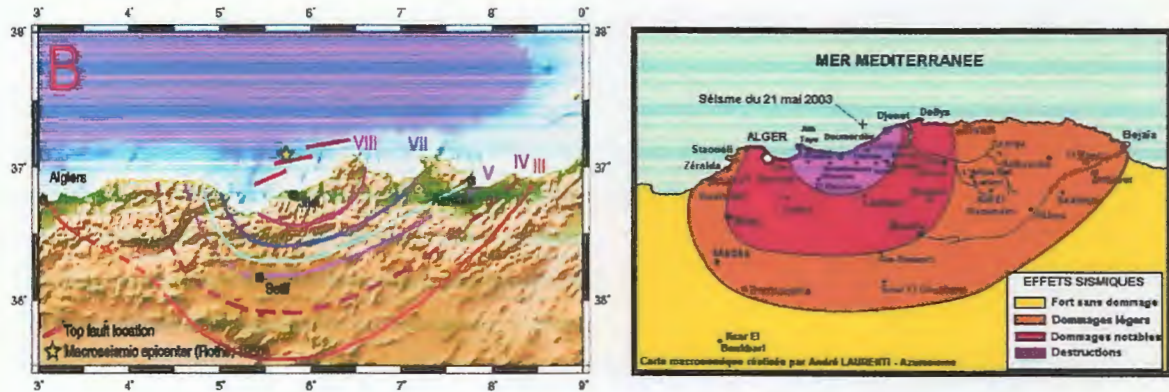


Figure 1.3 : courbes isoseismal-Nord Algérie (harbi, 2003)

2-Problématiques :

Dans l'optique de l'extension de la ville de Jijel, la vision futuriste d'un développement durable de l'urbanisme a pour but d'ouvrir des perspectives touristiques de la wilaya de Jijel. La commune de Jijel qui est le chef-lieu de la wilaya connaîtra un sérieux début de saturation de foncier et donc de manque de site d'implantation des programmes d'aménagement. De plus la morphologie générale de la commune de Jijel, montre que la partie occidentale du territoire présente une topographie assez défavorable eu égard à ses reliefs et monticules dépassant les 300 m d'altitude ;

Elle sera dans l'obligation de transférer une partie de ces programmes vers la commune de kaous, laquelle accuse déjà quelques points de conversation:

- Cette dernière constitue l'arrière pays du chef-lieu à 4.75km;
- Elle se trouve à proximité d'axes de communication importants qui sont la **R.N.43**, la **R.N.77**, ainsi que les chemins de wilaya **150** et **135** qui la relie aux autres communes de la wilaya ;
- Elle occupe une position stratégique et bénéficie d'atouts importants pour son développement économique futurs et prometteurs.
- Elle pourrait connaître un développement socio-économique en rapport avec la croissance démographique. Pour cette raison, les grands travaux d'aménagement du territoire de la commune de Jijel, devraient être orientés vers la commune de kaous.

C'est pourquoi, il est indispensable d'effectuer dans une première étape une étude détaillée de l'état des lieux du milieu physique et naturel dont l'objectif de déterminer les zones d'urbanisation potentielles et celle où la construction doit être prohibée (zones inondables,

marécageuses, et terrains instables....) ainsi que les 12 zones à préserver (terres agricoles, espaces naturels sensibles ou classés). L'approche suivie dans cette analyse repose sur l'étude des données géologiques, morphologiques, hydrologique, bioclimatiques, sismiques, et géotechnique et qui sont représentées dans les divers chapitres de ce mémoire.

Chapitre N° 02 :

GEOLOGIE locale

1- Les reconnaissances géologiques :

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donne une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes. L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches. La reconnaissance peut s'effectuer à l'aide de sondages dont certains exemples sont décrits au paragraphe de la reconnaissance géotechnique. Il sera possible d'établir des coupes prévisionnelles ou même un bloc diagramme qui pourra être confirmé par les sondages (*P. Martin ; 1997*).

1-1-Caractéristiques géologiques de la commune de Kaous :

La région de Kaous fait partie du bassin néogène de Jijel. Ce bassin néogène formant une vaste dépression comblée par des dépôts mio-plio- quaternaire est bordé au Nord par la mer méditerranée, au Sud par les massifs montagneux de Beni-khatab (texanna), à l'Est par l'arête montagneuse de Beni-afeur (Sedat), et à l'Ouest par les massifs montagneux de Bouhnach (El-aouana). Les principales formations de ce bassin peuvent être résumées comme suit :

a) Les dépôts du Quaternaire :

Ils sont constitués de :

1 - colluvions; formés d'éléments anguleux de nature gréseuse, de taille centimétrique à métrique, avec une forme allongée emballée dans une matrice argilo-limoneuse avec une épaisseur faible sur les reliefs varie de 0,5m à 4m. Couvrant la totalité des pentes de la commune, affleurent en amont et en aval des Oueds, ainsi que le relief gréseux à l'Ouest de la région, entre les deux oueds; Kissir et Tekielt.

2 - les terrasses récentes ; ce sont des dépôts essentiellement gréseux, à granulométrie grossière constituent les berges des cours d'eau et les plaines alluviales cultivables.

Sur le plan lithologique, on distingue (02) deux types de dépôts caractéristique de ces terrasses

- Alluvions actuelles ;(a) ; des dépôts grossiers formés de tout venant et éboulis, brèches, sables grossiers jaune mal classé longeant les cours d'eau actuel comme ; O.Mencha, Tekielt, Kissir, Djen-Djen, et Bourajah.
- Transversalement à ces cours d'eau des dépôts alluvionnaires récents (a²), ils sont plus fins et formés des terres limoneuses cultivables.

b) Les formations post-nappes:

1- Les formations du Pliocène ;

les terrasses anciennes des vallées et cônes détritiques; il s'agit surtout des conglomérats continentaux représentés par un mélange d'argiles, de limons de sables fins à grossiers et hétérogènes , des microconglomérats , des graviers , des sables, et des argiles sablo-limoneuses, ainsi que des blocs calcaires biogènes. Ces formations occupent les zones basses du territoire étudié comme les berges des cours d'eau important tels que ; O.Mencha, O.Bou-radje, O.Tekielt, et O.Kissir. L'épaisseur de ces alluvions dépasse 30m, mais elle diminue aux abords des talus.

Ces conglomérats reposent généralement sur les marnes bleues post-nappes d'âge tortono-messinien. Ces dépôts affleurent sur un vaste territoire dans la région de kaous-Cheddia.

2- Les dépôts marneux :

Ces formations datées du Tortono-messinien, débutant par un cycle sédimentaire de sables grossiers jaunâtres par oxydation entièrement marine. L'épaisseur de ces formations varie de 200 à 300 m. Ces formations sont représentées par des séries marneuses bleues à grises parfois jaunâtres. Elles montrent par endroits des passages calcareuses discontinues, ainsi que des miches de calcaire jaunes. Le Miocène couvre une grande étendue des hauteurs d'Ethorat à Sidi Saadalla passant par Chmachma. Ces formations occupent un vaste territoire s'étale de kaous jusqu'à Toualbia .

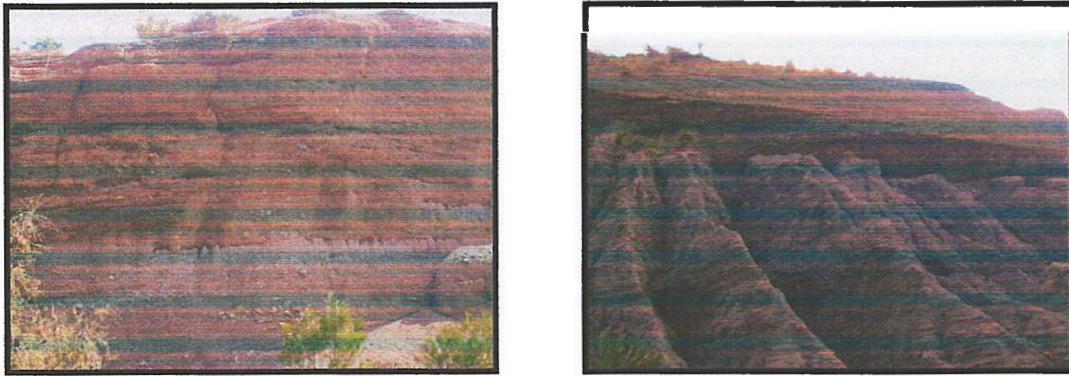


Figure 2-1 : les formations du pliocène ;les marnes surmontées par les dépôts continentaux.

c) Les formations de l'O.M.K (Aquitano-serravallien) :

Les dépôts néogènes reposent en discordance sur les formations de l'O.M.K. Elles sont associées à des olistostromes (formations tectono-sédimentaires) représentées par des blocs des flyschs maurétanien et/ou massylien emballées dans les formations molassiques. Dans le territoire étudié, ces formations sont représentées par la molasse de l'O.M.K on distingue plusieurs faciès :

1- la matrice marneuse à passages gréseux:

Ses affleurements sont observés au Nord Ouest et à l'Ouest de la commune de Kaous, entre Toualbia et O.Kissir. La série comporte des marnes grises à jaunes avec des passées argileuses vari-coloires plastiques parfois rouges englobant des nodules ferrugineux.

2- le faciès flysch grès-micacé;

Sous forme d'olistostromes, il est constitué d'une alternance de bancs de grès fins légèrement quartzitiques souvent à ciment quartzo-pélitique et des argiles jaunes indurées parfois marneuses. Cet ensemble est partout microplissé affleurant à l'ouest (les deux rivières de O.Kissir).(Djellit,87)

d) Les formations numidiennes :

D'âge Aquitano-burdigalien ; il s'agit de grès quartzeux, de teinte jaune à blanc. Formations de type flysch comportent des alternances de grès-argiles avec prédominance des argiles. Cette nappe est représentée à la base par argiles bariolées dites argiles sous numidiennes et au sommet par une importante assise de barres gréseuses. Elle constitue de grands affleurements dans l'agglomération de Ben Sabar. On peut trouver des unités lithologiques dont leurs aspects représentent des caractéristiques flyschoides de l'Albo-aptien (flysch massylien), ainsi des argiles violacées parfois grises, et des quartzites olivâtres très dures.



Figure 2-2 ; le pré-flysch numidien



les flyschs massylien(hors zone d'étude)

- **Remarque :**

Par endroit et notamment au niveau de la région de Bouhlal (sud de cheddia), il existe de gypse, emballé dans une matrice marneuse du miocène. Cette dernière montrent un aspect des balcons résulte l'érosion des eaux superficielles ; dit érosion en balcon

Des pré-flyschs (alteration des formations du O.M.K.) emballées dans une matrice d'argile jaune d'âge oligocène affleurant à l'Ouest de Beni Ahmed.



Figure 2-3 : érosion en balcon (sud cheddia - 2009)



le gypse emballé dans les marnes du miocène

La répartition de ces formations sur la quelles repose la commune de kaous est représentée par la coupe géologique ci-après :

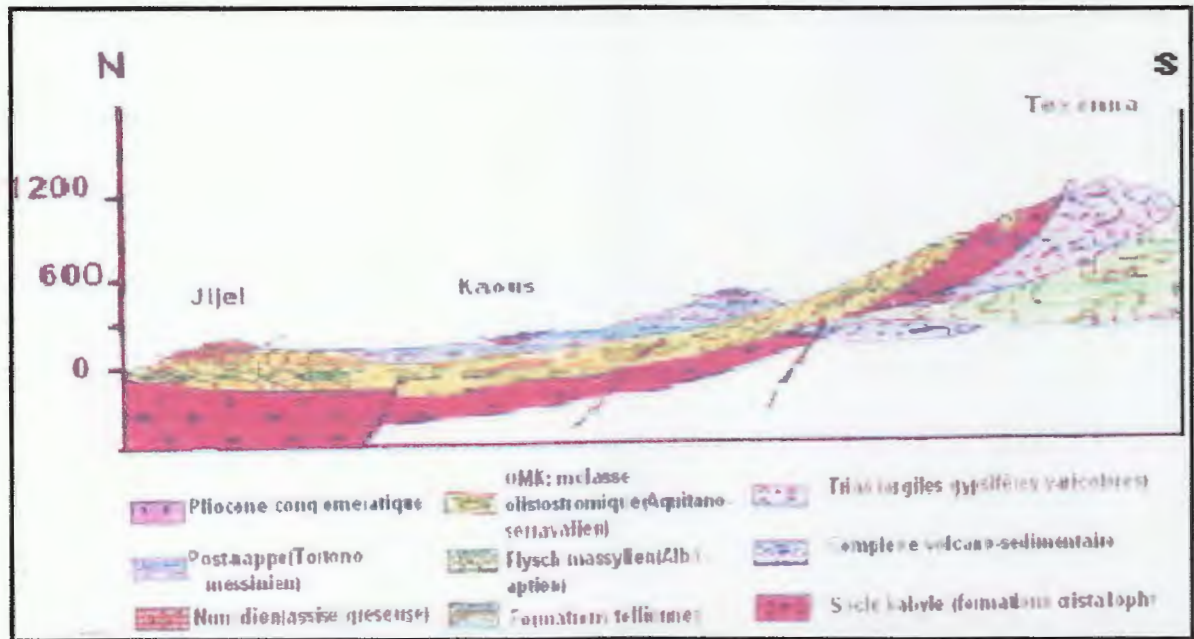


Figure 2.4 : coupe schématique de la région de Kaous. N-S (in rouikfia, 2008)

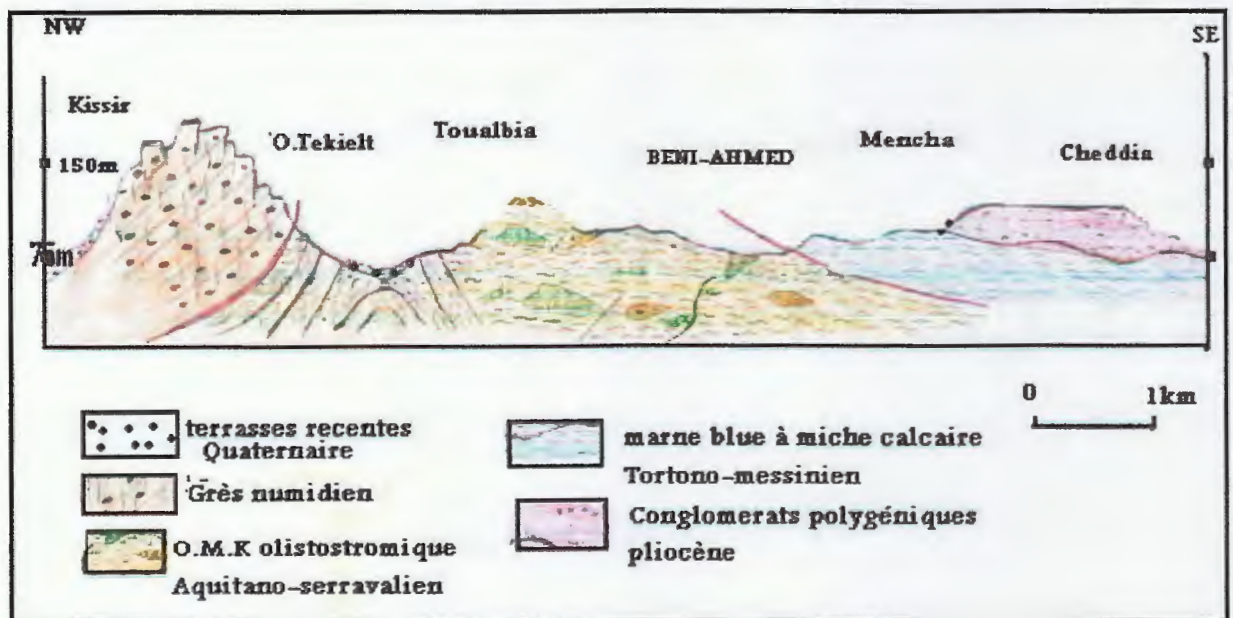
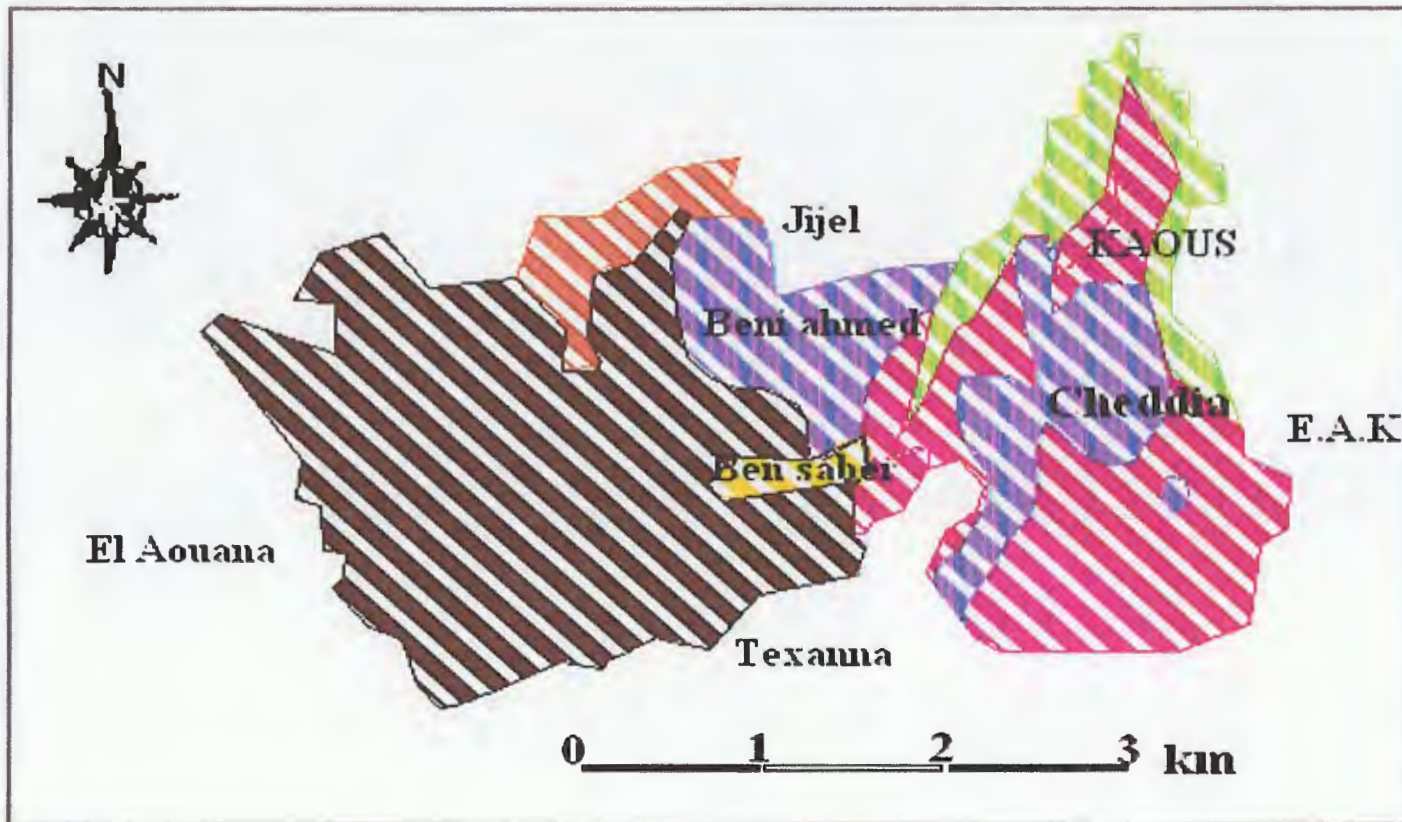


Figure 2.4 : coupe schématique de la région de Kaous. NW-SE (Benoune, 2009)

CARTE LITHOLOGIQUE DE LA COMMUNE DE KAOUS



BENOUNE, 2009

- | | |
|--|--|
|  les alluvions |  grès numidien |
|  les formations molassiques |  conglomérat polygénique du pliocène |
|  argile jaune d'oligocène |  marne bleue à niche calcaire du miocène |

Chapitre N° 03 :

Synthèse hydrologique et hydrogéologique

1- 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.

Cette synthèse a pour but d'estimer la relation eau- sol afin de déterminer le comportement hydrodynamique des formations constituant le territoire communal de kaous. Tandis que ces dernières sont des formations meubles, les eaux superficielles jouent un rôle majeur dans la déstabilisation des terrains. C'est pour cela il est nécessaire de déterminer les apports d'eau dans la commune de kaous, en mettant l'accent sur le régime caractéristique du fonctionnement de tout le système hydrologique qui influe directement sur le comportement piézométrique de la nappe, et de caractériser les formations potentiellement aquifères.

2- L' hydroclimatologie:

Les grandes caractéristiques des principaux bassins versants et de leurs rivières principales sont présentées dans le document ci-dessous :

Kaous est une région où se succèdent plaines et collines. à l'arrière des plaines du littoral , le relief s'élève, formant les collines d'El-Mtamar ,et la colline 217m au flanc droit de O.Kissir Le centre du département de Kaous est occupé par une vaste plaine.

2-1-Les caractéristiques climatiques:

L'estimation de la quantité d'eau imprégnant la région est indispensable, car l'action de l'eau sur le sol se manifeste sous plusieurs modes ou de diverses manières, la source principale de cette eau est les précipitations (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.

A- les précipitations:

Notre région d'étude est l'une des plus arrosées de l'Algérie ; avec 900mm à 1200mm d'eau par an. L'étude pluviométrique sert à l'évaluation globale de la lame d'eau reçue par le sol et qui a une influence sur le comportement hydrodynamique de la zone considérée. Les précipitations déterminant 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 des stations: Erraguen, Jijel (station A.N.R.H) et Achouat, jijel (port) et barrage El-agrem.

Tableau 3 -1 : Cordonnées des stations météorologiques de la région de Jijel.

Station	X(km)	Y(km)	Z(m)
jijel-port	774.10	396.15	2
jijel- A.N.R.H	774.10	369.15	5
achouat	785.60	390.50	5
erraguène	557.45	368.60	680

☞ **Précipitations moyennes annuelles:**

L'étude des précipitations moyennes annuelles s'est effectuée à partir des données des séries récentes qui s'étendent de 1986 à 2008 pour les stations de Jijel (ANRH) et celle d'Achouat et d'Erraguène et la série ancienne P. SELTZER (1913-19387) de la station d'Achouat.

Tableau 3-2 : Précipitations moyennes annuelles des stations de Jijel

Station	Série ancienne P.SELTZER (1913-1938)	Série récente ANRH (1986-2008)
Jijel (A.N.R.H)	/	979.41mm
Achouat	1234 mm	985.50mm
ERRAGUENE	/	1201.57mm

A titre comparatif, pour les valeurs représentées au tableau, 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 dû 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 conséquent l'abaissement du niveau piézométrique de la nappe.

La pluviométrie maximale est de l'ordre de 203.9 mm pendant le mois de décembre, et minimale de l'ordre de 3.44 mm observée pendant le mois de juillet, la moyenne annuelle est de 73.54 mm. Pour la station d'Achouat, La pluviométrie maximale est de l'ordre de 253 mm pendant le mois de décembre, et le minimum est de l'ordre de 4.96 mm observée pendant le mois d'août, la moyenne annuelle est 973.54 mm.

☞ **Précipitation moyennes mensuelles et saisonnières:**

✓ **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.)

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

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	03	7	1234
		403			548			246			37		

❖ Série récente:

Le tableau 3-4, montre la répartition mensuelle et saisonnière de la série récente concernant les précipitations de trois stations: Jijel (ANRH) (1995-2008), Achouat (1995-2008), barrage EL Agrem (1995-2004).

Ce tableau met en évidence que la saison la plus humide est l'hiver avec des valeurs de (46.69%) des précipitations saisonnières pour la station de Jijel (ANRH), (46.19%) pour celle de la station d'Achouat, et (48.57%) pour la station du barrage EL Agrem. Par contre, la saison la plus sèche est l'été avec des valeurs de (2.71%), (3.40%) et (3.13%) pour les mêmes stations respectivement.

Tableau 3-4 Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières des stations

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
STATION	50.31	62.85	188.77	171.41	154.47	110.90	53.59	77.89	39.89	10.96	1.98	12.36
A.R.N.H	132.54			436.78			171.37			25.31		
	32.28 %			46.69 %			18.32 %			2.71 %		
	66.5	71.72	172.54	182.3	156.72	116.20	55.62	80.42	50.01	15.38	3.17	14.93
Achouat	310.75			455.25			186.05			33.83		
	31.53 %			46.19 %			18.88 %			3.40 %		
	56	71	184	192	197	139	61	100	53	12	8	14
Barrage el-agrem	311			528			214			34		
	28.62 %			48.57 %			19.68 %			3.13 %		

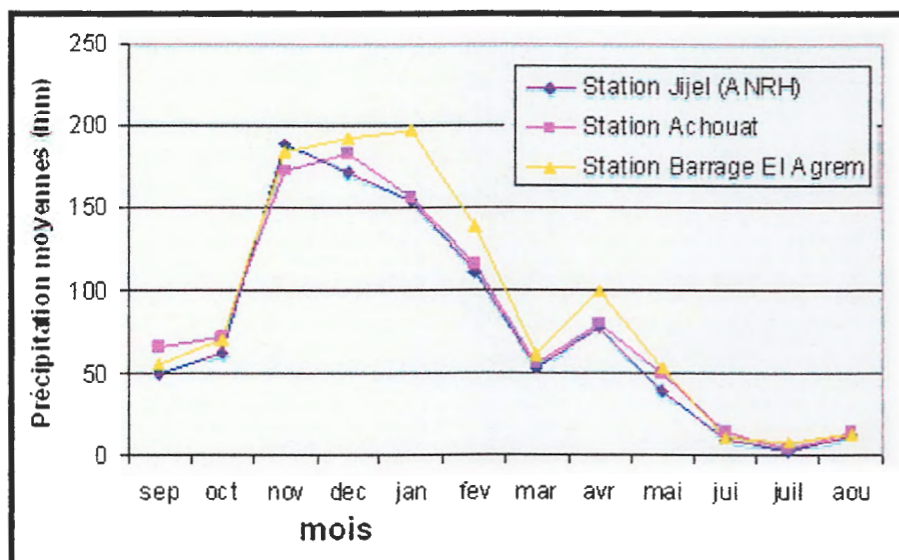


Figure 3-1 : Courbes des précipitations moyennes mensuelles et saisonnières des stations Jijel (ANRH), Achouat, et barrage EL Agrem:

La figure 3-1 , schématisant la répartition mensuelle et saisonnière des précipitations pour les trois stations précédents, montre que les trois courbes présentent approximativement une même allure avec des minima observés au mois de juillet, (8,00 mm) pour la station du barrage El Agrem et

(3.17 mm) pour la station d'Achouat et 1.98mm pour la station Jijel ANRH , et des maxima enregistrés au mois de janvier pour la station de Barrage El Agrem (197mm) et au mois de décembre pour celle de la station d'Achouat (182,3 mm), et au mois de novembre pour la station de Jijel ANRH avec 188.77.mm

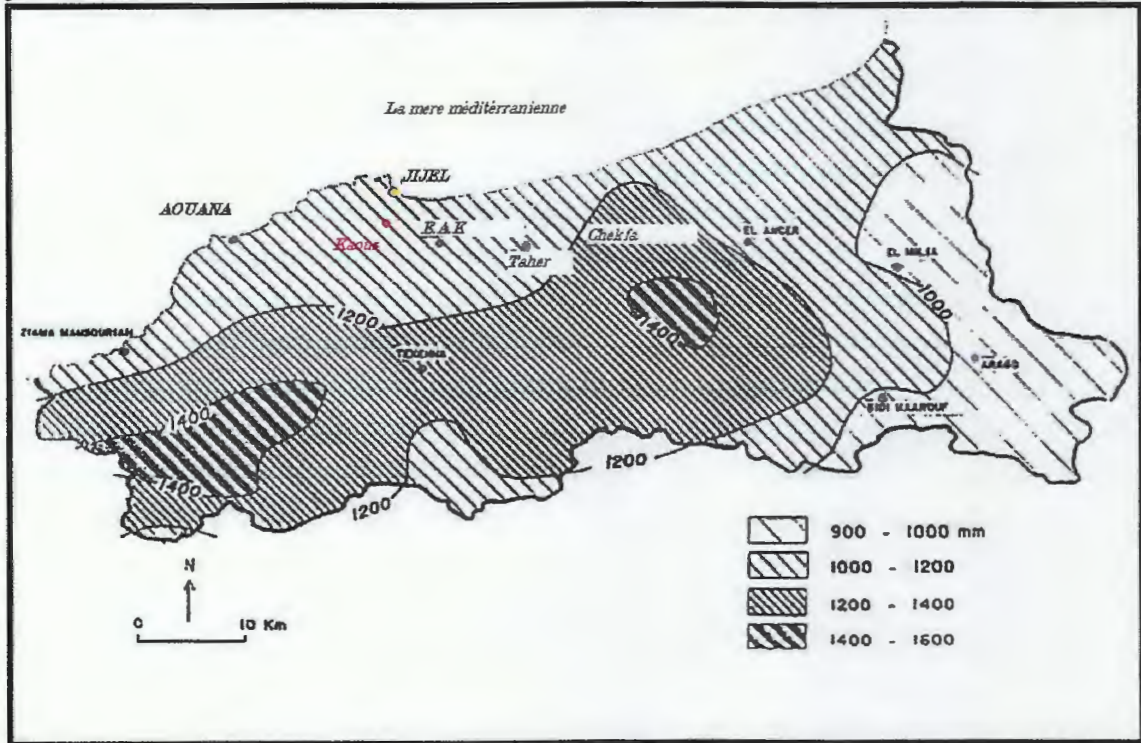


Figure 3 -2 : Carte pluviométrique de la wilaya de jijel , d'après A.N.R.H.1993

B- 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 .

Nous avons utilisé deux séries: une ancienne et l'autre récente, à partir des données enregistrées dans les stations: Jijel (port), et d'Achouat respectivement.

❖ Série ancienne (1978-1989):

Tableau 3-5: Températures moyennes mensuelles de la station Jijel (port) pour la période (1978-1989)

Station	Températures en (C°)												année
Jijel	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	18,52
(port)	23.62	21.03	17.27	13.42	12.37	12.58	13.45	15.84	18.22	22.57	25.29	25.92	
	20.64			12.79			15.83			24.81			

❖ Série récente (1996-2008):

Tableau 3-6: Températures moyennes mensuelles de la station d'Achouat pour la période (1996-2008)

station	Températures en (C°)												Année
Achouat	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	17.66
	23	20	15	12	12	11	13	16	18	21	25	26	
	19.33			11.66			15.66			24			

Les deux tableaux 3-5 et 3-6 révèlent que la saison la plus froide est l'hiver, avec une valeur de température moyenne saisonnière proche de (12 C°) et la saison la plus chaude est l'été avec une température moyenne de l'ordre de (24C°).

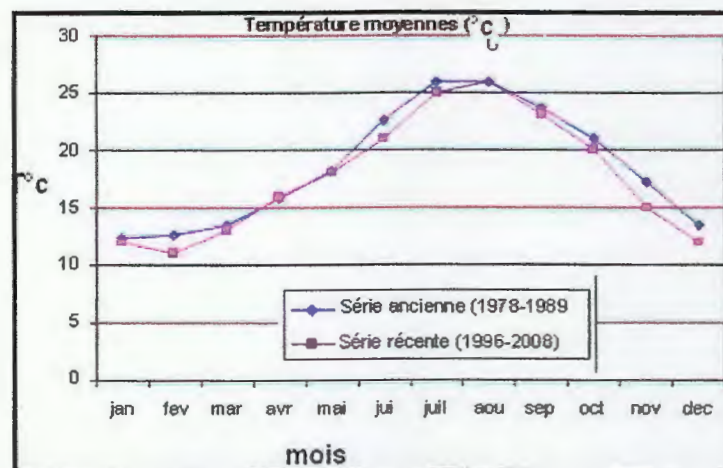


Figure 3-3 : Températures moyennes mensuelles des séries anciennes (1978-1989) et récente (1996-2008)

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

C- Relation température- précipitations:

➤ **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 moins ou le total des précipitations est égale ou inférieur au double de la température moyenne mensuelle, soit $P \leq 2 T$ en (C°).

Il est possible donc d'élaborer un Diagramme ombrothermique dit pluviothermique, 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

Comme le montre le diagramme ombrothermique, 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.

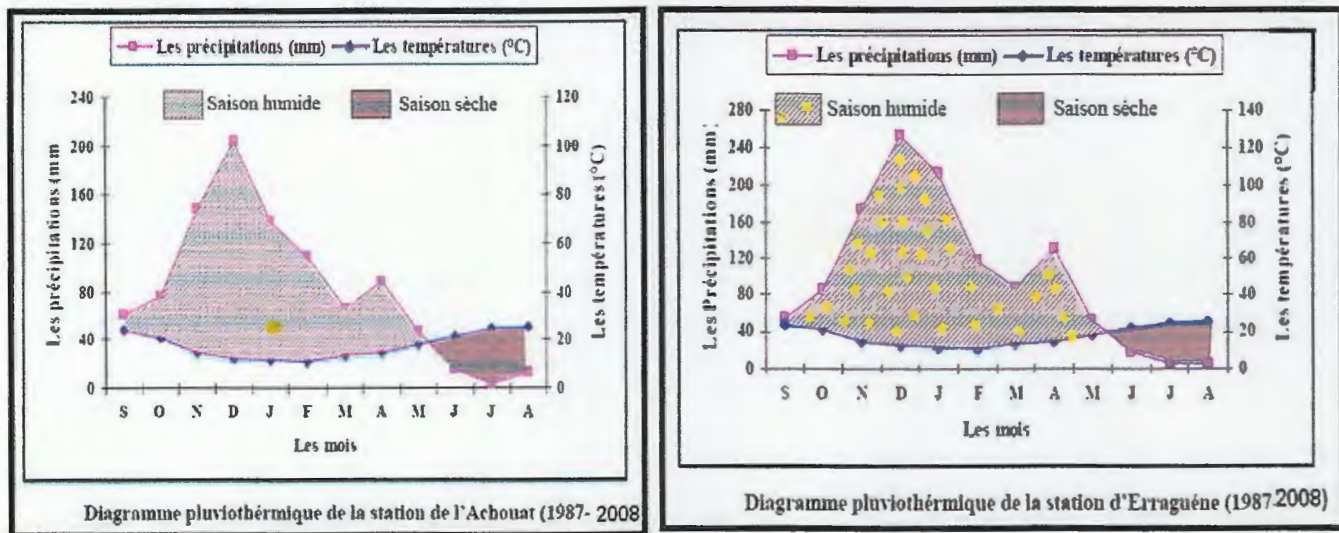


Figure 3-4 : Diagramme ombrothermique

D- Autres paramètres:

D-1- Le vent:

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

Le tableau 3-6, résume les valeurs moyennes mensuelles des vents de la station d'Achouat.

Tableau 3-7 : Valeurs moyennes mensuelles des vents (en m/s)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
Valeurs moyennes	2.19	2.04	2.24	2.54	2.45	2.52	2.58	2.3	1.89	2.43	2.04	1.89	2.25

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).

D- 2- 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.

Tableau 3-8 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité de la station d'Achouat

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
Valeurs moyennes	79.6	75.3	77.5	77.6	78.2	79.1	76.7	75.3	80.54	69.5	72.7	71.5	76.13

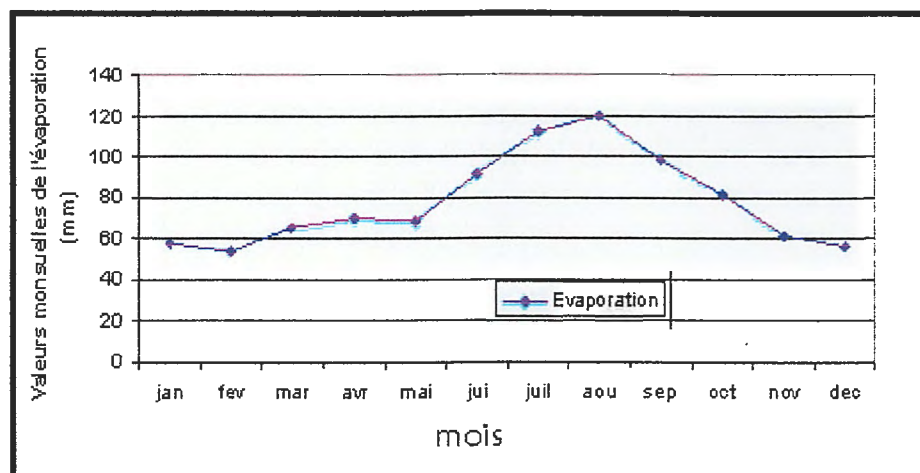
D'après le tableau 3-8, la valeur maximale est de l'ordre de (80.54%) au mois de Mai et la valeur minimale est de l'ordre de (69.45%) pendant le mois de Juin.

D- 3- L'évaporation:

Le tableau 3-9, résume les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation de la station d'Achouat.

Tableau 3-9: Valeur moyennes mensuelles de l'évaporation d'Achouat. (en mm)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
Valeurs moyennes	98.4	81.2	61.2	55.9	57.6	53.8	65.6	70.1	68.1	91.6	112.1	119.72	77.9

**Figure 3-5: 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).

a) Evapotranspiration :

Elle a une grande importance pour les études hydrogéologiques, car elle intéresse le bilan hydrologie et les réserves souterraines. Elle résulte de la combinaison de deux phénomènes qui transforment l'eau en vapeur par un processus spécifique et physique.

3-Hydrogéologie :

3-1--L'étude Hydrologique :

La wilaya de Jijel recèle un potentiel hydrique assez important avec :

- un apport moyenne annuel de l'ordre de un milliard de mètre cube par an, pour une précipitation moyenne de 850 mm/an enregistrés durant la dernière decenne .
- un volume en eau potable de l'ordre de 656Mm³/an représentés par le volume d'eau superficielle, et 74M m³/an représentés par les eaux souterraines.

A partir de la carte hydrographique on remarque que la wilaya de Jijel est parcourue par une multitude d'oueds avec un réseau hydrique très dense ; tels que O.Djen-djen, O.El-kébir, O.Mencha, O.Kissir. [A..N.R.H]

En particulier pour ce qui concerne la commune de Kaous, on peut distinguer 03 grands cours d'eaux :

➤ Oued Djen-djen ;

-La longueur de l'oued principal est donc à revoir naissance à 29.2 km. selon une direction Ouest-Est, jusqu'à la station hydrométrique de Missa (Tabelout), puis s'oriente Sud – Nord, jusqu'à la mer.

-Le réseau hydrographique est dense, traduisant un drainage élevé. Avant de s'ouvrir sur la plaine littorale, l'oued Djendjen est très encaissé à l'amont, empruntant des ravins qui entaillent les reliefs de Texanna et Thar Oussaf.

-Le bassin versant de l'oued Djendjen résulte de la jonction de divers cours d'eau parmi lesquels nous citons les plus importants :

1. l'oued Bahar, l'oued Djendjen (partie amont du bassin) ;

2. l'oued Raha, l'oued Djendjen de nouveau (à l'aval de la première partie citée) qui continue jusqu'à la mer.

Notons que les oueds Kendrar, Agoug, Kendoulia, Reha et Zatout sont de moindres importance que les premiers cités. L'oued Djendjen prend sa source à 1992 m d'altitude sur le flanc Nord des Babors orientaux.

-La présence à l'amont de seuils rocheux particulièrement résistants à l'érosion, accroît la force du ruissellement et induit des débits de crues instantanées, assez élevées.

-La pente de l'oued Djendjen s'adoucit et s'estompe d'avantage en pénétrant dans la plaine avale où, elle devient plus faible. Ceci va impliquer, à ce niveau, un ralentissement de la vitesse d'écoulement qui aura une incidence sur les relations des eaux superficielles avec la nappe.

-Le bassin versant de l'oued Djendjen couvre une superficie de 530 Km². Il est situé entre la latitude 36°22' et 36°48' Nord et la longitude 5°30' et 5°58' Est. On y distingue d'amont en aval, huit sous bassins versants leurs superficies varient entre 9.3 km² à oued Agoug et 154km² à oued Missa.

✓ **Périmètre (P)** = 103 km

✓ **Superficie (S)** = 530 km²

✓ **La forme du bassin versant :**

Elle est traduite par l'indice de compacité de Gravelus (Kc)

$$KC = 0.282 \cdot P \sqrt{A}$$

Avec :

• KC: Indice de compacité

• P : Périmètre stylisé (km)

A : Superficie planimétrique (km²)

KC = 1.26, le bassin a une forme allongée

La longueur du rectangle équivalent est égale à : L = 37.55 km

✚ évapotranspiration potentiel ;(E.T.P) :

C'est l'évaporation à partir de la surface d'un gazon court poussant activement recouvrant totalement le sol de hauteur uniforme et bien pourvu d'eau. Plusieurs méthodes ont été établies pour calculer E.T.P.

$$E.T.P=16(10T/TE)^a$$

Avec ; T : la température moyenne mensuelle

a : un exposant climatique =1.83

TE : indice thermique annuel =83.43

K : facteur de correction pour calculer E.T.P corrigée.

Tableau 3.10 :calcul de l'E.P.T selon Thornthwaite

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T (°c)	23.45	19.90	15.45	12.66	11.58	11.4	13.23	14.40	18.02	21.71	24.12	25.83
ETP (mm)	106.03	78.52	49.23	34.32	29.15	28.32	37.20	43.44	65.48	92.98	111.64	126.55
K	1.03	0.97	0.86	0.84	0.87	0.85	1.03	1.1	1.21	1.22	1.24	1.16
ETPcorrigée	109.22	76.16	42.34	28.82	25.36	24.01	38.31	47.78	79.23	112.34	138.44	146.80

✚ Evapotranspiration réelle E.T:

Est la quantité d'eau évaporée par le sol et la végétation

Formule de Turc : elle Permet de quantifier l'E.T.R sous tous les climats.

$$E.T.R=P/\sqrt{0.9+(P^2/L^2)}$$

Avec : P :la précipitation moyenne(mm)

L : paramètre dépendant de la température (m)

T : température moyenne annuelle (°C)

D-4- La grêle :

Bien qu'elle soit liée aux orages, les chutes de grêle sont également corrélées à la température des couches basses de l'atmosphère. Les épisodes de grêle les plus fréquents sont connus en hiver.

Tableau 3-11 : Moyennes mensuelles des chutes de la grêle

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	moyenne annuelle
Moy.de Grêle	2.4	2.4	1.4	0.8	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.5	1.9	9.8

D-5- Duré d'insolation :

Elle traduit la durée de rayonnement solaire. Elle s'exprime en heures. Le maximum de durée d'insolation est observé au mois d'août (313.4 heures) et le minimum au mois de janvier (153.2 heures).

Tableau 3-12 : Moyennes mensuelles de la durée d'insolation en heure.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
H (heure)	153.2	158.2	194.7	209.3	265	285.5	336.8	313.4	243.5	201.4	170.4	145

La largeur du rectangle équivalent est égale à : $I = 14.24 \text{ km}$

Nous pourrions calculer l'altitude moyenne du bassin versant (H_{moy}) :

$$H_{moy} = \frac{\sum H_i \cdot S_i}{A}$$

Avec :

- H_{moy} : Altitude moyenne du BV en (m) ;
- H_i : équidistance en (m) ;
- S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveaux en (km^2) ;
- A : Surface totale du BV.

D'où $H_{moy} = 736 \text{ m}$

- La dénivelée spécifique permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M qui permet de définir les différents types de relief des bassins versants quelque soient leurs superficies

$$D_s = I_g \cdot S$$

Avec :

- I_g : indice de pente globale
- S : superficie du bassin versant
- $D_s = 460.43 \text{ m}$ donc notre bassin versant présente un relief fort (R6).
- Un relief fort pour tous les sous bassins situés en amont de la plaine alluviale;
- Un relief modéré pour la plaine alluviale.

➤ Oued Kissir :

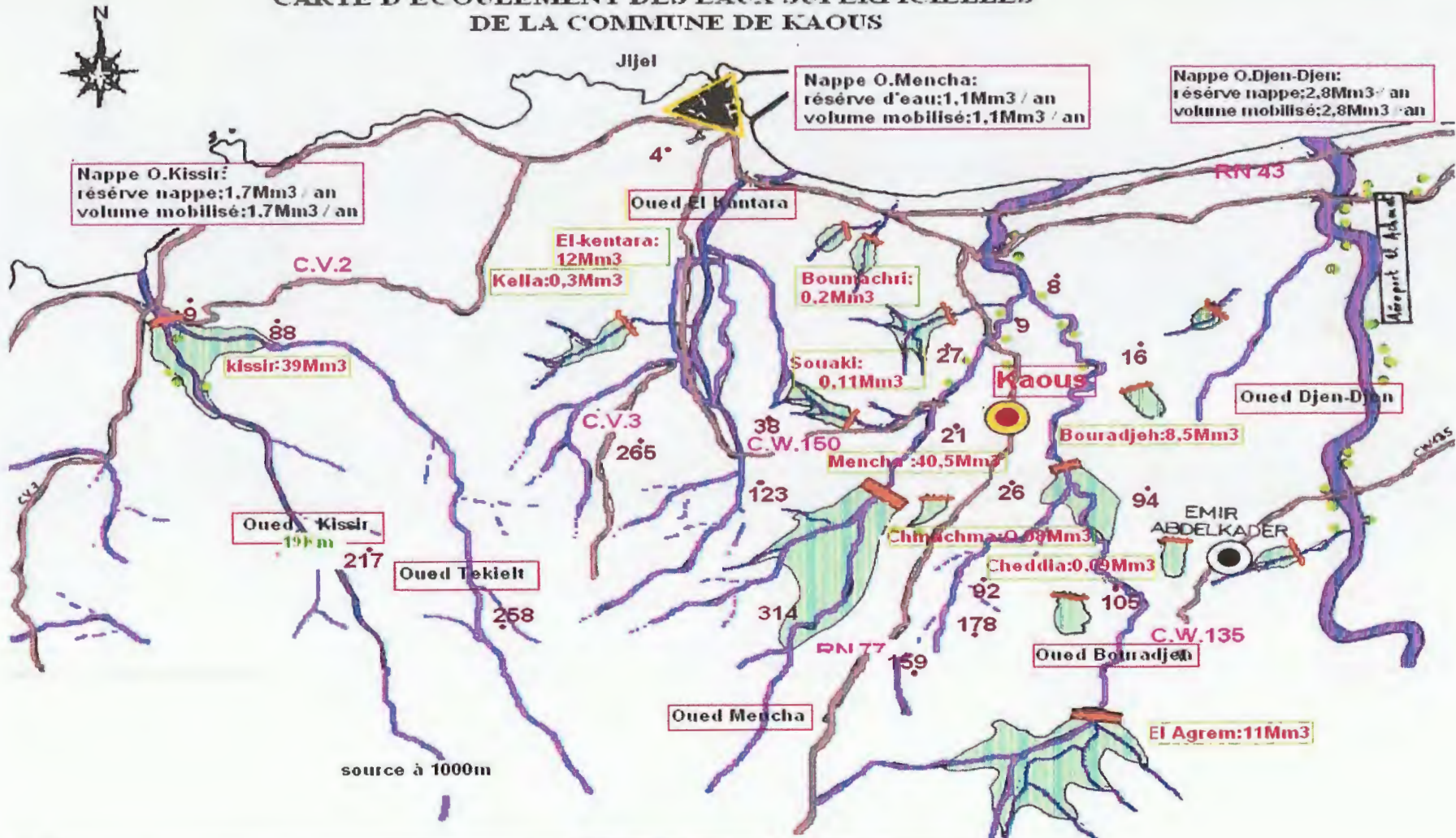
- Du point de vue topographique, il s'agit d'un étranglement assez accentué dont les flancs montrant des aspects irréguliers. la rive gauche est caractérisée par une pente moyenne supérieure à 50% avec 30% pour le flanc droit (notons qu'il existe un barrage au niveau de la route N°43, près de l'embouchure d'Oued Kissir.
- Son cours d'eau conflue avec O.Takielt, drainant une surface totale de l'ordre de 107.29 km^2 avec un périmètre égal à 50.18 km .
- O.Kissir prend sa source à 1000 m avec un cours d'eau d'ordre de 19 km , et une pente moyenne voisine à 90 m/km .
- O.Takielt ; 600 m d'altitude, 13 km pour son cours et 33 m/km , sa pente moyenne.
- Ses affluents sont ; O.Dakkara, O.Bechar.
- Un coefficient de compacité égale à 1.35 .
- La longueur du rectangle équivalent est égale à : $L = 37.55 \text{ km}$
- La largeur du rectangle équivalent est égale à : $I = 14.24 \text{ km}$
- Indice des pentes égales à 54 .

➤ Oued Mencha :

La plaine d'Oued Mencha est considérée parmi les principales sources d'alimentation en eau potable, en eau industrielle et en eau utilisée pour l'irrigation de la commune de Jijel et celle de Kaous.

- O.Mencha avec ses affluents Oued Bou-radjah, Oued El-agrem, Bou-bara, Oued Bouhou, Oued El-agrir et Oued Tazourt présentent 123.6 km^2 de surface totale .
- L'exutoire de ce dernier se situe à 5 km à l'Est de Jijel (chef-lieu).
- Le rayon d'action est d'ordre de $R=97 \text{ m}$.
- Un gradient hydraulique varie de 16% à 32% , selon la perméabilité des formations constituent leur lit. voir *Figure 3.6: carte d'écoulement des eaux superficielles de la commune de Kaous (modifiée par Benoune ; 2009)*

CARTE D'ÉCOULEMENT DES EAUX SUPERFICIELLES DE LA COMMUNE DE KAOUS



	Routes principales et secondaires		Barrage existant
	Cours d'eau principal		Barrage en construction
	Cours d'eau secondaire		Retenues collinaires
	Forage		

0 1 2 3 km

BENOÛNE, 2009

3-2-Etude Géophysique :

3.2.1 Introduction :

Les méthodes géophysiques permettent de déterminer les paramètres fondamentaux indispensables à l'étude d'un aquifère, notamment :

- Sa profondeur et son épaisseur,
- Son extension latérale qui permet, conjointement à la connaissance de son épaisseur, de calculer le volume du terrain réservoir,
- La nature des formations constituant le substratum, et l'allure du toit de la nappe.

L'objectif de ces prospections est défini comme suit :

- Préciser la géométrie de l'aquifère ;
- Mettre en évidence les variations latérales de faciès et d'épaisseur du terrain Réservoir ;
- Déterminer les zones les plus favorables à l'emmagasinement des eaux souterraines et l'implantation d'ouvrages de captages ;
- Préciser, sur le front de mer, la position de l'interface entre les eaux douces et les Eaux salées.

3.2. 2- Les sondages électriques :

↳ Oued Djen-djen :

Dans ce but, 25 sondages électriques, situés sur 4 profils transversaux distants de 100 mètres, ont été réalisés en 1961. Les sondages sont espacés de 50 mètres.

L'aire des fortes valeurs de résistances transversales (2000 Ohm. m²) se situe dans la zone médiane de la plaine. Elle se constitue le centre d'une bande allongée qui souligne la présence d'un lit fossile, parallèle au lit actuel. Cette zone est potentiellement favorable à l'implantation de forages d'exploitation d'eaux souterraines.

Une autre aire de fortes résistances transversales (1500 à 2000 Ohm. m²) se situe sur la rive gauche, au Nord Est de Bouhamdoune.

Ailleurs, les valeurs sont inférieures à 1000 Ohm.m², notamment sur toute la rive droite, où des valeurs de Rt faibles (0 à 500 Ohm.m²), traduisent une diminution d'épaisseur des alluvions aquifères à cause d'un bombement du substratum marneux.

A l'embouchure de l'oued, on doit supposer un infléchissement rapide des courbes pour obtenir un tracé parallèle au rivage marquant le biseautage des niveaux à eaux douces.

↳ Oued Mencha :

Au niveau de la plaine, l'étude g géophysique comporte au total 30 sondages électriques répartis sur 8 profils de Nord en Sud et de direction W-E.

Le diagramme du sondage électrique exécuté dans la vallée est caractérisé par une résistivité égale à

80ohm. Cette valeur correspond aux galets rencontrés entre 14 et 18.5m, les argiles et les sables varie de 0 à 14m avec une résistivité comprise entre 15 et 25ohm. Le substratum marneux est de l'ordre de 7ohm.

Ceci semble être logique car la valeur de Rt dépend de l'épaisseur des alluvions et par conséquence de la profondeur du substratum marneux.

- on a une zone à Rt maximale environ de 1000ohm.m², en parallèle avec l'Oued ; celle-ci traduit l'axe de l'ancienne vallée, c'est donc la où les forages seraient productifs.
- Sur la rive N-E, Rt atteint même 3000ohm.m² ; les forages donneraient un meilleur débit.

Donc ; les zones résistantes sont situées au pied du Dj.Boukhartoum et le long de la vallée fossile.

↳ Oued Kissir ;

Au niveau de ce dernier la technique d'investigation géophysique c'était la diagrapie (en 1983).

L'emploi des diagrapies, sans remplacer ces études traditionnelles peut accélérer les sondages, en diminuant le coût et parfois en améliorent les résultats. Les diagrapies classiques se reposent en effet d'élucider la nature des terrains traversés, par l'intermédiaire de mesures géophysiques portant sur les parois de forages, carottés ou non, et sur l'eau d'imbibition. Elle permet d'aboutir une étude qualitative et quantitative des formations perméables et imperméables ainsi leurs épaisseurs .les informations qu'on peut ressortir sont :

- l'épaisseur des alluvions atteint 29m.
- Les marnes se trouvent à 29m de profondeur avec 09m d'épaisseur.

3.3 Etude hydrogéologique :

a) Les grands ensembles lithologiques :

Une synthèse des travaux sus-cités nous permet de dire que les différentes formations lithologiques trouvées dans la région d'étude sont des roches meubles tels les alluvions, les argiles et les marnes.

- Perméabilité des différentes formations lithologiques et des formations superficielles :

Le tableau qui suit résume la perméabilité des différentes formations existantes dans la région de kaous :

Tableau 3.13: Perméabilité des différentes formations Lithologiques de la région étudiée.

Formations superficielles	Perméabilité
Marnes et argiles	imperméables
Argiles, limons	Imperméables
Argiles, limons, graviers	Semi perméables
Argiles, limons + blocs	Semi-imperméables
Argiles + sables	Semi Imperméables
Argiles, sable + blocs	Semi-perméables
Alluvions	Perm .d'interstice.
Terrasses	Perm .d'interstice.
grès	En grand+ interstice

Une combinaison des données d'ensemble lithologique avec celles du tableau (3.13) nous permet d'avoir une vue globale et d'estimer la répartition des zones de perméabilité de notre région d'étude. En effet, les grès présentent une très bonne perméabilité, donc de grandes capacités de rétention des eaux souterraines. Plus de 20 % des terrains de la partie Ouest étudiée font partie de cette catégorie.

Une bonne partie de roches meubles (marnes, argiles) mélangées aux sables, blocs, et graviers offrent une perméabilité beaucoup moins importante que celle des roches de la première catégorie.

Cette deuxième classe regroupe toutes les roches imperméables et semi-perméables du tableau (3.13), l'ensemble de ces formations domine les 75 % de la totalité des terrains.

La carte des perméabilités tracée à partir des données des forages implantés le long des Oueds montre une homogénéité des valeurs, Comme

L'épaisseur de la nappe est relativement constante, nous pouvons dire que cette perméabilité

Dépend surtout de la nature lithologique. Elle varie entre $0.22 \times 10^{-3} \text{m/s}$ et $3.25 \times 10^{-6} \text{m/s}$.

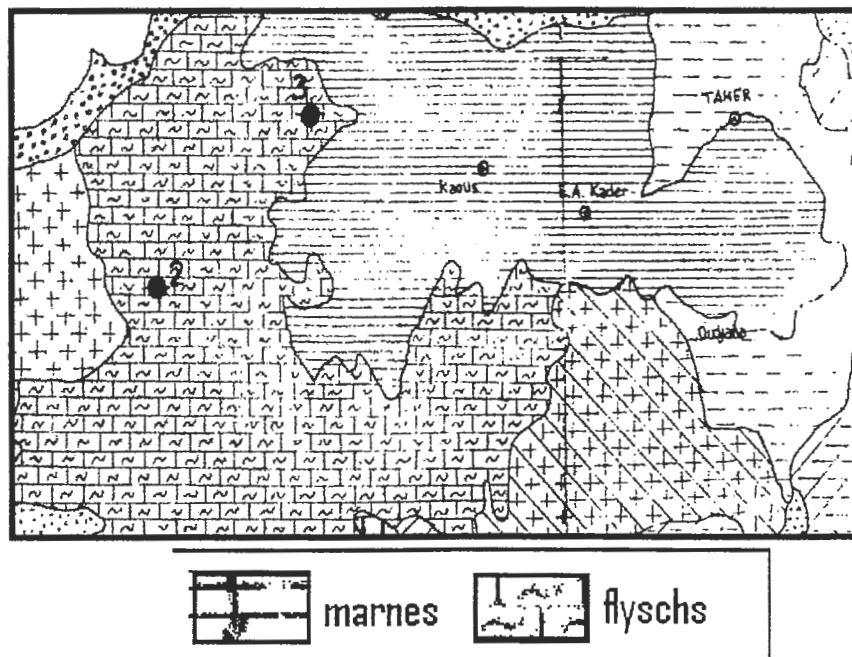


Figure 3.7 : Carte de la perméabilité de Jijel (Beneder, 93); échelle : 100000.

b- Campagne piézométrique :

La carte piézométrique établie à une période donnée à partir des mesures piézométriques permet :

- D'étudier la nappe des eaux souterraines ;
- D'obtenir des informations sur le sens d'écoulement des eaux ainsi que le gradient hydraulique et la relation nappe-oued ;
- Déterminer les zones les plus favorables à l'emmagasinement des eaux souterraines et l'implantation d'ouvrages de captages ;
- De préciser, sur le front de mer, la position de l'interface entre les eaux douces et les Eaux salées.

➤ Bassin versant d'Oued Kissir :

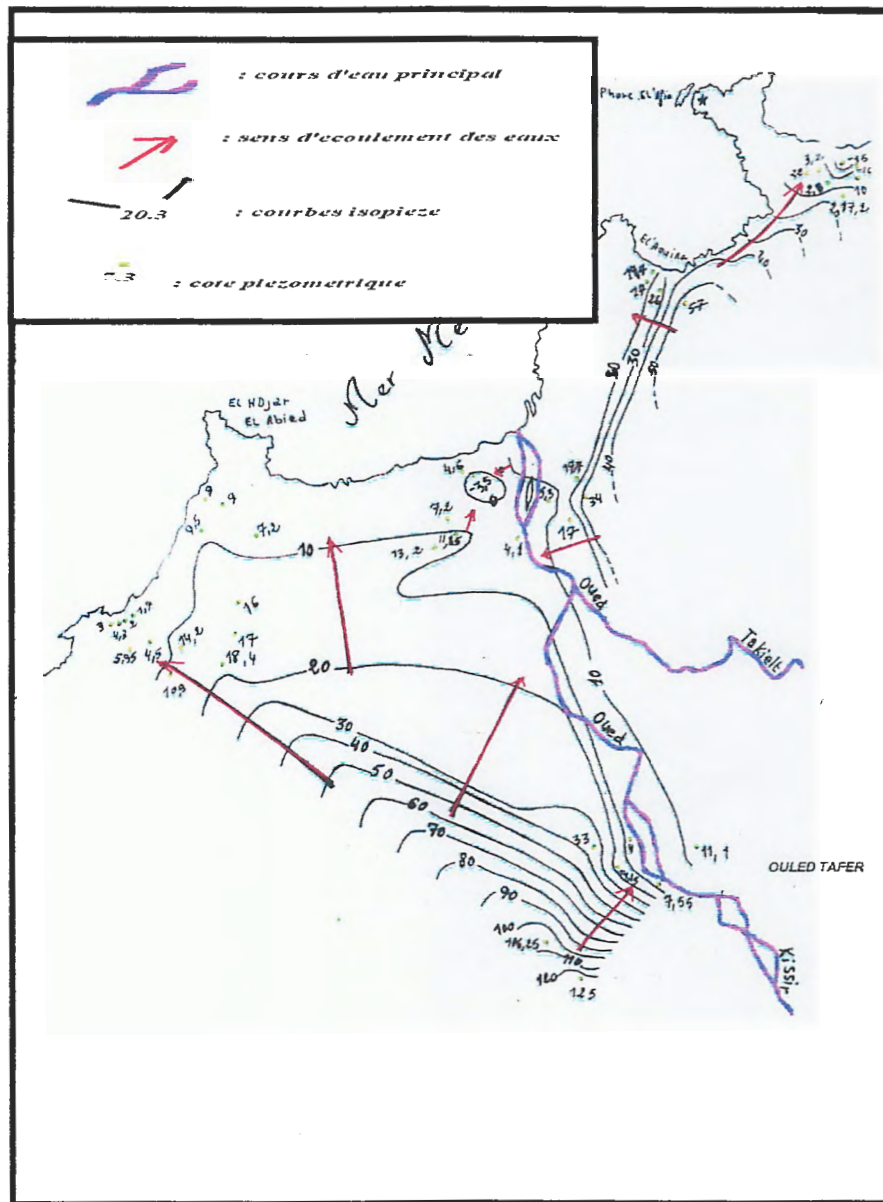


Figure 3.8 : carte piézométrique d'Oued Kissir. éch.1 : 25000

Elle aboutit à l'identification des zones privilégiées pour l'implantation des ouvrages de captage.

En se basant sur l'allure des isopiezies on peut ressortir les informations suivantes;

- Les directions principales d'écoulement des eaux sont notées; S-N, SE-NW et SW;
- Une dépression avec une cote piézométrique de l'ordre de -3,5m au nord central de la carte , ce qui indique probablement une invasion marine due à une surexploitation de la nappe.

Une variation du gradient hydraulique due à l'hétérogénéité des formations constituant l'aquifère.

➤ Bassin versant d'Oued Mencha :

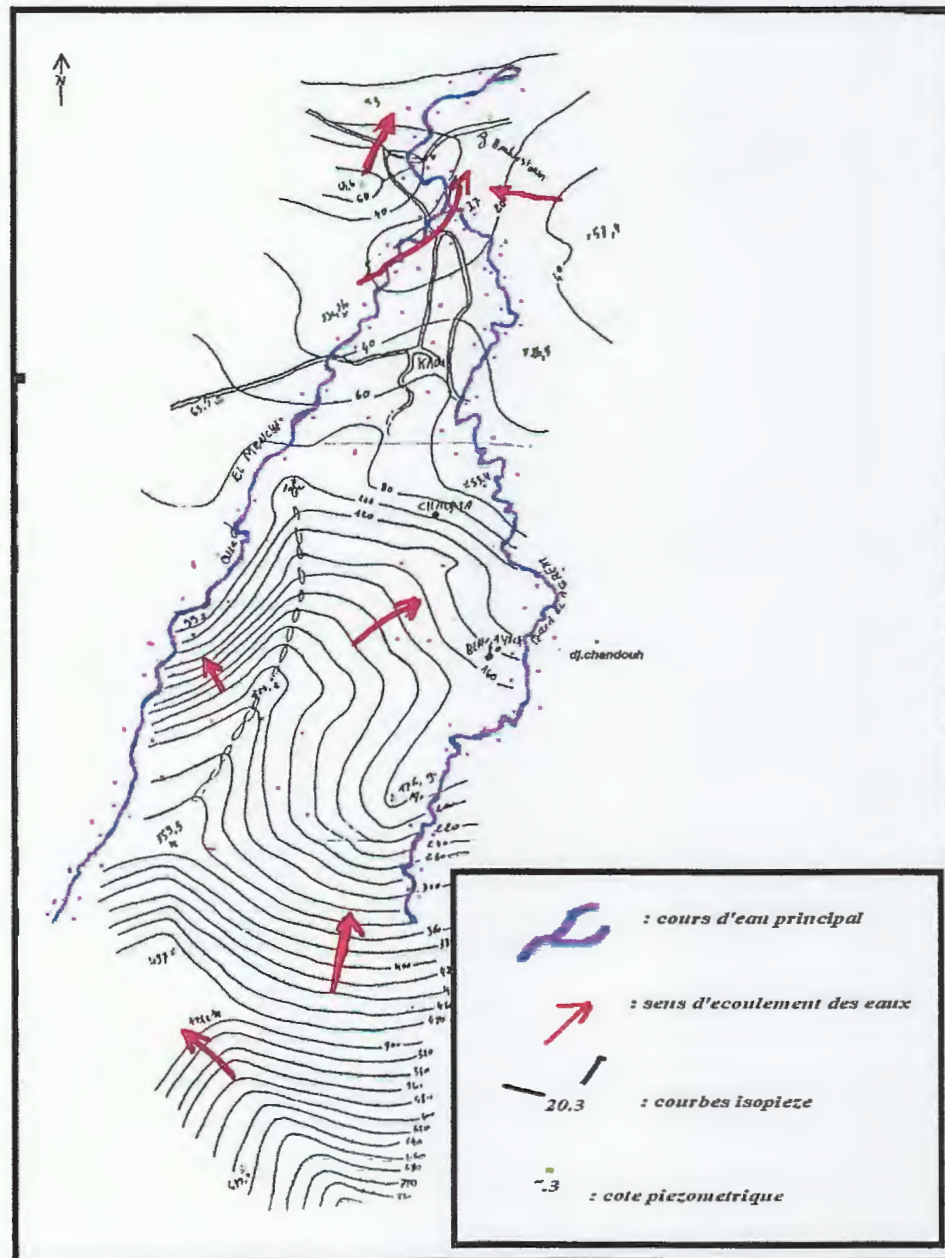


Figure 3.9 : carte piézométrique d'Oued Mencha. éch.1 :25000

À ce niveau, on a effectué une campagne d'inventaire durant 07 jours en juin 2002 sur 71 puits et 03 sources. d'après l'allure des isopiez on peut identifier 03 zones bien distinguées:

❖ *au nord du bassin :*

La cote la plus élevée est de 395m au niveau du (P60) et la plus basse est de 176.9m au niveau du (P50).

le sens d'écoulement est du sud vers NNE et NNW

Un gradient hydraulique fort d'ordre de 09%

❖ *au centre du bassin :*

*La cote la plus élevée est de 259.5m (P56), et la plus basse de 53.4m (P66)

* l'allure des courbes permet de calculer deux valeurs de gradient hydraulique ; l'un à l'est égale à 5% et l'autre à l'ouest d'ordre de 16%.

❖ *au sud du bassin*

*la cote la plus élevée est 100m (P43) et la plus basse de 3m(P3).

*les isopièzes convergent vers une zone de drainage correspondre au piement du Dj Buokhartoum, c'est la ou se localisent les forages exploitant la nappe.

* un gradient hydraulique faible égal à 0.032 au niveau de la plaine, on remarque que l'oued alimente la nappe

Les variations du gradient hydraulique sont dues au changement de la lithologie ;ou on a une zone amont avec des courbes serrées correspondant à une faible perméabilité. Dans la zone aval du bassin c'est le contredit les courbes sont plus espacées.

Compte tenu que la commune de Kaous se trouve au nord et en contre bas de l'arrière pays (Texenna), cette situation a fait profité la commune par les apports des eaux de pluies ruisselantes dans la commune de Texenna et qui sont recueillies par les deux oueds.

Le relief de la commune a déjà décrit a permis la réalisation sur son territoire de trois retenues collinaires avec une capacité globale de 205000m³ destinées pour l'irrigation.

Kaous dispose d'une nappe très importante qui se trouve au niveau de la plaine du même nom. cette nappe phréatique est exploitée par (04) forage caractérisent par un débit de l'ordre de 18 l/s,sans oublier la présence du barrage d'El-Agrem avec une capacité globale de stockage de 18.5millions de mètres cubes,ce dernier chevauche une partie de la commune.

Le territoire communal est doté d'un réseau d'assainissement de type unitaire, évacuant en même temps et dans la même conduite les eaux usées et les eaux pluviales, qui sont rejetées à l'état brut dans les oueds Bou-radje et Mencha.

* ressources d'approvisionnement : $Q = 18\text{l/s}$ plaine El Mencha

* une capacité de stockage : dispose de 03 réservoirs de capacité 1000,500m³ et une base de 80 m³

* la ressource de Touaffra avec un débit moyen de 2 l/s.

* la ressource de Ouled djabella avec un débit moyen de 2 l/s

* la ressource d'Eayacha avec un débit moyen de 0.50 l/s

* la ressource de Merchicha avec un débit moyen de 2 l/s

* la ressource de Ben_sabar avec un débit moyen de 0.50 l/s

* la ressource de Cheachea avec un débit moyen de 0.40 l/s

➤ bassin versant d'Oued Djen Djen :

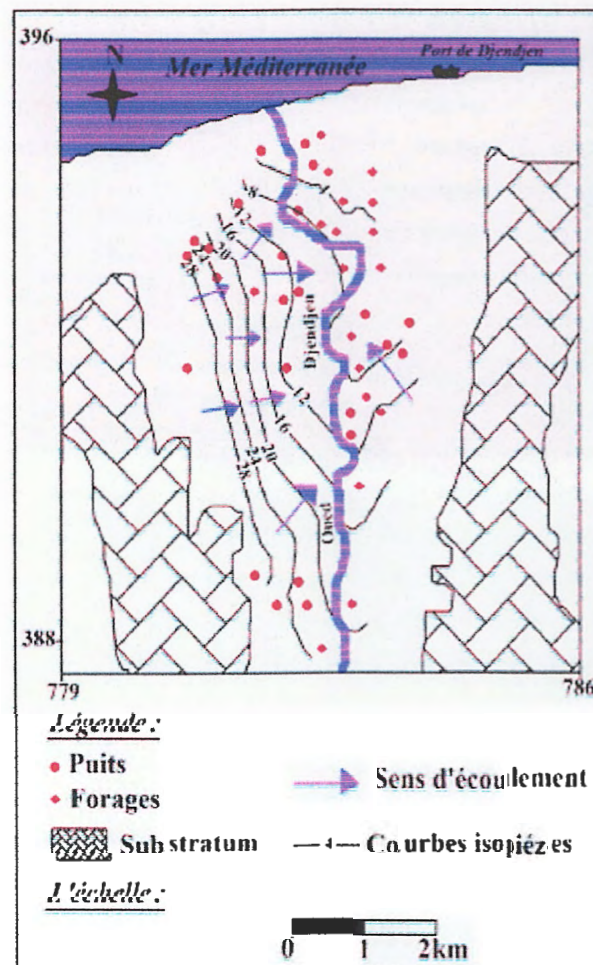


Figure 3.10 : carte piézométrique de la plaine alluviale d'Oued Djen_Djen (fenazi ,2003)

- Cette carte représente l'état piézométrique de la nappe au mois de mai 2003. Elle montre :
- Un sens général de l'écoulement souterrain vers le Nord, c'est à dire vers la mer,
 - Un gradient hydraulique global compris entre 1.8 et 3%, mais qui est faible dans l'axe central,
 - Sur la rive gauche, l'écoulement souterrain est dirigé vers oued Djendjen, qui collecte les eaux et assure leur drainage vers la mer,
 - Sur la rive droite, l'espacement des courbes isopièzes est plus grand ($I=0.45\%$ à 0.80%), traduisant un écoulement plus faible. fenazi ,2008

Les facteurs hydrologiques et hydrogéologiques jouent un rôle important dans la dynamique des zones instables de la région d'étude.

Chapitre N° 04 :

Etude géotechnique

1- Introduction :

La reconnaissance des sols permet de cerner les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place (G. Sanglerat, J. Costet ; 1983).

Il y a sommairement, deux catégories de moyens de reconnaissances qui complètent les investigations géologiques de surface :

- **Les méthodes d'observation du terrain** : soit en place, soit à l'aide d'échantillons (prolongement en profondeur de la géologie de surface) : puits, tranchées, sondages...
- **Les méthodes de mesure "in-situ"** : basées sur la mesure d'une propriété physique du terrain, dont font parti les essais géophysiques.

2- Les différentes méthodes de la reconnaissance des sols :

2-1- Les reconnaissances géotechniques :

2-1-1- introduction :

Les reconnaissances et étude géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrologie, elles doivent permettre de préciser la description des terrains en question, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage concerné, enfin de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrage, les précautions particuliers à prendre. Les études géotechniques, ont pour objectifs essentiels, en fonction des connaissances disponibles :

- ↳ De déterminer la faisabilité de travaux d'assainissement au regard des conditions géotechniques;
- ↳ D'identifier les contraintes géotechniques susceptibles d'avoir une incidence sur la construction, la pérennité et les conditions d'exécution des ouvrages d'assainissement projetés;
- ↳ De déterminer la compacité du sol en place;
- ↳ De fournir au Maître d'Oeuvre les différents paramètres permettant d'effectuer les calculs de résistance mécanique ;
- ↳ De fournir au Maître d'Oeuvre les paramètres techniques nécessaires à la conception du projet et à la réalisation des travaux dans les conditions technico-économiques optimales (en particulier la reprise ou non des matériaux extraits);
- ↳ Localiser les aléas géotechniques et les passages difficiles tels que les terrains compressibles, les zones instables, les formations solubles, affouillant, gonflantes et zones d'arrivée d'eau, ou nappe.

une analyse plus détaillée de l'ensemble des paramètres; géologiques, morphologiques, hydrogéologiques, bioclimatiques, et sismiques permet de lever tous les doutes qui auraient pu être soulevés lors de l'observation sur terrain, et de valider un projet dans un intervalle de confiance. Les informations notamment hydrauliques fournies auront pour objet d'aborder les problèmes tant à court terme (réalisation du chantier) qu'à moyen terme afin d'appréhender les actions mécaniques de l'eau dans le temps.

2-1-2-Les reconnaissances géotechniques:

a) Les essais in-situ :

Plusieurs types d'essais et mesures in-situ peuvent être réalisées à différentes étapes de l'étude d'un ouvrage. Cela est fonction de plusieurs paramètres tels que : la nature des terrains de fondation, les problèmes géotechniques rencontrés, l'importance de l'ouvrage envisagé... etc.

Ils permettent de mesurer les caractéristiques physico-mécaniques des sols, en intégrant l'effet des discontinuités de ce dernier (G. Degoutte; 1997). Parmi ces essais on peut citer :

- **Le pénétromètre dynamique :**

Il permet la détermination de la **résistance mécanique d'un sol**. Une pointe métallique portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif. On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante.

La résistance dynamique apparente (Q_d) est calculée par la formule des Hollandais :

$$Q_d = \frac{M}{M + M'} \times \frac{M \cdot g \cdot h}{A \cdot e} \quad (G. Degoutte; 1997).$$

Où :

M' : masse frappée (somme des masses enclume+tiges+tige+guide+pointe).

A : surface de la plus grande section droite de la pointe.

g : accélération de la pesanteur.

e : intervalle moyen d'enfoncement égal à h/N_d .

Les essais au pénétromètre dynamique sont conduits jusqu'au refus. C'est à dire jusqu'à ce que la pointe rencontre un niveau suffisamment dur pour qu'elle ne puisse s'enfoncer davantage. Les résistances mesurées rendent compte de la résistance sur la pointe et du coefficient de frottement le long du train de tiges et permettent de faire des calculs de fondations (normale ou sur pieux) et de tassement à **partir de l'étude statistique** des résultats obtenus. Des abaques permettent de transformer cet essai en indication de portance.

b) Essais de laboratoire :

b-1- Essais physiques :

b-1-1- Teneur en eau naturelle (W) :

Elle définit le rapport en % du poids d'eau W_w que le sol contient au poids W_d de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient après dessiccation à l'étuve à 105°C (60°C dans le cas des sols contenant des éléments organiques), (L.C.P.C ; 1982).

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

W_w : le poids de l'eau.

W_s : poids des grains solides.

W_t : poids total.

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet avec d'autres caractéristiques d'apprécier l'état de consistance dans lequel se trouve ce sol (J.P. Magnan ; 2001).

b-1-2-Le degré de saturation (Sr) :

C'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol, exprimé en %
(J.P. Magnan ; 2001).

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

V_w : volume de l'eau

V_v : volume des vides.

b-1-3-Poids volumiques :

- **Poids volumique humide du sol (ou apparent) γ_h** : c'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol à son volume total (J.P. Magnan ; 2001).

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

W_t : le poids total du sol.

V_t : le volume total du sol.

- **Poids volumique du sol sec (γ_d)** : c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même sol (J.P. Magnan ; 2001).

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

W_s : le poids total du sol. V_t : le volume total du sol.

b-1-4-Les limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique (J.P. Magnan ; 2001).

- **Limite de liquidité W_L** : teneur en eau d'un sol remanié qui sépare l'état plastique de l'état liquide. Elle se détermine à l'aide de l'appareil de Casagrande.
- **Limite de plasticité W_P** : teneur en eau d'un sol remanié qui sépare l'état solide avec retrait de l'état plastique. La limite de plasticité et la teneur en eau au-dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner avec le sol des rouleaux de 3mm de diamètre sans qu'ils se rompent.
- **Limite de retrait W_s** : se situe entre un état solide sans retrait et un état solide avec retrait. C'est la teneur en eau juste suffisante pour remplir les vides du sol au moment où il atteint par séchage son volume minimal.
- **L'indice de consistance I_c** : quotient de la différence entre la limite de liquidité et la teneur en eau naturelle par l'indice de plasticité.

$$I_c = \frac{W_L - W}{I_p}$$

0,25 < I_c < 0,5 : sol de faible consistance, les tassements sont très grands.

0,5 < I_c < 0,75 : sol ferme.

0,75 < I_c < 1,00 : sol très ferme, le tassement est modéré.

I_c > 1 : sol dur, le tassement est petit (J.P. Magnan ; 2001).

- **L'indice de plasticité I_p** : c'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité, (L.C.P.C ; 1982).

$$I_p = W_L - W_P$$

L'indice de plasticité permet de définir le degré de plasticité d'un sol comme le montre le tableau suivant :

Tableau 4.1: classification des sols suivant l'indice de plasticité (J.P. Magnan; 2001).

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0-5	Non plastique
5-10	Peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

En utilisant les résultats des limites d'Atterberg, le sol peut être classé par le biais de diagramme de plasticité

b-2- Essais physiques :

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

b-2-1- Les essais de cisaillement :

La rupture dans les sols se produit par glissement ou par déformation plastique d'une zone, dans les deux cas cette rupture se manifeste par un dépassement des contraintes tangentielles admissibles c'est ce que l'on appelle généralement cisaillement. Les appareils de laboratoire sont essentiellement représentés par deux appareils :

- L'appareil à compression triaxial.
- L'appareil à cisaillement rectiligne ou boîte de Casagrande dont l'utilisation plus facile .

➤ L'essai UU (non consolidé, non drainé) :

Les deux phases de l'essai sont réalisées à drainage fermé correspondant au comportement à court terme des sols. La résistance ainsi déterminée est la résistance au cisaillement non drainé du sol, notée C_u (φ_u).

➤ **L'essai CU (consolidé non drainé) :**

La première phase est faite à drainage ouvert, cependant la phase de pression interstitielle, cet essai permet de déterminer les caractéristiques effectives C' et φ' si on a mesuré la pression interstitielle.

➤ **L'essai CD (consolidé, drainé) :**

Les deux phases sont réalisées à drainage ouvert et permettent de déterminer les caractéristiques effectives du sol (C' , φ') correspondant à un comportement à long terme (G. Philipponnat; et H. Bertrand ; 2003).

b-2-2-L'essai oedométrique :

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé.

Le processus de l'essai comprend **trois phases** :

- Une phase de saturation au cours de laquelle tout gonflement de l'échantillon est empêché ;
- Une phase de chargement au cours de laquelle est appliquée, par paliers, une contrainte dont la valeur croît d'un palier à l'autre ;
- Une phase de déchargement au cours de laquelle la contrainte est ramenée à une valeur nulle en passant par deux paliers intermédiaires de 24 heures. Tous les paliers de chargement, y compris sous une charge nulle, doivent être maintenus pendant une durée au moins égale à 24 heures. A partir de cet essai, on peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte), de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps), (G. Philipponnat; et H. Bertrand ; 2003).

La courbe obtenue par ce type d'essai est appelée **courbe de compressibilité**.

a) Caractéristiques de compressibilité :

L'allure des courbes de compressibilité donne des indications précieuses sur le remaniement éventuel de l'éprouvette d'essai, l'histoire du sol et son comportement sous charge. Plusieurs caractéristiques du sol sont définies à partir de ces courbes tel que : la contrainte effective de préconsolidation, l'indice de compression, l'indice de gonflement, les modules oedométriques sécants (J.P. Magnan ; 2001) :

- **Contrainte effective de préconsolidation (σ_c):** 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*.
- **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. On peut classer la compressibilité d'un sol :

En fonction de C_c :

Indice de compression	nature du sol
$C_c < 0,020$	sol incompressible

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

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

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

➤ **Indice de gonflement C_s** : Cet indice traduit la déformabilité d'un échantillon non gonflant en deçà de la contrainte de consolidation auquel il a été soumis. (Philipponnat .G et Bertrand .H ; 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)). On peut également classer le sol vis-à-vis le gonflement en fonction de (C_g) comme suit :

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

- $C_g > 0,005$: sol pouvant gonfler (J.P. Magnan ; 2001).

3-compagne géotechnique réalisée dans la commune de Kaous:

Le programme de reconnaissance comporte;

⇒ 38 essais de pénétration dynamique au refus avec un matériel aux caractéristiques conformes à la norme NFP 94-115;

⇒ 25 sondages carottés à 10m de profondeur;

⇒ Une identification de sol en laboratoire selon la norme NFP 11-300;

⇒ 02 campagnes géophysique: sondages électriques et diagraphie;

⇒ 02 campagnes piézométriques au niveau des plaines alluviales.

Le programme de la reconnaissance géotechnique a été réalisé par Le laboratoire "Aiche géo-sol», ainsi "le laboratoire national de l'habitat et de la construction".

3-1- Essai in situ:

Les essais in situ permettent de déterminer les caractéristiques des sols en place, deux types des essais ont été réalisés:

- Des sondage carottés;

- Des essais de pénétration dynamique.

3-1-1 Les sondages carottés:

a) description:

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.

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

Vingt cinq (25) sondages carottés ont été réalisés sur le territoire de la commune de kaous jusqu'à une profondeur de 10m (au niveau de P.O.S. Chaddia et Kaous) et 15m (concernant le P.O.S. Beni-Ahmed). Ces sondages ont été implantés de manière à récolter le maximum d'informations.

L'établissement de Vingt cinq (25) coupes de sondage révèlent les différentes couches constituant le terrain et les variations de leurs épaisseurs ainsi que les changements latéraux plus ou moins progressifs.

b) interprétation des résultats;

Les coupes établies après examen visuel des échantillons récupérés à différentes profondeurs montrent que le substratum du territoire communal en question est constitué par des marnes renfermant des sables surmontées par des marnes argileuses d'épaisseur de 7 à 9m au Nord-Est. Au Nord-Ouest les marnes à aspect schisteuse sont surmontées par des argiles graveleuses renferment parfois des gros blocs de grès, d'épaisseur variable de 1,5 à 3.5m.

La partie Sud-est, les argiles sableuses (dépôts continentaux), reposent sur les marnes argileuses (dépôts marins). Concernant la partie méridional de la commune, les argiles limoneuses, trace de graves, ferme, marron foncée, supportent des conglomérats: graves de grès à matrice d'argile limoneuse, ferme, marron foncée dont leur épaisseur dépasse les 07m, reposent sur un substratum de graves de grès à matrice de sable limoneux, lâche, marron verdâtre. Les flyschs dissociés avec des bancs de grès affleurants dans la partie Ouest. Et en surface, on trouve une couche de terre végétale.



3-1-2- Essai de pénétration dynamique D.P.T:

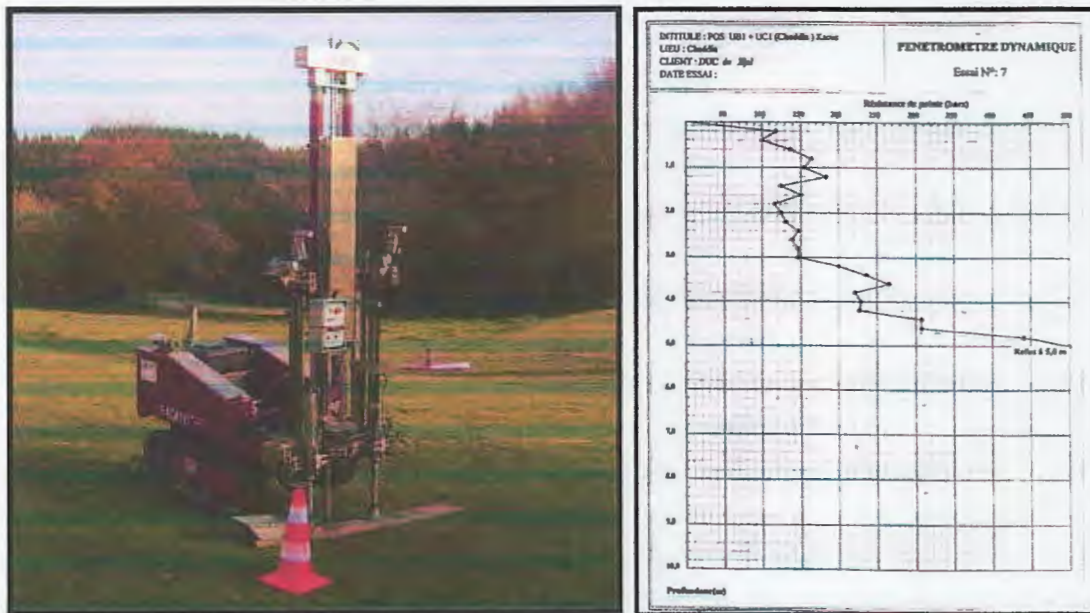


Fig4.5; pénétromètre dynamique resultat de l'essai.

a) description:

L'essai dynamique consiste à enfoncer dans le sol un train de tiges muni en tête d'une pointe conique, et ce par l'intermédiaire de coups donnés par un mouton de masse déterminée tombant d'une hauteur déterminée. Au cours de l'essai, à chaque palier de 10 cm, le nombre de coup N nécessaires pour enfoncer le train de tiges sur la longueur du palier est enregistré. En tenant compte du poids des différents éléments du train de tiges, on obtient alors la résistance de pointe dynamique R_d [kg/cm^2]. La mesure du nombre de coups (N) nécessaires pour enfoncer de 10 cm le train de tiges permet de déterminer la résistance de pointe dynamique R_d définie comme suit :

$$R_d = \frac{M \cdot H}{A \cdot e \cdot (M + P)} \quad [\text{kg}/\text{cm}^2]$$

(G. Degoutte; 1997).

b) Objectif des essais D.P.T:

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

- ✓ 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 (Bouafia, 2004).

c) interprétation des résultats:

Les résultats des essais sont représentés sous forme de courbe indiquant la résistance dynamique du sol "Rd" en fonction de la profondeur. L'examen de tous les diagrammes fait ressortir les éléments d'appréciation suivants:

En considérant la profondeur du refus, on peut scinder les résultats des pénétromètres en deux groupes;

⇒ Le premier indique un refus à une profondeur comprise entre 04 et 06m, avec une résistance (Rd) à cette cote de 500bars, et montre une allure à dents de scie très prononcées et des valeurs de Rd alternées de pics anormalement élevées et de chutes brutales, variant de 50bars à 300bars.

⇒ Les diagrammes du deuxième groupe, c'est le contredit, ils montrent dans leur quasi-totalité une allure de répartition de la résistance dynamique en profondeur plus ou moins régulière (en housse), où la valeur de Rd varie de 100 à 250bars et parfois plus.

Le refus est indiqué à une profondeur plus grande comprise entre 07 et 09m, avec une Rd toujours égale à 500m.

3-2- 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 différentes profondeurs dans les sondages réalisés.

3-2-1- 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.
- 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 Les deux laboratoires, sont représentées sur le tableau qui suit;

Tableau 4-2: Valeurs minimales des principaux paramètres physiques mesurés.

N° sondage	Profondeur m	densité sèche t/m^3	densité humide t/m^3	teneur en eau w%	degré de saturation $Sr\%$
Sc2	1.6-2.0	1.70	2.06	21.11	97.07
	6.0-6.3	1.67	2.02	20.65	91.34
	6.5-6.8	1.52	1.98	30.27	100
Sc3	1.8-2.0	1.56	1.96	25.35	95.04
	3.1-3.5	1.80	2.13	18.31	99.04
	4.5-4.9	1.61	2.01	24.82	99.83
	6.4-6.8	1.61	2.01	24.99	99.86
Sc4	3.4-3.9	1.70	2.07	21.61	100
Sc5	2.7-3.1	1.72	2.05	18.97	90.73
	6.0-6.5	1.72	2.06	19.98	95.34
Sc6	2.5-3.0	1.65	2.02	22.53	96.60
	4.5-4.9	1.81	2.14	18.20	100
Sc7	0.3-2.0	1.84	2.05	10	88
	2.0-4.0	1.83	2.07	12	90
	4.0-9.0	1.80	2.1	14	97
Sc8	0.80-1.5	1.89	*	14	90
	1.5-9.0	1.81	2.13	18	99
Sc9	1.0-10	1.90	2.08	18	100

Etude géotechnique

Sc10	1-3.5	1.86	2.11	11	91
	3.5-9.0	1.84	2.16	14	94
Sc11	1.20-7.0	1.87	2.01	15	89
	7.0-15	1.80	2.08	18	98
Sc12	1-8.0	1.90	2.07	12	99
	8.0-15.0	1.84	2.11	16	100
Sc13	3.5-4	1.84	2.05	14	80
Sc17	2.2-3	1.80	2.15	15.5	89
Sc19	2.8-3.5	1.89	2.07	14.5	83
Sc20	2-3.0	1.90	2.08	15.5	90
	3-3.5	1.85	2.09	16	96

✓ **La teneur en eau:**

Les essais pour mesurer la teneur en eau ont été effectués sur l'argile sableuse et marne argileuse. la valeur de la teneur ne varie que dans une plage serrée , soit de 10 à 30%; ce qui correspond à une degré d'humidité compris entre 70 et 100 %.les sols testés étaient donc dans un état hydrique naturel détrempé à la période où ils ont été prélevés. Donc les sols sont détrempés à saturés. La présence d'eau augmente la cohésion du sol par les forces de tension superficielle qu'elle développe (un exemple familier: les châteaux de sable sont construits avec du sable humide). En revanche, la résistance à la charge des sables fins peut diminuer instantanément sous l'action d'un choc (phénomène de liquéfaction des « sables mouvants »).

✓ **La densité sèche:**

Sur les mêmes échantillons, la valeur de densité à l'état naturel varie de 1.96 à 2.16 t/m³ A l'état sec elle oscille de 1.52 à 1.90 t/m³. D'après la norme géotechnique, les sols testés peuvent être qualifiés de sols très denses, et doivent conduire normalement à des caractéristiques mécaniques optimistes.

✓ **Limites d'Atterberg:**

Tableau4.3 ; les résultats des essais limites d'Atterberg

sondage	Limite de liquidité LI%	Limite de plasticité LP%	Indice de plasticité IP%
Sc2	32	18	14
Sc3	54	32	22
Sc4	48	26	22
Sc5	48	26	26
Sc6	54	28	21
Sc7	45	30	20
Sc8	48	20	26
Sc9	51	26	30
Sc10	47	28	24
Sc11	50	30	21
Sc12	49	23	29

Selon le diagramme de Casagrande, le sol appartient aussi bien à la catégorie des argiles peu plastiques (Ap) à très plastiques (Ai) qu'aux des limons très plastiques(Li), généralement, la marge communale montre des sols moyennement argileux à argileux,plastiques à très plastiques.

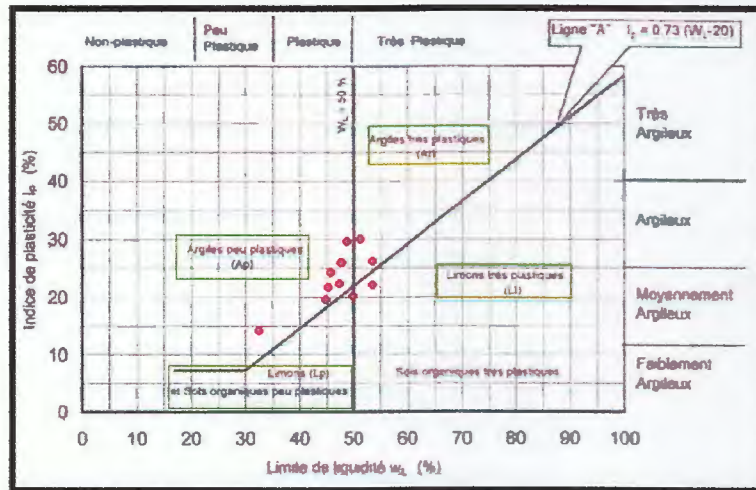


Figure 4.6 : diagramme de Casagrande

3-2-2- Paramètres mécaniques:

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

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

✦ Essais de cisaillement rectiligne;

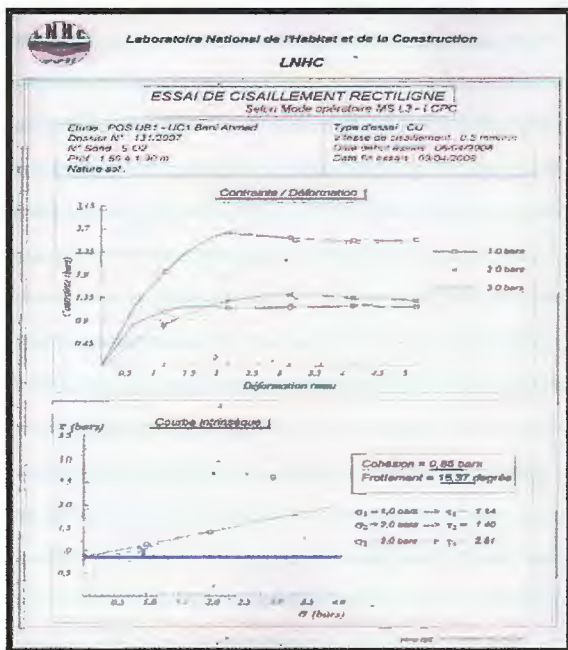


Figure 4.7 : graphe de cisaillement rectiligne montre les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement

A partir de la droite de Coulomb, ($\tau = C + \sigma \tan \phi$), nous déterminons les paramètres de la résistance au cisaillement à savoir: la cohésion "C" et l'angle de frottement interne " ϕ^0 " intervenant tous les deux dans le calcul 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:

Tableau 4.4 ; les valeurs de l'angle de frottement interne (ϕ^0) et de la cohésion (C)

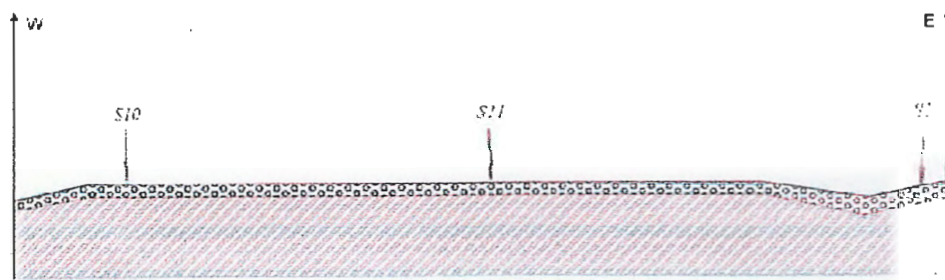
sondage	profondeur(m)	angle de frottement(ϕ_u)°	cohésion Cu(bars)
Sc2	1.6-2.8	6	1.00
	6.0-6.3	10	1.17
Sc3	1.8-2.0	5	0.63
	3.1-3.5	7	1.01
Sc4	3.4-3.9	8	1.47
Sc5	2.7-3.1	9	0.97
Sc6	2.5-3.0	20	0.90
Sc7	4.5-4.9	24	1.31
Sc8	4-4.5	7	0.57
Sc9	3.5-4.0	11	0.40
	4.5-5	8	0.48
	6.0-6.5	6	0.61
Sc10	3-3.5	8	0.45
	4-5.0	7	0.52
Sc11	3-3.5	10	0.40
Sc12	3-3.5	8	0.44
Sc13	3.5-4.0	7	0.55
	6.0-6.5	7	0.60
Sc14	3.0-3.5	6	0.53
	5.5-6.0	4	0.60
Sc15	1.5-1.9	15	0.86
Sc16	3.3-3.9	23	0.45
Sc17	7.4-7.7	25	0.54
Sc18	3.9-4.10	27	0.20
Sc19	4.9-5.2	27	1.18
Sc20	8.7-8.9	24	0.25

Ainsi (20) essais de cisaillement rectiligne ont été exécutés dont la valeur respective de ces deux paramètres varie comme;

Cu : de 0.20 à 1.47 bars ; les sols sont faiblement cohérents $0.04 < C < 0.26$ à cohérents $0.32 < C < 1.63$

Φ_u^0 : de 4 à 24° ; faiblement résistants au cisaillement $3^\circ < \Phi < 15^\circ$ à résistants au cisaillement $17^\circ < \Phi < 37^\circ$.

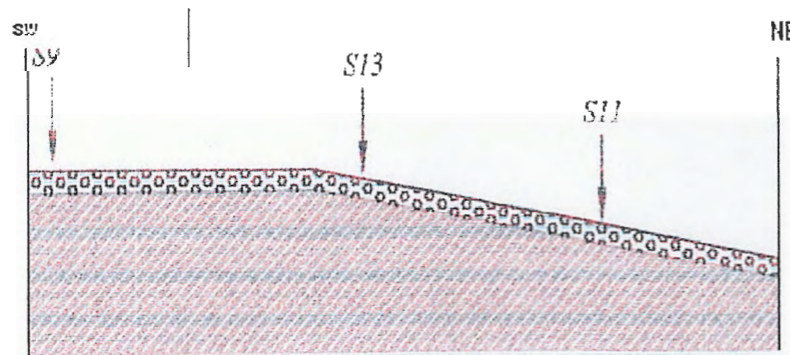
3-2-3- ETABLISSEMENT DES COUPES GEOTECHNIQUES :



Limon Sableux et Argile Sableuse (CU 0.21 à 1.00 bars, Φ U 6° et 10°).



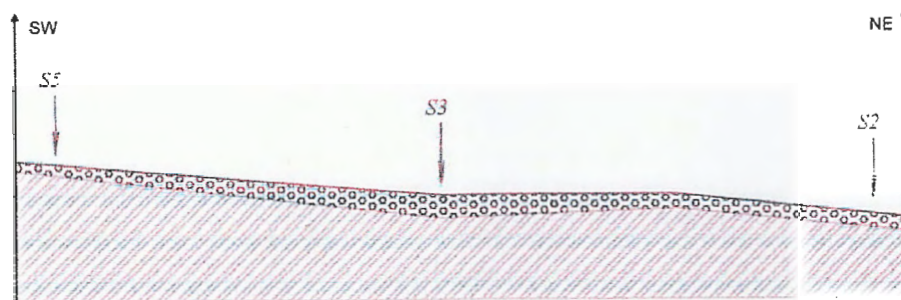
Marne Argileuse (CU 0.40 à 1.17 bars, Φ U 7° et 10°, $\gamma = 2.05$ à 2.15 t/m^3)



Limon Sableux et Argile Sableuse (CU 0.4 à 0.45 bars, Φ U 18° et 20°)



Marne Argileuse (CU 0.44 à 0.6 bars, Φ U 15° et 20°, $\gamma = 2.05$ à 2.15 t/m^3)



Limon Sableux et Argile Sableuse .CU 0.4 à 0.45 bars, Φ U10° et 12°



Marne Argileuse .CU 0.44 à 0.6 bars, Φ U 12° et 19°, $\gamma = 2.05$ à 2.15 t/m^3 .

✿ Essai de compressibilité à l'oedomètre;

L'indice de compression est défini comme le rapport de l'indice des vides au logarithme de la variation de pression. Les résultats sont donnés sous forme de courbe indiquant la variation de l'indice des vides du sol en fonction du $\log \sigma$.

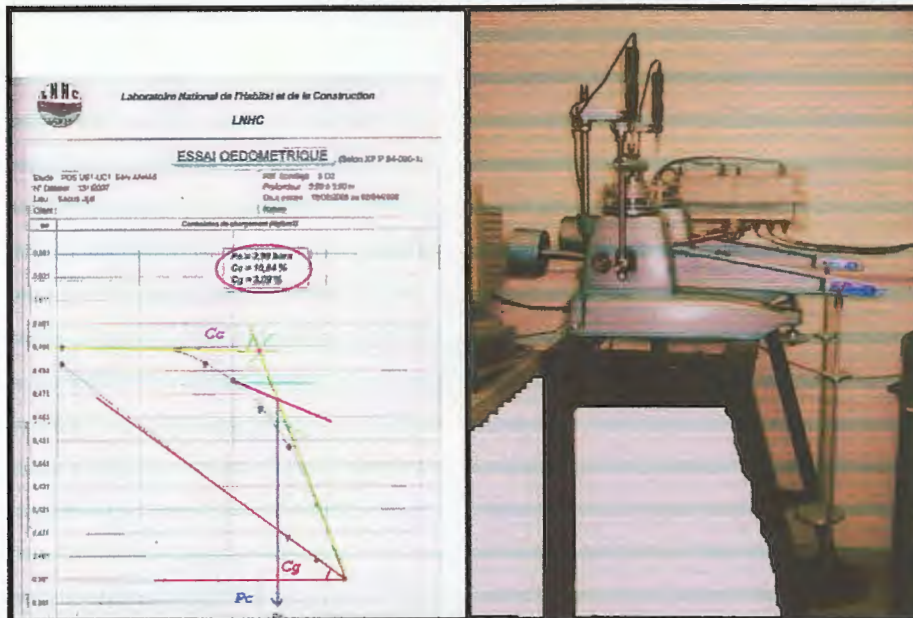


Figure 4.8 : graphe de compressibilité à l'oedomètre montre les valeurs de P_c , C_c , et C_g

Sur les mêmes échantillons, ont été exécuté (17) essais dont la valeur de trois paramètres est représentée respectivement comme suit;

P_c (pression de consolidation) varie de 1.35 à 4bars, de 6.3 à 25.3 % pour les valeurs de C_c (coefficient de compressibilité), et la plage qui varie de 1.8 à 11.55 % pour le C_g (coefficient de gonflement).

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

Tableau 4.5 ; les valeurs des paramètres $P_c, C_c, \text{ et } C_g$

sondage	profondeur(m)	pression de consolidation P_c (bars)	coefficient de compressibilité C_c (%)	coefficient de gonflement C_g (%)
Sc2	1.6-2.8	2.03	19.35	5.0
	6.0-6.3	2.54	14.58	3.07
Sc3	1.8-2.0	1.93	25.3	4.77
	3.1-3.5	2.16	20.86	4.46
Sc4	3.4-3.9	1.78	19.60	3.54
Sc5	2.7-3.1	2.42	21.10	4.15
Sc6	2.5-3.0	2.22	20.86	3.90
Sc7	4.5-4.9	2.25	23.87	5.00
Sc8	4-4.5	1.99	21.86	4.20
	3.5-4.0	2.15	19.60	5.40
	4.5-5	2.42	21.6	4.77
	6.0-6.5	2.17	18.60	5.30
	6-6.3	3.20	14.15	7.66
Sc10	6-6.3	3.20	14.15	7.66
Sc11	4.5-4.9	2.60	15.42	9.01
	6.4-6.8	1.35	18.59	9.39
Sc12	6.0-6.5	2.45	18.70	11.55
Sc13	4.5-4.9	4.00	13.74	5.90
Sc14	1.5 -1.9	2,42	8,3	2,8
	3.5-3.9	1,10	10,6	3,1
Sc15	7.4-7.7	2,14	7;9	3,0
Sc16	3.9-4.10	1,87	6,3	1,8
	4.9-5.2	1,89	7,6	2,4
Sc17	5.4-5.90	2,04	8.9	2.3
	8.7-8.9	2,75	10.3	3,1

A partir du tableau on constate que les sols sont normalement consolidés à surconsolidés moyennement compressibles avec une tendance au gonflement en présence d'eau faible d'une part, et sols potentiels au gonflement d'autre part.

Tandis que les sols présentent une tendance au gonflement variable, il est indispensable d'exclure toute hypothèse d'imbibition par contact du sol avec l'eau en prenant des mesures préventives suivantes:

- *Eloigner l'implantation des arbres à proximité des bâtiments et ouvrages;*
- *Drainage et collecte des eaux de surface et de ruissellement.*

- Calcul de la compressibilité:**Exemple de calcul:**

Sondage N° 1: (profondeur (4-4,5m) :

$$\frac{Cc}{1+e_0} = \frac{0,1935}{1+0,310} = 0,147$$

Tableau 4.6 ; les valeurs de compressibilité

sondages	Cc (%)	E ₀	1+E ₀	Cc/1+E ₀
Sc1	19,35	0,31	1,31	0,15
Sc3	14,58	0,579	1,579	0,09
	14,35	0,477	1,477	0,1
Sc4	20,86	0,407	1,407	0,15
Sc5	19,6	0,204	1,204	0,16
Sc6	21,1	0,37	1,37	0,15
Sc7	20,86	0,203	1,203	0,17
Sc8	23,87	0,195	1,195	0,2
Sc9	21,86	0,198	1,198	0,18
	19,6	0,257	1,257	0,16
	21,6	0,312	1,312	0,16
Sc10	18,6	0,423	1,423	0,13
Sc11	14,15	0,55	1,55	0,09
	15,42	0,61	1,61	0,1
Sc12	18,59	0,6	1,6	0,12
Sc13	18,7	0,6	1,6	0,12
Sc14	13,74	0,421	1,421	0,1
	8,3	0,476	1,476	0,06
Sc15	10,6	0,491	1,491	0,07
Sc16	7,9	0,527	1,527	0,05
	6,3	0,443	1,443	0,04
Sc17	7,6	0,486	1,486	0,05
	8,9	0,474	1,474	0,06
	10,3	0,502	1,502	0,07

A partir de ce tableau on peut constater;

0,04 < Cc / (1+e₀) < 0,20 ⇒ sol moyennement compressible**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 tel que (SO₄⁻), cet dernier joue un rôle très important dans l'altération des fondations et leur désordre. l'analyse au niveau du secteur étudié montre que la concentration des ions sulfates n'est pas importante, la classe d'agressivité des sols est faible. Selon la norme NF.P18-011 du 06/92, le sol présente une tendance d'agressivité nulle au droit des sondages S2, S4, et faible au droit des sondages S3et S5 vis-à-vis des bétons hydrauliques.

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus:

Tableau 4-7 : Résultats des analyses chimiques du sol

Echantillons	%de carbonates	%des insolubles	% de gypses	Sulfates
	CaCO ₃		CaCO ₄ 2H ₂ O	SO ₄ ⁻ 103lg/kg
S1(1.0/1.5m)	12.8	87.1	néants	néants
S2(2.0/2.5m)	18.2	81.7	traces	néants
S3(2.5/3.0m)	15.4	84.5	néants	néants
S5(2.0/2.5m)	26.8	73.1	néants	néants
S6(4.0/4.5m)	19.1	80.8	néants	néants
S7(3.0/3.5m)	14.2	85.9	traces	néants
S8(2.0/2.5m)	29.1	70.8	néants	néants
S9(3.0/3.5m)	27.6	72.3	néants	néants
S10(4.0/4.5m)	42.7	57.2	néants	néants
S11(3.0/3.5m)	30.1	68.8	1.0	5.5773
S13(4.0/4.5m)	38.6	61.4	néants	néants

4- EXPLOITATION DES RESULTAS AU CALCUL DES FONDATIONS:

4-1- Introduction:

Les fondations sont les ouvrages de transition entre les charges appliquées sur mur ou poteaux et le sol porteur. 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.

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.

✓ Semelles superficielles:

Les semelles de fondation sont des ouvrages d'assise ayant un empiètement plus important que les éléments porteurs de la structure. Elles sont :

- Soit ponctuelles, telles les semelles isolées sous poteaux ;
- Soit linéaires, telles les semelles filantes sous murs.

Le dimensionnement des semelles superficielles dépend à la fois :

- Des caractéristiques géotechniques du sol d'assise ;
- Des charges apportées par l'ouvrage ;
- Des déformations acceptées par les ouvrages;
- L'élargissement des éléments porteurs au contact du sol permet de réduire la pression exercée sur le sol par rapport aux contraintes régnant dans les éléments de structure.

Les forces ou actions à prendre en compte sont :

Etude géotechnique

- Les charges transmises par les murs ou les poteaux isolées : permanentes et d'exploitation, verticales, supposées centrées sur l'axe des semelles et se répartissant uniformément sur le sol considéré homogène;
- Les actions ascendantes du sol sous la semelle de fondation dans l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes;
- L'état limite de stabilité de forme est satisfait;
- L'état limite de service vis-à-vis des déformations est satisfait (les tassements différentiels ne sont pas à prendre en compte).

L'objectif de cette partie est de calculer des ouvrages de fondations par semelles rigides soumises à des charges centrées. Les semelles excentrées, les radiers, les semelles sur pieux, ne sont pas abordés dans notre étude.

4-2- Calcul de la capacité portante des fondations superficielles:

Les méthodes pratiques de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle peuvent être classées 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.

✓ **Capacité portante des fondations superficielles à partir des résultats d'essai D.P.T:**

En pratique, les méthodes de dimensionnement à partir de l'essai D.P.T sont purement empiriques, la littérature de mécanique des sols présente l'essai comme étant un outil de reconnaissance qualitative des terrains et il est recommandé lors du dimensionnement par le biais de cet essai de garder la plus grande prudence envers les résultats obtenus.

- ✚ *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 :*

$$Q_{ad} = R_{d \min} / 20$$

avec un coefficient de sécurité égale à quatre (04) ; Où

- Q_{ad} : contrainte admissible de la fondation superficielle.
- $R_{d \min}$: résistance dynamique minimal de pointe sur une couche d'épaisseur pratique de l'ordre de $(3B/2)$ sous la fondation.

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 4-5 ci après:

Tableau 4-8 : Calcul de la contrainte admissible à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique

N° essai	Q_{ad} (bars)			
	Ancrage 1,5m	Ancrage 2m	Ancrage 2,5m	Ancrage 3m
P_1	1,7	4,5	4	4,75
P_2	3,5	4,25	5,25	6,5
P_3	1,25	1,85	1,85	4,25

P_4	3,75	4	4,25	6
P_5	2	3	2,75	2,75
P_6	6	8,75	6	4,5
P_7	2,9	3,125	3,6	3,7
P_8	4,25	5	3,75	3,25
P_9	2,15	3,125	2,625	2,25
P_{10}	2,5	3,125	2,75	3,625
P_{11}	2,15	2,25	2,375	2,5
P_{12}	2,5	3,25	3,625	4,625
P_{13}	3	4,25	3,75	5
P_{14}	0,5	0,5	0,55	refus
P_{15}	2,25	refus	refus	refus
P_{16}	0,5	0,5	0,6	2,3
P_{17}	2,8	refus	refus	refus
P_{18}	0,625	1,7	1,7	2,3
P_{19}	0,3	0,65	0,8	1,2
P_{20}	0,75	1,8	2	2
P_{21}	0,5	1,7	1,7	2,3
P_{22}	0,3	0,8	1,7	2,2
P_{23}	0,4	0,85	1,25	1,35
P_{24}	0,35	1	1,4	3
P_{25}	1,15	2,75	5,75	7,75
P_{26}	0,3	0,3	0,3	0,5
P_{27}	0,5	1,5	2	2
P_{28}	0,65	0,825	1	1
P_{29}	0,3	0,3	0,3	0,3
P_{30}	1,15	1,5	2,1	3,3
P_{31}	0,2	0,5	0,875	1,5
P_{32}	1,4	1,65	3,75	4,25
P_{33}	0,25	0,5	0,75	1,15
P_{34}	1,4	2,5	3	3,6
P_{35}	0,775	1	1,7	1,7
P_{36}	0,5	2,2	2,4	3,3
P_{37}	0,15	0,8	0,9	1,15
P_{38}	0,575	1,5	1,5	1,5

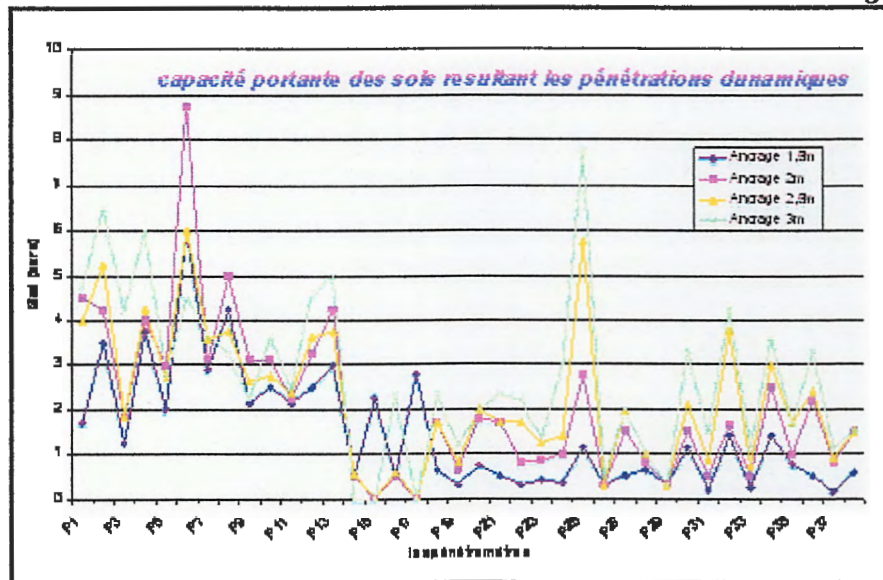


Figure 4.9 : graphe montre les valeurs de Q_{ad} selon des ancrages variables.

4-2-1-L'interprétation du graphe:

Il ressort de l'examen comparatif qu'entre les coupes de sondages et les diagrammes des essais D.P.T, qu'il y a une nette corrélation entre les deux essais; le refus détecté à une profondeur comprise entre 04 et 06m, montre que la pénétration est opposée aussi bien par l'argile sableuse et graveleuse que par des grès à matrice limono-sableuse, pour le premier groupe. Le second groupe a buté au refus dans la couche de marne renfermant des passages de sable (substratum) ainsi des marnes à aspect schistosé verdâtre dont la profondeur est supérieure à 6m.

Quoiqu'il en soit, du point de vue qualitatif, l'ensemble des essais de pénétration dynamique permet d'affirmer que les sols rencontrés présentent une portance suffisante pour des fondations superficielles soumises à des charges courantes. Sans oublier que ses valeurs sont surestimées, cette surestimation est causée par la présence d'eau (nappe phréatique).

4-3-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, encastrée dans un sol homogène et supportant une charge verticale, centrée.

- 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:

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

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.

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

Fs: coefficient de sécurité pris égal à 3

Tableau 4.9 : Valeurs des facteur de portance en fonction de (φ)

φ^0	N_γ	N_q	N_c	φ^0	N_γ	N_q	N_c
0	0	1	5,14	18	3,69	5,25	13,1
5	0	1,56	6,47	19	4,29	5,8	13,9
10	1	2,49	8,45	20	4,97	6,4	14,8
11	1,2	2,71	8,8	21	5,76	7,07	15,8
12	1,43	2,97	9,29	22	6,68	7,83	16,9
13	1,69	3,26	9,8	23	7,73	8,66	18,1
14	1,99	3,59	10,4	24	8,97	9,6	19,3
15	2,33	3,94	11	25	10,4	10,7	20,7
16	2,72	4,33	11,6	26	12,0	11,8	24
17	3,14	4,77	12,3	27	13,9	13,2	25,8

✓ **Exemple de calcul: sondage n° 20:**

$D=2m$

$B=1,5m$

$\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma h = 2,02 T/m^3$

Fs = 3

$C = 0,90 \text{ bars} = 9 T/m^2$

$\varphi = 20^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 4,97 \\ N_q = 6,40 \\ N_c = 14,8 \end{cases}$

❖ Pour une semelle carrée

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

$$Q_{ad} = 2,02 \cdot 2 + \frac{(0,375 \cdot 2,02 \cdot 4,97) + (2,02 \cdot 2 \cdot (6,40 - 1)) + (1,3 \cdot 9 \cdot 14,8)}{3}$$

$$Q_{ad} = 70,28 \text{ T/m}^2 = 7,028 \text{ bars}$$

❖ Pour une semelle filante:

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

$$p = 0,68$$

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

$$Q_{ad} = 2,02 \cdot 2 + \frac{(0,68 \cdot 2,02 \cdot 4,97) + 2,02 \cdot 2 \cdot (6,40 - 1) + 9 \cdot 14,8}{3}$$

$$Q_{ad} = 57,99 \text{ T/m}^2 = 5,8 \text{ bars}$$

Les résultats obtenus pour des semelles carrées et filantes ancrées à des profondeurs variables pour les différents sondage, sont reportés sur le tableau:

Tableau 4.10: Valeurs des capacités portantes calculées à partir des essais de laboratoire

Sc	γ (t/m^3)	ϕ^0	C bars	Qad (bars)							
				(D=1,5m)		(D=2m)		(D=2,5m)		(D=3m)	
				carrée	filante	carrée	filante	carrée	filante	carrée	filante
1	2,06	6	1	2.38	1.93	2.5	2	2.62	2.17	2.7	2.3
	2,02	10	1,17	4.76	3.79	4.9	3.9	5	4	5.2	4.25
2	1,96	5	0,63	2.13	1.73	2.24	1.85	2.3	1.96	2.4	2.08
	2,13	7	1,01	2.7	2.2	2.85	2.33	2.9	2.4	3.1	2.60
3	2,07	8	1,47	4.1	3.3	4.3	3.47	4.4	3.6	4.5	3.77
4	2,05	9	0,97	3.27	2.67	3.4	2.83	3.5	3	3.7	3.15
5	2,02	20	0,9	6.74	5.5	7	5.8	7.3	6.08	7.5	6.37
6	2,01	7	0,57	1.69	1.41	1.81	1.54	1.94	1.66	2	1.8
	2,02	11	0,4	2	1.70	2.19	1.86	2.35	2	2.5	2.2
7	2,06	8	0,48	1.67	1.41	1.81	1.56	1.96	1.7	2	1.85
	1,97	6	0,61	1.58	1.31	1.70	1.43	1.81	1.54	1.9	1.66
8	2,07	8	0,45	1.59	1.35	1.74	1.5	1.88	1.65	2	1.8
9	1,98	7	0,52	1.57	1.32	1.68	1.44	1.83	1.57	1.9	1.7
10	2,03	10	0,4	1.94	1.62	2.1	1.87	2.24	1.93	2.4	2.08
	2,07	8	0,44	1.57	1.34	1.71	1.48	1.85	1.62	2	1.77
11	2,03	7	0,55	1.64	1.38	1.77	1.51	1.9	1.64	2	1.77
	2,05	7	0,6	1.76	1.47	1.9	1.6	2	1.73	2	1.87
	1,98	6	0,53	1.42	1.19	1.54	1.31	1.65	1.42	1.7	1.54
12	2,01	4	0,6	2	1.65	2.15	1.77	2.27	1.8	2.3	2
13	1,89	15	0,86	2.53	2.13	2.71	2.32	2.9	2.5	3.1	2.7
14	2,07	23	0,45	4.83	4.18	5.2	4.54	5.57	4.9	5.9	5.3
15	2,03	25	0,54	6.4	5.5	6.8	2.9	7.2	6.3	7.6	6.79
16	2,04	27	0,2	3.9	3.7	4.5	4.3	5	4.8	5.5	5.34
18	2,14	24	0,25	3.57	3.2	3.9	3.64	4.4	4.1	4.8	4.5

✓ *Commentaire;*

-Pour un ancrage de 1,5m, l'aptitude des terrains varie de 1,42 à 4,83bars pour les semelles carrées et de 1,19 à 4,18bars pour les semelles filantes;

-pour un ancrage de 2m, la capacité portante des sols comprise entre 1,31 et 4,54bars ;

-la plage qui varie de 1,42 à 4,9bars correspondant à des contraintes dont l'ancrage et de 2,5m.

Ces valeurs varient selon la nature lithologique des sols, comme la présence ou non d'eau (variations au niveau piézométrique de la nappe aquifère). cette variation est bien traduite par les valeurs de l'angle de frottement.

N.B; dans le cas où plusieurs essais ont été effectués dans un seul sondage on prendra le cas le plus défavorable en ce qui concerne les valeurs de la capacité portante.

EX; pour le sondage N°11; **Qad = 1,42bars et 1,19bars** respectivement aux semelles carrées et filantes;

- Le calcul de la contrainte effective des différents sondages donne des valeurs surestimées telles 8bars et même 14bars. ces valeurs sont éliminées car elles dépendent d'une mauvaise interprétation des résultats des essais ou des défauts d'exécution (valeurs aberrantes).

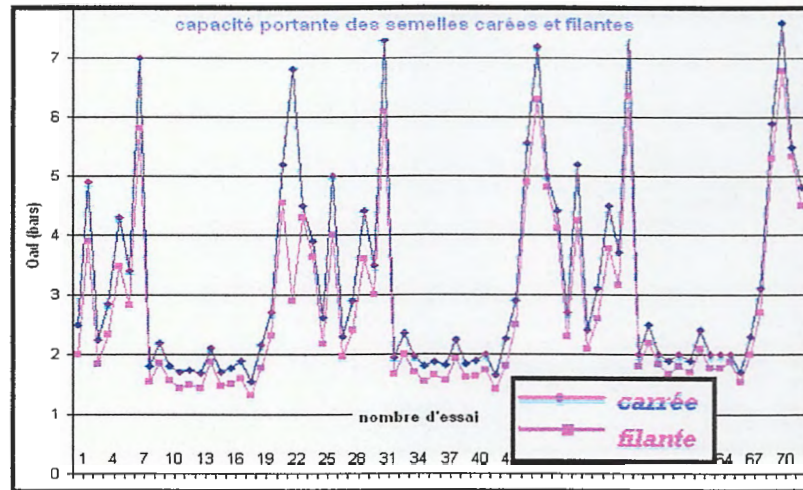


Figure 4.10 : graphe représentant les différentes valeurs de Qad des semelles carrées et filantes

D'après ce dernier graphe, les valeurs des contraintes admissibles sont plus élevées pour les semelles carrées que les filantes.

• **Remarque :**

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

- Pour une semelle filante :

$$D = (Fs \cdot Qad - P \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma - CN_c) / \gamma_1 (N_q + 2)$$

- Pour une semelle carrée :

$$D = (Fs \cdot Qad - P \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma - 1,3 CN_c) / \gamma_1 (N_q + 2)$$

4-4-Calcul des tassements:

4-4-1-Introduction :

Le sol est un matériau compressible; lorsqu'une charge est appliquée à sa surface, celui-ci se déforme; 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 inégaux. On distingue deux types de tassements; absolu et différentiel.

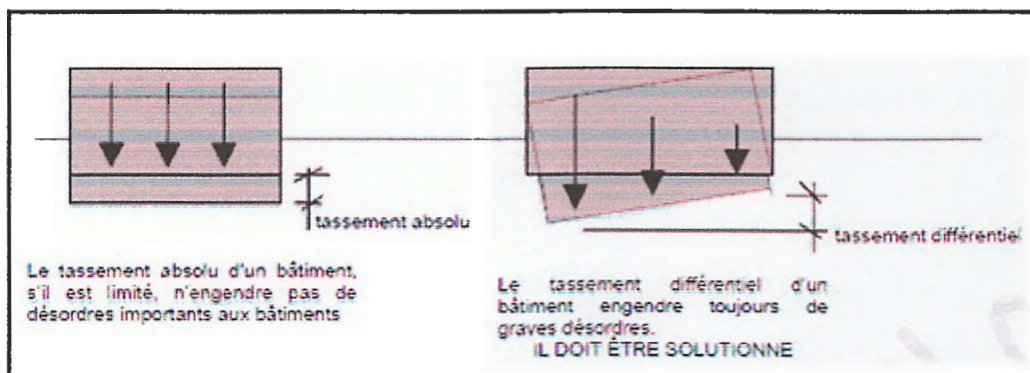


Figure 4.11 : types des tassements

Les tassements des fondations sont à craindre :

- 1- Lorsque les efforts transmis aux fondations varient brutalement d'une semelle à l'autre.
- 2- Lorsque la nature du sol d'assise n'est pas homogène sur la surface de la construction (différents sols à une profondeur donnée, profondeur variable du sol d'assise)
- 3 - Lorsque les fondations ont des niveaux d'assise différents.

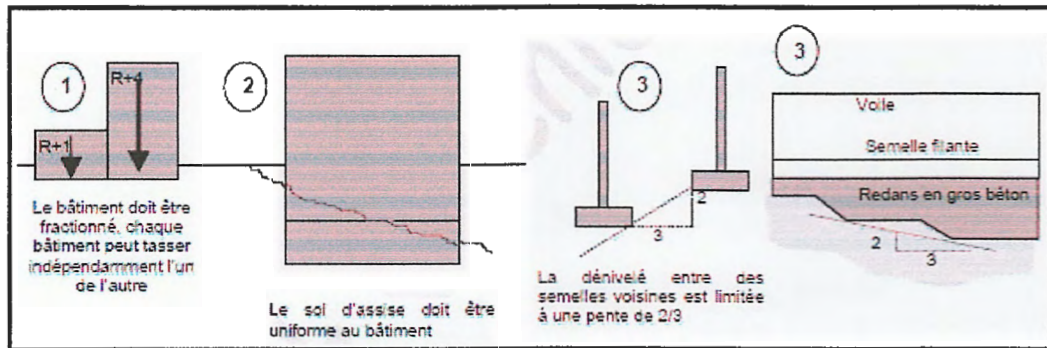


Figure 4.12 : les différentes causes des tassements

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

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

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.

4-4-2-Calcul du tassement:

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: $\sigma'v_0$

e_f : indice des vides final correspondant : $\Delta\sigma_z + \sigma'v_0$

ΔH : tassement total (cm).

H : hauteur de la couche concerné par le tassement.

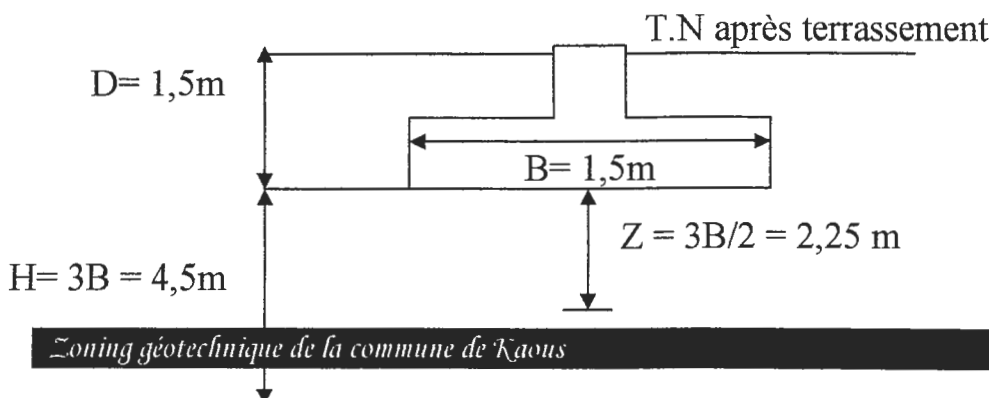
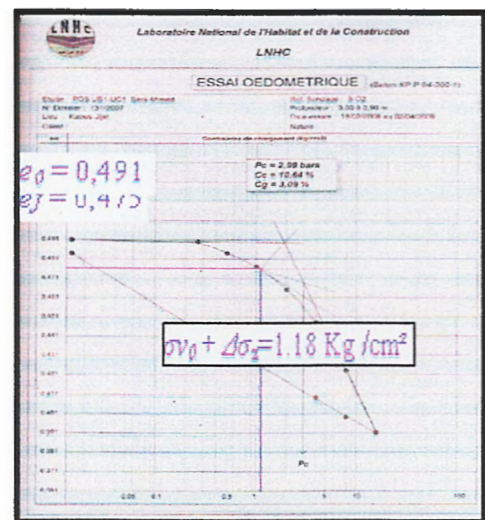
Δe : variation de l'indice des vides.

$\sigma'v_0$: contrainte vertical initial moyenne du sol à une profondeur donnée:

$$\sigma'v_0 = \sum \gamma_i h_i = (\gamma_{h \text{ argile } x} H \text{ argile } \text{humide}) + (\gamma_{sat \text{ argile } x} H \text{ argile } \text{sat})$$

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

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



Exemple de calcul: sondage N° 1 :

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

$$\sigma'v_0 = \sum \gamma_i h_i = (\gamma_h \text{ argile x H argile humide}) + (\gamma_{\text{sat}} \text{ argile x H argile sat})$$

$$\text{où: } \gamma_{\text{sat}} = \gamma_d + (1 - \gamma_d / \gamma_s) \times \gamma_w$$

$$= 1,70 + (1 - (1,70/2,7)) \times 1$$

$$= 2,07 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma'v_0 = 2,02 \times 2 + 2,03 \times 0,5 = 5,05 \text{ T/m}^2$$

$$q = Q_{ad} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ T/m}^2$$

- pour une semelle carrée:

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

$$\Delta\sigma_z = \frac{q L B}{(Z + B)(L + Z)} = \frac{20 \times 1,5 \times 1,5}{(2,25 + 1,5)(2,25 + 1,5)} = \frac{45}{14,06}$$

$$\Delta\sigma_z = 3,2 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma v_0 + \Delta\sigma_z = 5,05 \text{ T/m}^2 + 3,2 \text{ T/m}^2 = 8,25 \text{ T/m}^2 = 0,825 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 0,310 \\ e_f = 0,329 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta e = 0,019$$

$$\Delta H = \frac{0,019}{1,310} \times 4,5 \text{ m} = 0,065 \text{ m} = 6,5 \text{ cm}$$

- pour une semelle filante: L = 15 m

$$\Delta\sigma_z = \frac{q L B}{(Z + B)(L + Z)} = \frac{20 \times 15 \times 1,5}{(2,25 + 1,5)(15 + 2,25)} = \frac{450}{64,68}$$

$$\sigma v_0 + \Delta\sigma_z = 6,95 + 7,84 = 14,79 \text{ T/m}^2 = 1,479 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 0,310 \\ e_f = 0,338 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta e = 0,028$$

$$\Delta H = \frac{0,028}{1,310} \times 4,5 \text{ m} = 0,096 \text{ m} = 9,6 \text{ cm}$$

Les autres résultats des tassements sont représentés aux tableaux suivants:

Tableau 4-11 : Valeurs des tassements admissibles sous les fondations.

<i>sondage</i>	<i>semelle</i>	<i>Ancrage(m)</i>	φ_{ad} (bars)	<i>Tassement (cm)</i>
S_1	<i>Carrée</i>	1,5	2	6,5
	<i>filante</i>	2,5	2	9,61
S_3	<i>Carrée</i>	1,5	2	1,13
	<i>filante</i>	2,5	2	2,27
S_4	<i>Carrée</i>	2	2	4,48
	<i>filante</i>	3	2	7,4
S_6	<i>Carrée</i>	2	2	4,48
	<i>Filante</i>	3	2	7,1
S_7	<i>Carrée</i>	2	2	6,77
	<i>Filante</i>	3	2	9,14
S_8	<i>Carrée</i>	1,5	2	2,25
	<i>Filante</i>	2,5	2	4,88
S_{10}	<i>Carrée</i>	2	2	3,43
	<i>Filante</i>	3	2	4,11
S_{12}	<i>Carré</i>	1.6	2	4.8
	<i>Filante</i>	1.6	2	6
S_{13}	<i>Carré</i>	3	2	3.5
	<i>Filante</i>	3	2	5.8
S_{14}	<i>Carré</i>	5	2	4.9
	<i>Filante</i>	5	2	7.1
S_{15}	<i>Carré</i>	3	2	2.4
	<i>Filante</i>	3	2	4.2

4-5- Conclusion:

Ces études nous ont permis de tirer des connaissances et des renseignements très utiles pour en pratique comme pour en théorie:

- ✓ Les largeurs des semelles et les indices de sécurité sont liés directement à l'intensité des charges; ils augmentent avec l'augmentation de l'intensité de la charge et diminuent dans le sens contraire;
- ✓ L'inclinaison et l'excentricité de la charge diminuent fortement la capacité portante des fondations superficielles .en conséquent , on obtient des fondations plus larges;
- ✓ le tassement des sols est plus grand sous une semelle filante à celui sous une semelle carrée;
- ✓ les charges supportées par les semelles carrées sont supérieures que les contraintes reposant sur les semelles filantes.

C'est pourquoi et selon les résultats obtenus des essais in situ,comme au laboratoire, nous proposons comme solution d'assise des fondations superficielles type semelles carrée et filante

avec des prévision et prévention des désordres des fondations en suivant les recommandations ci-après;

(Une étude comparative au niveau de nos résultats, avec les résultats de bureau d'étude a montré qu'il y a une différenciation notable entre les résultats de différents calculs).

4-6 -RECOMMANDATIONS:

Les statistiques relatives à la pathologie des fondations (Logeais, 1971, 1982) montrent que les désordres dans les bâtiments construits sur des fondations superficielles sont liés à :

- Un mauvais compactage des remblais portant les fondations (25% des cas),
- Des venues d'eau dans des terrains argileux (20% des cas),
- L'association de plusieurs types de fondations (20% des cas),
- L'exécution de travaux à proximité (10% des cas),
- La trop grande rigidité du bâtiment par rapport au sol (10% des cas),
- La profondeur insuffisante de fondation (10%),
- Des causes externes, telles que glissements de terrain, effondrements de carrières, etc. (5%).

Pour les fondations profondes, on peut distinguer quatre familles de sinistres, imputables à :

- L'absence ou l'inadéquation des reconnaissances des sols (40% des cas),
- Une mauvaise interprétation des résultats des essais ou des fautes de calcul (35%),
- Des défauts d'exécution (15%),
- La destruction des fondations par des milieux agressifs (10%).

4-6-1 -Désordres des fondations provoqués par:

a) les mouvements du sol d'assise :

Hormis les cas particuliers précités, les désordres sont dus au tassement et au gonflement des matériaux argileux en fonction des conditions hydrogéologiques. Les fondations superficielles reposent en effet sur trois types de terrains :

– argileux (limons argileux ou argiles sableuses) ; ils supportent la plupart des fondations Superficielles ;

– rocheux ou graveleux ; ce sont les meilleurs supports, mais leur répartition géographique est moins étendue que celle des précédents ;

– sableux ; ce sont de bons terrains de fondation s'ils sont protégés des circulations d'eau, qui peuvent entraîner les particules fines et provoquer des tassements.

Les sols argileux gonflants ou rétractables ont la particularité d'augmenter l'ampleur des désordres avec le temps : les fissures qui se propagent dans les superstructures s'ouvrent et se ferment suivant l'humidification ou la dessiccation du sol ; alors que la fermeture est limitée, l'ouverture au contraire augmente saison après saison et peut conduire à la ruine d'un ouvrage.

Un cas particulier de tassement, plus délicat à observer, est dû au rabattement des nappes phréatiques par pompage, qui entraîne un assèchement des terrains auparavant saturés d'eau en permanence.

b) Charges supplémentaires :

Le troisième type de désordres est celui des fondations superficielles d'ouvrages soumis à des charges non prises en compte à l'origine. Au fil du temps, ces sollicitations supplémentaires peuvent engendrer des désordres dus à des tassements différentiels incompatibles avec la structure et la résistance de l'ouvrage.

d) Réparations — Consolidations :

Les techniques de réparation et de consolidation des fondations superficielles sont bien connues mais pas toujours correctement maîtrisées. Selon l'origine des désordres, ces techniques concernent :

- soit les matériaux constitutifs des fondations ;
- soit la reprise en sous-oeuvre des fondations, si les désordres sont dus à la nature du terrain.

4-6-2- Dispositions à prendre lors de la conception:**a) Joints de rupture;**

Des joints de rupture doivent être prévus entre deux ouvrages voisins, lorsqu'ils subissent des différences importantes de charge où qu'ils peuvent subir des différences de tassements. C'est notamment le cas de bâtiments accolés n'ayant pas le même nombre d'étages ou de bâtiments accolés assis sur un remblai d'épaisseur variable. Les joints de rupture, s'ils évitent la transmission des efforts et permettent un certain mouvement d'un bâtiment vis-à-vis de l'autre, ne suppriment toutefois pas les interférences dans le sol entre les fondations adjacentes.

b) Joints de dilatation;

Dans le cas d'un sol homogène et bien consolidé ou dans le cas de descentes de charges semblables de part et d'autre du joint, il n'est pas nécessaire de poursuivre les joints de dilatation de la structure par des joints de rupture au niveau de la fondation. Les joints de dilatation sont alors arrêtés au-dessus de la semelle, en prévoyant un renfort d'armatures immédiatement sous ce joint (joint «diapason»)

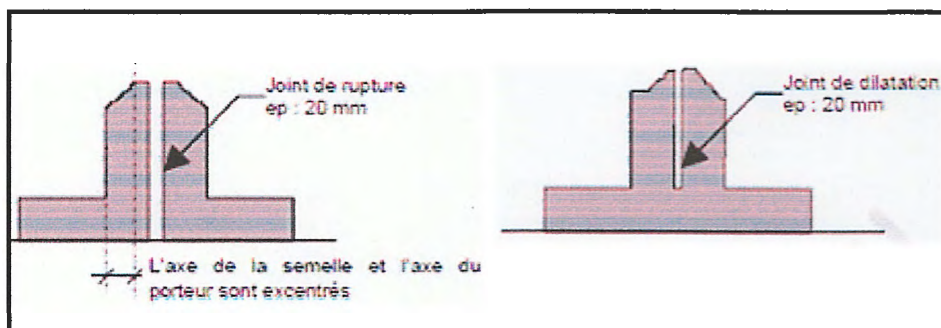


Figure 4.13 : joint de rupture et de dilatation

c) Mise hors gel :

Le niveau de fondation des semelles superficielles doit toujours être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol de fondation à l'abri du gel. Il en est ainsi en général ;

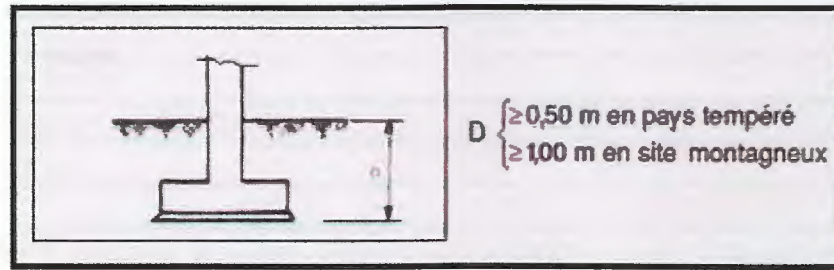


Figure 4.14 : la technique de mise hors gel

d) Fondations sur sol en pente;

La poussée des terres doit être prise en compte dans le calcul de ces fondations. C'est notamment le cas des terrains en pente où, s'il n'est pas pris de précautions particulières, les semelles supérieures peuvent exercer une poussée sur les semelles inférieures ou risquent d'amorcer un glissement d'ensemble

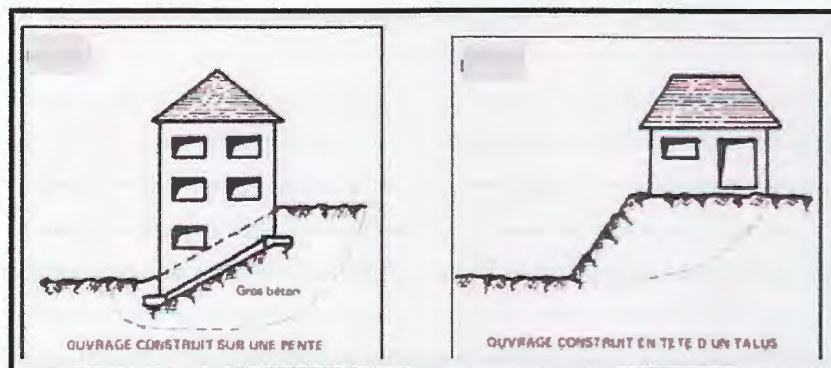


Figure 4.15 : les positions des structures sur les talus

Il est nécessaire tout d'abord de s'assurer de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, puis (comme la poussée des terres doit être prise en compte dans le calcul de la semelle) de vérifier le non-glissement de la fondation. Lorsque le sol d'assise peut donner lieu à un glissement d'ensemble, il faut disposer les niveaux des fondations de telle sorte qu'une pente maximale de 2/3 relie les arêtes inférieures des semelles les plus voisines. Si cette condition ne peut être vérifiée, des dispositions spéciales doivent être prises pour éviter la décompression des terrains supérieurs, équilibrer les poussées (mur de soutènement, voiles en béton armé), et assurer l'évacuation des eaux (drainage, etc.)

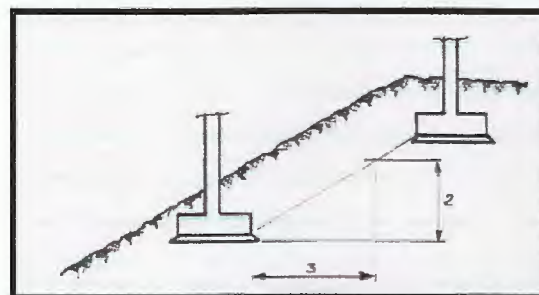


Figure 4.16 : techniques de protection pour les constructions sur les talus

e) Fondation superficielle à proximité de fondations sur pieux;

La construction d'une fondation superficielle à proximité de fondations sur pieux ne peut être envisagée que sous réserve de vérifier :

- que l'augmentation des charges à proximité des fondations sur pieux n'engendre pas sur ceux-ci de poussées horizontales incompatibles avec leur nature;
- que l'augmentation des charges et la possibilité de tassement des terrains superficiels n'engendrent pas de frottement négatif sur les pieux.

f) Fondation sur sol argileux :

Dans le cas de fondations superficielles sur sol argileux, il peut se produire, après terrassement de la fouille, un gonflement par déchargement du poids des terres excavées ou par augmentation de la teneur en eau du sol.

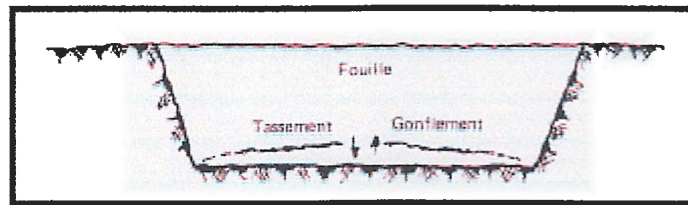


Figure 4.17 : le terrassement d'une fouille dans un sol cohérent.

Il est nécessaire de tenir compte du tassement supplémentaire dû à ces gonflements, qui se résorbent souvent partiellement au fur et à mesure de l'édification de la construction.

✓ Terrains sensibles à la sécheresse:

Outre leur propension à tasser sous la charge apportée par les fondations, les sols argileux sont très sensibles à la sécheresse. Pratiquement, ces phénomènes de sécheresse ont affecté autant les ouvrages légers, comme les maisons individuelles, que les ouvrages plus lourds ou plus anciens;

Le principe est le suivant : les sols de fondation argileux se rétractent progressivement de l'extérieur vers l'intérieur de l'ouvrage, jusqu'à se détacher de la sous-face des semelles ; il en résulte un porte-à-faux de la fondation qui, tassant de façon différentielle, provoque des fissures dans la structure. S'ensuivent des désordres progressifs conduisant parfois à la ruine de l'ouvrage. Les mesures à prendre sont de deux ordres : curatif ou préventif.

Les dispositions constructives sont les suivantes :

- le drainage des eaux de circulation saisonnières ; ces drainages doivent être éloignés de quelques mètres suivant la profondeur des semelles;
- la réalisation d'une forme étanche au pourtour de la construction, au moyen d'une géomembrane présentant une pente vers l'extérieur et dissimulée sous de la terre végétale ; les dallages extérieurs constituent une excellente protection ;
 - l'enlèvement ou l'éloignement des arbres, grands consommateurs d'eau et à l'origine de nombreux désordres; la règle est de respecter une distance minimale entre la plantation et les fondations égale à une fois et demie la hauteur de l'arbre adulte ; on peut conserver les vieux arbres en créant un écran antiracines vertical.

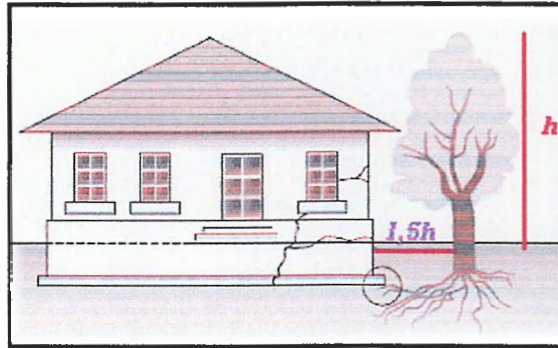


Figure 4.18 : dispositions constructives dans les sols argileux

4-6-3- Dispositions à prendre lors de l'exécution:

Lors de l'exécution des semelles de fondation superficielles, il est indispensable de prendre certaines précautions contre l'eau, essentiellement afin de ne pas modifier les caractéristiques du sol d'assise. Il faut pour cela impérativement protéger le terrain contre les accumulations d'eau au moment de l'ouverture de la fouille, soit par épuisement direct avec rigoles latérales, soit par rabattement de la nappe.

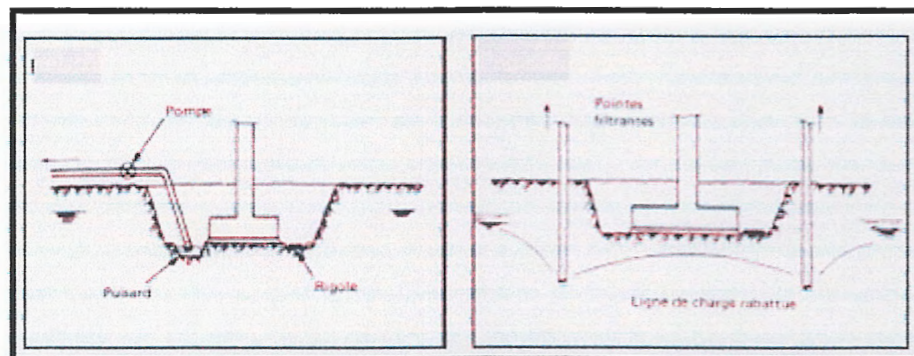


Figure 4.19 : le pompage d'eau et l'utilisation des batardeaux

Il est nécessaire de prévoir entre la semelle de fondation et le terrain d'assise un béton de propreté (béton dosé à environ 150 kg de ciment par mètre cube) de 10 cm d'épaisseur. Ce béton permet, d'une part de régler définitivement la surface d'assise de la fondation et, d'autre part de ménager une surface de travail propre pour le ferrailage et le coffrage de l'élément de fondation.

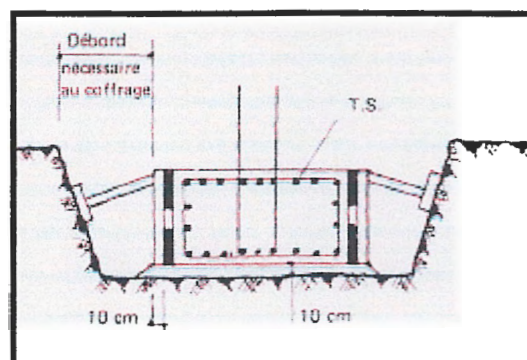


Figure 4.20; le coffrage de l'élément de la fondation

Chapitre N° 05:

La gestion des risques naturels

1 - Introduction:

Le risque s'estime sous forme de probabilités établies d'après deux variables : l'aléa et la vulnérabilité.

L'ALEA : est la probabilité d'occurrence d'un phénomène naturel ou technologique. Sa quantification peut s'appuyer sur des facteurs tels que la fréquence, l'intensité et la durée qui déterminent des aléas forts, moyens ou faibles.

On croise aléa et vulnérabilité pour aboutir à la **NOTION DE RISQUES** ; C'est une notion complexe, à forte variation dans le temps et dans l'espace. L'aléa et la vulnérabilité ne sont pas toujours constants. La détermination du risque conduit à des démarches de prévention différentes.

2- Champ d'application;

La prévention des risques majeurs et la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable constitue un système global initié et conduit par l'état. Elle prend en charge les risques suivants:

- les séismes et les risques géologiques;
- les inondations;
- les risques climatiques;
- les risques industriels et énergétiques;
- les catastrophes dues à des regroupements humains importants.

La prévention des risques majeurs est fondée sur:

- des règles et des prescriptions générales applicables à tous les risques majeurs;
- des prescriptions particulières à chaque risque majeur;
- des dispositifs de sécurisation stratégique;
- des dispositions complémentaires des préventions.

L'intensité du phénomène est un autre décalage entre risque et réalité. En terme de prévision, les modèles sont décalés par rapport à la réalité. Il est possible de les ajuster sans une catastrophe préalable pour les risques naturels, grâce aux études historiques (localisation, extension, intensité, fréquence); c'est plus difficile pour les risques industriels car les récurrences sont rares. Il est rare que des accidents se reproduisent deux fois de la même manière

3-DES PRESCRIPTIONS PARTICULIERES A CHAQUE RISQUE MAJEUR:

a) en matière de séismes et de risques géologiques:

Le plan général de prévention des séismes et des risques géologiques précise la classification de l'ensemble des zones exposées à ces risques, selon l'importance du risque, afin de permettre une information adéquate et d'organiser le rééquilibrage des implantations et le redéploiement de certains établissements humains. Il peut prévoir des procédures commentaires de contrôle ou expertise des bâtiments et des infrastructures réalisées avant l'introduction de règles parasismiques ou selon des règles parasismiques non actualisées.

b) en matière des prévention des inondations:

Le plan doit comporter;

- une carte nationale d'inondabilité (les atlas des zones inondables) précisant l'ensemble des zones inondables, y compris les lits des oueds et les périmètres situés à l'aval des barrages et exposés à ce titre en cas de rupture de barrage;
- la hauteur de référence pour chaque zone déclarée inondable, au dessous de laquelle les périmètres concernés est grevée de la servitude de non-aedificandi;
- les seuils, conditions, modalités et procédures de déclenchement des pre-alertes et des alertes pour chacun de ces aléas, ainsi que les procédures de suspension des alertes.

La vulnérabilité des rivières devient très importante à cause de l'urbanisation et les inondations devient plus dangereux que le passé à cause de :

- la diminution sensible du secteur de l'expansion (les bords des oueds éliminés);
- la construction des digues plus des remblais de protection qui va modifier l'écoulement du crue.

C'est pour cela il est fortement recommandé de faire les dispositions suivantes:

- la construction des digues tout au long du cours d'eau;
- L'implantation des plaques montre l'historique des crues (les plus hauts niveaux des crues connus), l'emplacement des brèches (les angles débordements), et l'implantation des capteurs pour capter les variations du niveau d'eau;
- Il faut qu'on accepte un espace de liberté pour les rivières;
- Maître en service un bureau de S.A.C. (service d'annonce des crues) qui se base sur les télésurveillance et la télémessure qui sont modernisées et informatisées pour déclencher l'alerte.

c) concernant la gestion des catastrophes, le système national de gestion des catastrophes est constitué par:

- une planification des secours et des interventions;
- des mesures structurelles pour la prise en charge des crises;
- une planification des secours pour la prise en charge des catastrophes, notamment celles résultant de la survenance de risques majeurs, dénommée "plans ORSEC (nationaux, inter-wilaya, de wilaya, communaux, et des sites sensibles)
- l'organisation des opérations de secours doit être conçues de manière à prendre en charge par ordre de priorité les segments d'intervention suivants:
 - le sauvetage et le secours des personnes;
 - la mise en place de site d'hébergement provisoire sécurisé;
 - la gestion rationnelle des aides;
 - la sécurité et la santé des sinistrés et de leurs biens

4-Cas d'étude:les glissements de terrain dans la commune de Kaous:

4-1/ Introduction:

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

4.2 Problèmes posés :

Le géotechnicien est consulté sur un problème de stabilité des pentes dans diverses circonstances et avec plusieurs missions :

- **versant naturel en mouvement** (lent) : prévision d'évolution, stabilisation (d'une partie ou de la totalité, provisoire ou définitive), adaptation d'un projet en conséquence, mise en place d'une surveillance ;
- **glissement avec rupture consommée** : stabilisation du site, réparation de l'ouvrage endommagé ;
- **création de remblais ou de déblais en terrain stable** : dimensionnement des talus, avec renforcement si nécessaire ; cas des barrages en terre (stabilité des talus amont et aval) ; cas des remblais sur sol mou (évaluation de la stabilité d'ensemble, définition du mode de construction) ;
- **travaux neufs** (terrassements) **dans un versant stable ou tout juste stable** : définition des précautions à prendre pour ne pas le déstabiliser. Les paragraphes qui suivent ont pour but de fournir à l'ingénieur quelques éléments de réponse à ces divers problèmes.

4.3 Calcul du coefficient de sécurité :

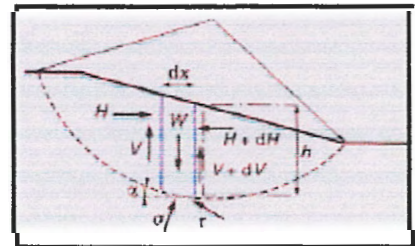
En rupture circulaire

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée est équivalente à la suivante,

$$F = M \text{ résistant } / M \text{ moteur}$$

Les moments étant pris au centre du cercle de rupture. Pour étudier la stabilité d'un talus et afin d'évaluer la répartition des contraintes. Sur la surface de rupture, on imagine un découpage du talus en tranches afin de discrétiser le problème et de le traiter numériquement. Le massif en rupture est découpé en tranches verticales d'épaisseur dx assez petite pour que la base de chaque tranche soit assimilable à un segment de droite.

Fellenius (1927) fait l'hypothèse simplificatrice que ;



$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum [c + (\gamma h_n \cos^2 \alpha_n - u_n) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum \gamma h_n \sin \alpha_n}$$

Formule dans laquelle u_n est la pression hydraulique sur la base de la tranche n , supposée connue. Le deuxième membre contient les inconnues σ_n ; on utilise les relations d'équilibre des tranches pour les évaluer.

Dans la méthode de Bishop (1955), on se borne à l'hypothèse que $dV/n = 0$; l'équation d'équilibre projetée sur l'axe vertical permet d'écrire une équation implicite en F , du type $F = f(F)$, qu'on résout par itération en partant d'une valeur initiale grande ($F = 20$) et à l'aide d'un programme de calcul sur ordinateur.

Dans ces méthodes de tranches, la valeur du coefficient de sécurité calculé dépend du nombre de tranches considérées : 50 à 100 tranches sont nécessaires pour que la valeur de F se stabilise.

En pratique, les deux méthodes ci-dessus donnent des résultats peu différents.

Dans le cas où l'on ne connaît pas la position de la surface de rupture, le programme de calcul effectue une recherche systématique du cercle le plus défavorable, c'est-à-dire donnant le coefficient de sécurité le plus faible : la valeur de F trouvée est appelée coefficient de sécurité de la pente. Si la configuration du talus est simple, dans le cas d'un déblai par exemple, des abaques peuvent être utilisés [3].

5/ Prévision, prévention et protection:gestion pour gérer le risque du glissement dans la commune de kaous;

5.1 Géologie et géomorphologie

Certaines formations géologiques sont réputées pour leurs versants fréquemment instables : les marnes blues du miocène, les argiles du pliocène, les argiles quaternaires, etc.

La première étape de notre étude de stabilité des pentes de la commune de kaous, est l'établissement de la structure géologique du site : nature des terrains du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles, etc. Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable ; ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée, ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs. Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides, etc.

Les résultats sont montrés dans les photos ci-après;

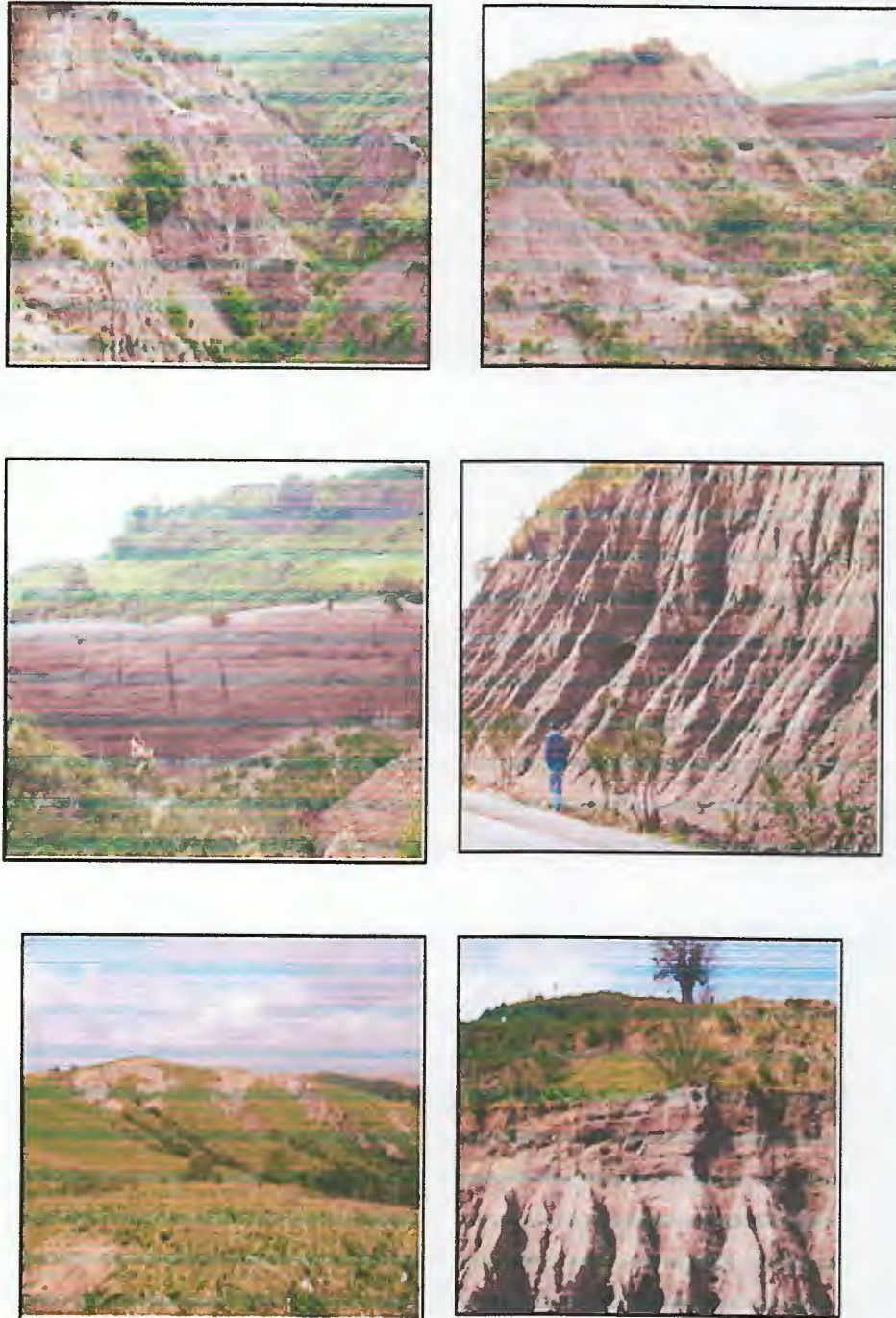


Fig 6-1; Les formations du Mio-Pliocène

5.2 Hydrogéologie

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de versants (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique), l'étude hydrogéologique est très importante. L'étude mécanique des glissements suppose l'estimation de la résistance au cisaillement mobilisée le long d'une surface de rupture.

Le comportement au cisaillement d'un sol fin est différent selon que l'on laisse ou non le temps aux surpressions interstitielles de se dissiper lors du cisaillement : on est donc amené à distinguer la résistance à court terme (non drainée) et la résistance à long terme (drainée). La forte perméabilité des sols grenus permet un drainage quasi instantané : la distinction entre court terme et long terme est alors sans objet. Dans un calcul de type long terme, les contraintes à considérer sont les contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$), car ce sont celles qui gouvernent le comportement du squelette solide du sol. Dans un calcul à court terme, il est plus simple de raisonner en contraintes totales dans toutes les couches de sols fins.

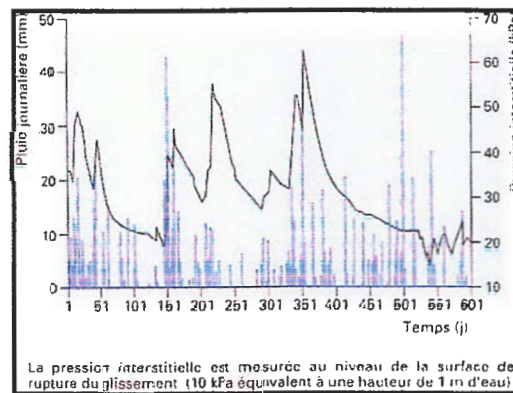


Figure 6. 2 – Pluviosité (bâtons) et pression interstitielle (Courbe en trait noir) pendant 600 jours.

5.3/ Résistance de pic, résistance résiduelle :

L'existence d'un pic marqué sur les courbes d'évolution de la résistance en fonction de la déformation ou du déplacement dépend de l'état de compacité du sol au début du cisaillement : on l'observe dans les argiles surconsolidées et les sables denses. Après un grand déplacement, la résistance tend vers une valeur dite résiduelle, caractérisée par une cohésion quasi nulle et un angle de frottement affaibli, en raison de la réorientation des particules sur la surface de glissement. Les caractéristiques de résistance à utiliser sont donc différentes selon qu'il s'agit de glissements nouveaux (valeur de pic) ou de réactivations de glissements anciens (valeur résiduelle). Les essais d'étude montrent que ;

P_c (pression de consolidation) varie de 1.35 à 4bars, de 6.3 à 25.3 % pour les valeurs de C_c (coefficient de compressibilité), et la plage qui varie de 1.8 à 11.55 % pour le C_g (coefficient de gonflement). donc ; les sols sont normalement consolidés à surconsolidés moyennement compressibles avec une tendance au gonflement en présence d'eau faible d'une part et sols potentiels au gonflement d'autre part.

5.4/ Évaluation de la résistance au cisaillement

On dispose de différentes méthodes pour évaluer la résistance au cisaillement en un site donné :

- mesure *in situ* pénétromètre dynamique ou prélèvement d'échantillons pour essais en laboratoire (appareil triaxial, boîte de cisaillement) ;
- analyse à rebours : on détermine les caractéristiques par calage sur un glissement déclaré (qui est un essai de cisaillement en vraie grandeur) ; cela nécessite de faire des hypothèses sur le réseau hydraulique au moment de la rupture.

Les résultats montrent que ; C_u : de 0.20 à 1.47 bars ; les sols sont faiblement cohérents $0.04 < C < 0.26$ à cohérents $0.32 < C < 1.63$

Φ_u^0 : de 4 à 24° ; faiblement résistants au cisaillement $3^\circ < \Phi < 15^\circ$ à résistants au cisaillement $17^\circ < \Phi < 37^\circ$.

5.5/ Étude cinématique:

Le premier objectif de l'étude cinématique est la délimitation en plan et en profondeur du volume en mouvement. Pour cela on peut utiliser divers instruments, en particulier les nivelles et les inclinomètres. Les nivelles micrométriques servent à mesurer les rotations de la plaque support sur l'horizontale ; la plaque est fixée sur un ouvrage ou sur un plot scellé dans le sol. La mesure inclinométrique, réalisée au moyen d'une sonde descendue dans un tube scellé dans un forage, fournit l'inclinaison sur la verticale du tube et, par intégration, sa déformation;

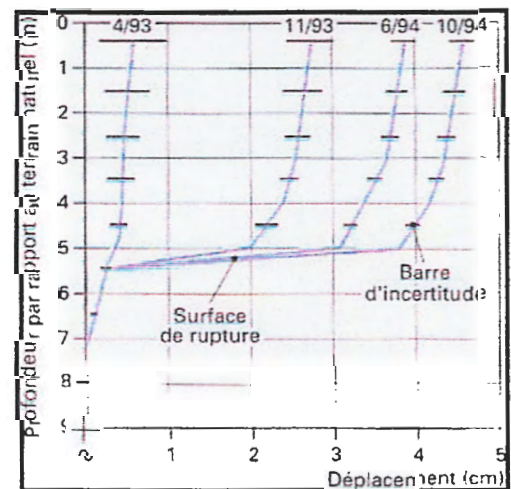


Figure 6.3 : Courbes inclinométriques mettant en évidence une surface de rupture

Elle permet en particulier de déterminer la profondeur de la surface de rupture. L'étude cinématique permet aussi d'obtenir un ordre de grandeur de la vitesse de mouvement, d'analyser la sensibilité aux facteurs extérieurs, ou de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable (dans une famille donnée, par exemple circulaire), c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. On verra que, généralement, un coefficient de sécurité de 1,2 à 1,5 suivant les cas est recherché.

5.5.1-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 (Songlerat,1983)

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.

$F_s < 1$ ♦ talus instable

$1 < F_s < 1.5$ ♦ talus douteux

$F_s > 1.5$ ♦ talus stable

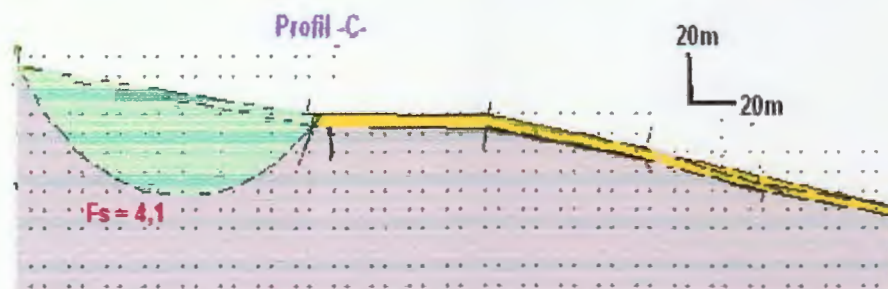
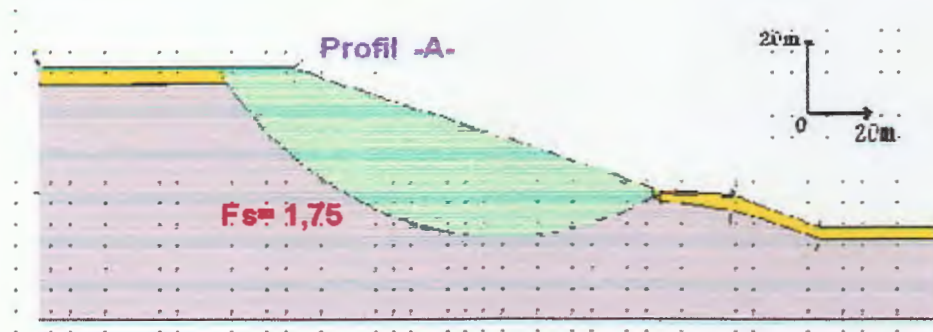
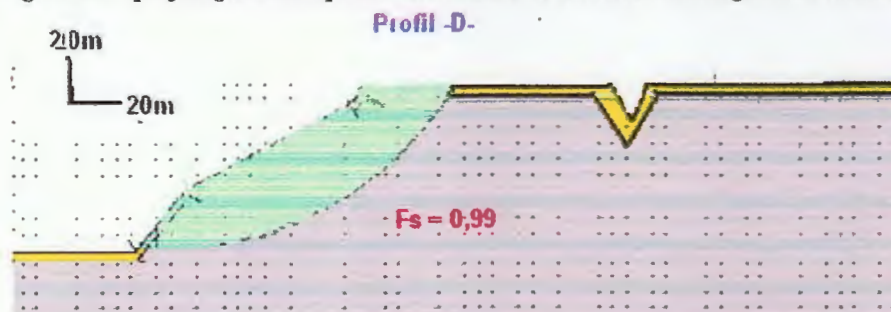


Figure 6.4 : profils géotechniques réalisés dans les versant de la région de Cheddia



Figures 6.5 : profil géotechnique (Bouhlal, kaous)

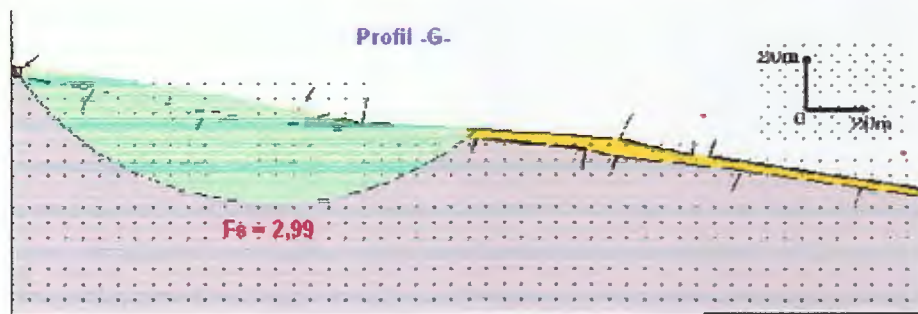
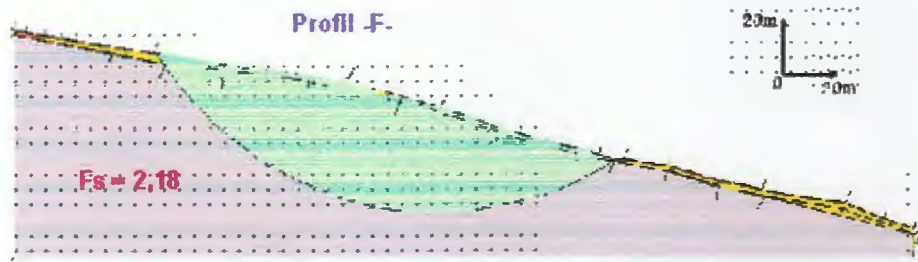
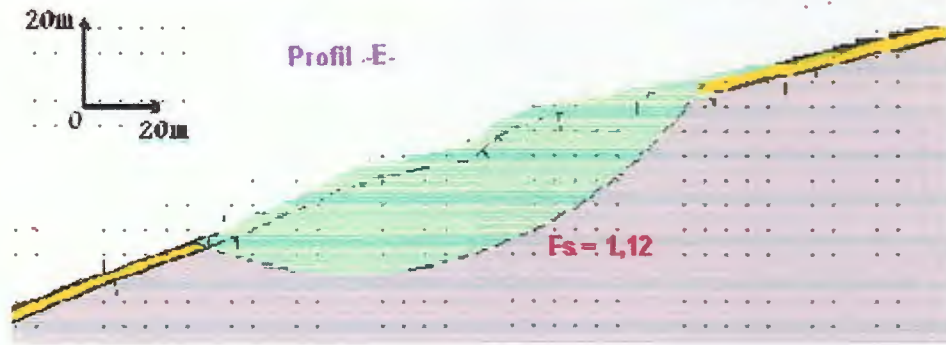


Figure 6.6 : profils géotechniques (Beni Ahmed, kaous)

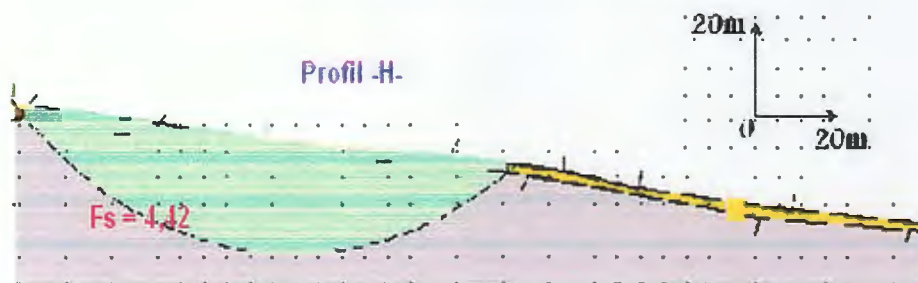


Figure 6. 7: Profils géotechnique (Chemachma,kaous)

6.1. Méthodes de confortement:

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement, présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $F = 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $F = 1,5$.

Chapitre N° 06:

Zoning géotechnique

1-Introduction:

L'établissement de la carte géotechnique la commune de Kaous, nous a amené dans le cadre de notre étude à faire une prospection aussi minutieuse que possible, s'étalant sur l'ensemble du territoire de la commune afin d'identifier les sites potentiels pour le développement urbain futur. Et cela en s'appuyant, bien évidemment, sur les études élaborées précédemment, et en tenant compte des contraintes aussi bien géomorphologiques et bioclimatiques que sismiques et géotechniques.

2- les données utilisées pour le zoning :**2.1- Les données géologiques;**

Géologiquement, la commune de Kaous qui fait partie du bassin néogène de Jijel, est assez homogène. Les formations sédimentaires qui la caractérisent étant constituées de conglomérats et microconglomérats continentaux du pliocène reposant sur un substratum marneux marin du miocène affleurant au Nord, N-E, et S-E. À l'Ouest, N-W, et S-W les formations molassiques (blocs de grès emballé dans une matrice marneuse à aspect schisteux)

2.2- Les données hydrogéologiques;

Compte tenu que la commune de Kaous se trouve au nord et en contre bas de l'arrière pays (Texenna), cette situation a fait profiter la commune par les apports des eaux de pluies ruisselantes dans la commune de Texenna et qui sont recueillies par les 04 oueds Mencha, Bouradjeh, Tekielt, et Kissir.

Le relief de la commune déjà décrit, a permis la réalisation sur son territoire de trois retenues collinaires avec une capacité globale de 205000m³ destinées pour l'irrigation.

Kaous dispose d'une nappe très importante qui se trouve au niveau de la plaine du même nom. Cette nappe phréatique est exploitée par (04) forage caractérisent par un débit de l'ordre de 18 l/s, sans oublier la présence du barrage d'El-Agrem avec une capacité globale de stockage de 18.5 millions de mètres cubes, ce dernier chevauche une partie de la commune. (S Est)

2.3- Les données géomorphologiques ;

La région de Kaous se trouve dans le bassin néogène de Jijel caractérisée par un relief généralement plat avec des pentes variables (0 et 03%) et des collines à relief moutonné, forment la terminaison orientale du massif de Guerrouche.

2.4- Les données sismiques;

Le développement des grands centres urbains passe obligatoirement par l'identification des zones sismogènes et l'évaluation de leur potentiel destructeur à moyen et long terme. Ce qui revêt un aspect vital de la planification correcte de l'aménagement du territoire. Aussi, la réduction du risque sismique requiert une microzonation détaillée des zones urbaines et ce travail doit être précédé par une évaluation réaliste de l'aléa sismique laquelle nécessite une banque de données la plus fiable et la plus complète possible, régulièrement mise à jour. Le risque d'un séisme dans la région, peut engendrer des dégâts importants, sur le plan humain et /ou matériel, en effet ces accidents peuvent être encore actifs donc rejouer au cours d'un séisme ce qui peut induire des mouvements encore plus importants tels que les éboulis et les glissements. On attire l'attention que la commune de Kaous est située dans la zone moyenne à forte intensité dont les foyers des séismes sont détectés au niveau de Jijel, Texenna, Aouana, et Taher.

3- LE PREZONING :

Avant de procéder directement au zoning géotechnique proprement dit du territoire étudié et qui se base sur les propriétés physiques et mécaniques du sol, il faut d'abord établir pré zoning en utilisant la méthode de superposition des cartes, cette dernière sert à superposer les 03 documents ci-après;

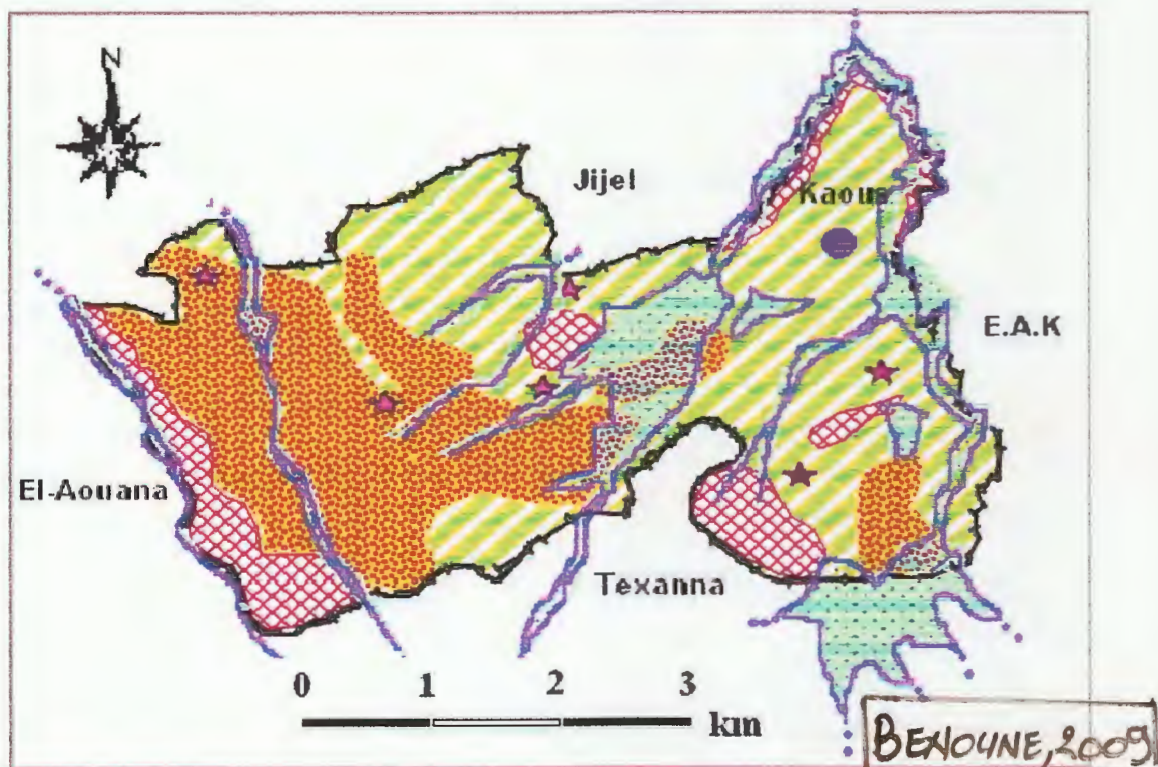
- La carte des pentes établie à partir d'un fond topo au 1/25000. D'après cette carte on peut identifier 03 zones distinctes avec des pentes assez variables; nulles à fortes.

- La carte d'écoulement des eaux superficielles; retirée de même façon que la précédente, elle montre une distribution des cours d'eau étroite sur le territoire étudié.

Notons que ces cours d'eau présentent des grands ravins en présence des formations tendres et provoquent des déformations dans la morphologie générale du territoire.

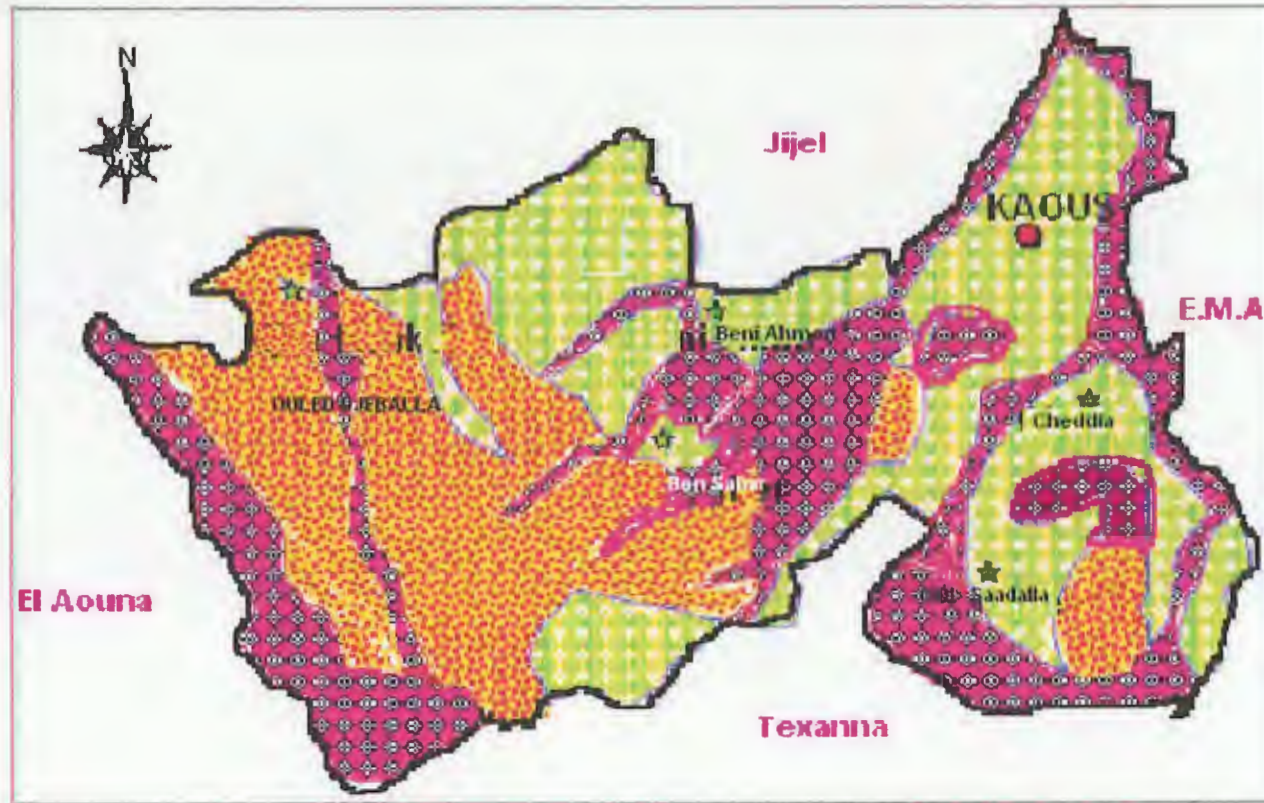
- La carte géologique de la région; elle représente le document de base pour cet objet, les mêmes faciès montrent presque les mêmes propriétés physiques et mécaniques dans les mêmes conditions.

LA SUPERPOSITION DES 03 CARTES




Les résultats de ce travail sont synthétisés dans la carte de pré zoning ci-après où on distingue 03 types de zones;

CARTE DE PREZONING DE LA COMMUNE DE KAOUS



 zone (A):sols à propriétés favorables à la construction

 zone (B):sols moyennement favorable

 zone (C):sols defavorables à la construction

0 1 2 3 km

BENOÛNE, 2008

Zone (A); sols à propriétés favorables :

Cette zone occupe la majorité du secteur étudié, à savoir la partie Est, la partie méridionale. Elles sont constituées de formations détritiques (conglomérats et alluvions), gréseuses et marneuses à pente douce de 0 à 10 %. Ces sols sont localisés dans la majorité du territoire.

Donc, les propriétés géologiques et géomorphologiques sont bonnes et favorables à la construction.

Zone (B); sols à propriétés moyennement favorables;

Ce sont les formations tendres (marnes et argiles) des piémonts et dont l'effet de l'érosion est limité. Avec des moyennes pentes qui varie de 10 à 20%. Au niveau de cette zone il est indispensable de tenir en compte des critères de déformabilité. Ainsi que l'étude d'instabilité des terrains qui est fortement recommandée. Des conditions de constructibilité très précises seront à précisée obligatoirement d'études de stabilité localisées, et en prenant compte le chargement réel des talus.

Zone (C); sols à propriétés défavorables:

Les zones défavorables sont situés sur les pentes importantes. Elles sont répartie dans des petites zones localisées à l'extrême Ouest de la région (les rivières de O.Kissir, Tekielt, Mencha, et Bouradjeh). Au centre de la commune, ce sont les sols constituant les zones inondables (la plaine de O.Mencha), les dépôts fluviaux fins (vase, argile), ainsi que les versants des formations marneuses dont la pente moyenne à forte (>20%) et les zones fortement érodées. Au Sud-est (Cheddia) traduit par les énormes ravins dans les formations marneuses ainsi que les zones proches au barrage d'El-agrem; où intervient le problème de fuite et qui cause l'instabilité des terrains. Donc l'aménagement dans ces zones est déconseillé et interdit. Les ravins au sud du secteur de Beni-Ahmed sont aussi déconseillés.

4- ZONING GEOTHECNIQUE :**A) zonage d'après la résistance dynamique à la pénétration;**

Puisque les sondages et les essais de pénétrations se sont accouplés deux par deux sur la majorité du secteur, le zonage se déduit des profils géotechniques, tracés dans plusieurs directions où chaque profil recoupe un certain nombre de pénétromètres. En effet, comme l'atteste la nature lithologique des coupes de sondages, les pénétromètres ont mis en évidence aussi une bonne résistance dynamique du territoire laissant prévoir une contrainte admissible du sol généralement moyenne à bonne, et une fondation superficielle de tout ouvrage courant avec une profondeur d'ancrage de 1.5 à 3m au maximum.

B) zonage à partir des essais de laboratoire;

L'analyse détaillée des valeurs de paramètres physiques et mécaniques des sols déterminés sur les échantillons extraits des sondages à profondeurs comprise entre 02 et 06m, ne permet pas de scinder le territoire en zones homogènes présentant des caractéristiques géotechniques proches, et par conséquent, ne permet aucune subdivision significative en zones homogènes.

C) zonage selon la portance et l'aptitude à la construction;

Dans l'optique de la constructibilité de la région, qui impliquera l'appréciation de l'aptitude des terrains aux fondations donc: leur capacité portante compatible avec les déformations (tassements) admissibles, leur capacité relative aux terrassements pour l'aménagement des plates-formes, nous allons tenir compte non seulement du paramètre topographique, mais plus particulièrement les données issues de la reconnaissance in situ et des

paramètres géotechniques déduits des essais en laboratoire. Globalement la commune de kaous présente les caractéristiques géotechniques suivantes;

- pénétromètre dynamique; R_{pmin} varie de 50 à 250bars, avec un profondeur de refus varie de 04 à 10m.
- la valeur de densité à l'état naturel varie de 1.96 à 2.16 t/m³, à l'état sec elle oscille de 1.52 à 1.90 t/m³. D'après la norme géotechnique, les sols testés peuvent être qualifiés de sols très denses, et doivent conduire normalement à des caractéristiques mécaniques optimistes.
- valeur de teneur en eau ne varie que dans une plage serrée, soit de 10 à 30%; ce qui correspond à une degré d'humidité compris entre 70 et 100 %
- les caractéristiques intrinsèques de cisaillement ; C_u : de 0.20 à 1.47bars
 Φ_u^0 : de 4 à 24°
- P_c varie de 1.35 à 4bars, de 6.3 à 25.3 % pour les valeurs de C_c ;sol moyennement compressible, et la plage qui varie de 1.8 à 11.55 % pour le coefficient de gonflement , et qui présente une tendance au gonflement faible.

La synthèse générale des différents paramètres des terrains a permis d'établir quatre cartes de zoning selon les ancrages; 1,5m, 02m, 2,5m et 3m

La zone A:

On se basant sur les résultats obtenus à partir de campagne géotechnique du territoire, nous pouvons subdiviser le territoire, ainsi selon la portance et l'aptitude à la construction à:

✚ Pour un ancrage D=1,5m;

Le facteur principal pour le zoning correspond à cet ancrage, est la capacité portante, où elle varie de 1,19 à 6,74 bars généralement.

Pour la précision on va subdiviser le secteur en :

Zone (1); avec des fondations superficielles, ancrées à 1,5m par rapport à la terre végétale et supportent des charges à un taux admissible estimé de 1 à 1,5 bars.

Zone (2); avec toujours des fondations superficielles, mais avec une aptitude des terrains qui varie de 1,5 à 2 bars;

Zone (3); les terrains limités par cette zone supportent une charge supérieure à 2bars qui se transmet par des fondations superficielles au sol.

✚ Pour un ancrage D=2 m;

Dans ce cas, la capacité portante des terrains varie de 1,31 à 7 bars;

Le secteur est subdivisé en :

Zone (1); avec des fondations superficielles, ancrées à 2m par rapport à la surface et supportent des charges à un taux admissible estimé de 1,5 à 2 bars.

Zone (2); avec toujours des fondations superficielles, mais la capacité portante varie dans la plage de 2 à 3 bars;

Zone (3); une aptitude des terrains supérieure à 3 bars.

✚ Pour un ancrage D=2,5m;

La capacité portante estimée à partir de essais de labo, les terrains limités par cette zone supportent une charge supérieures à 3bars est varié de 1,42 à 7,3 bars

Pour la précision on va subdiviser le secteur en :

Zone (1); avec des fondations superficielles, ancrées à 2,5m par rapport à la couverture végétale et supportent des charges à un taux admissible estimé de 1,42 à 2 bars.

Zone (2); les terrains supportent une capacité portante comprise entre 2 à 3 bars;

Zone (3); une aptitude des terrains limités par cette zone de portance est supérieure à 3bars

✚ Pour un ancrage D=3 m;

La capacité portante varie de 1,77 à 7,6 bars;

Les zones correspondantes sont;

Zone (1); avec des fondations superficielles, ancrées à 3m par apport à la surface et supportent des charges à un taux admissible estimé de 1 à 2 bars.

Zone (2); dans cette zone, la capacité portante varie dans la plage 2 à 3 bars;

Zone (3); caractérisée par une aptitude du sol supérieure à 3 bars.

Ces zones sont regroupées dans 03 classes selon des ancrages comprises entre 1.5 et 3m;

Zone (a): où la capacité portante des sols varie de 1 à 1.5 bars.

Zone (b) : elle caractérise par une aptitude de portance de 1.5 à 2 bars.

Zone (c) : les sols de cette zone supportent une contrainte supérieure à 2 bars.

LA ZONE B:

Elle montre les terrains non couverts par la campagne de reconnaissance géotechnique. On intègre les documents ayant servi pour l'établissement du prézoning de la commune ci-dessus. Les trois (03) zones dégagées sont :

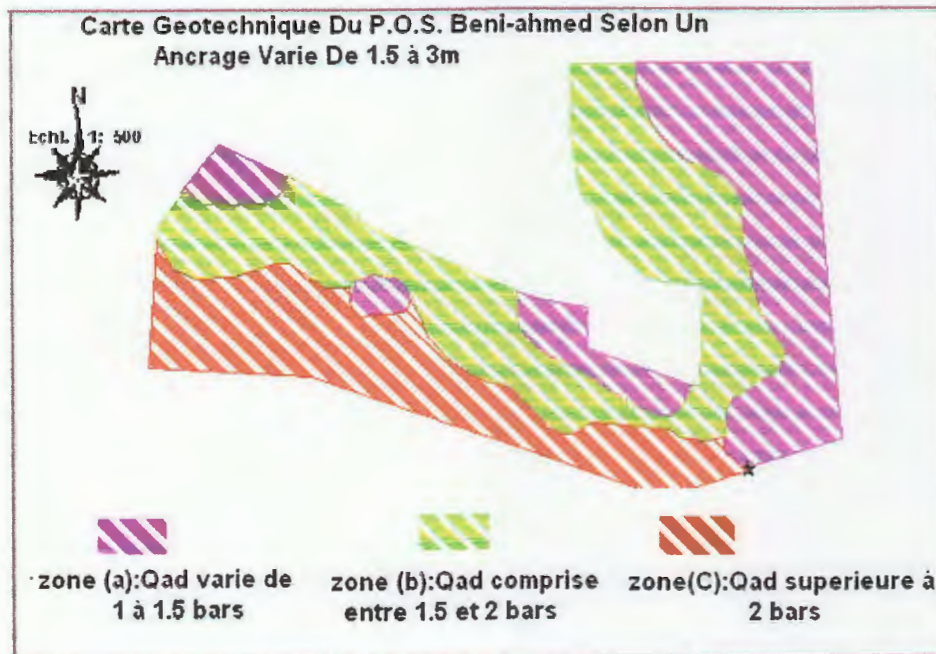
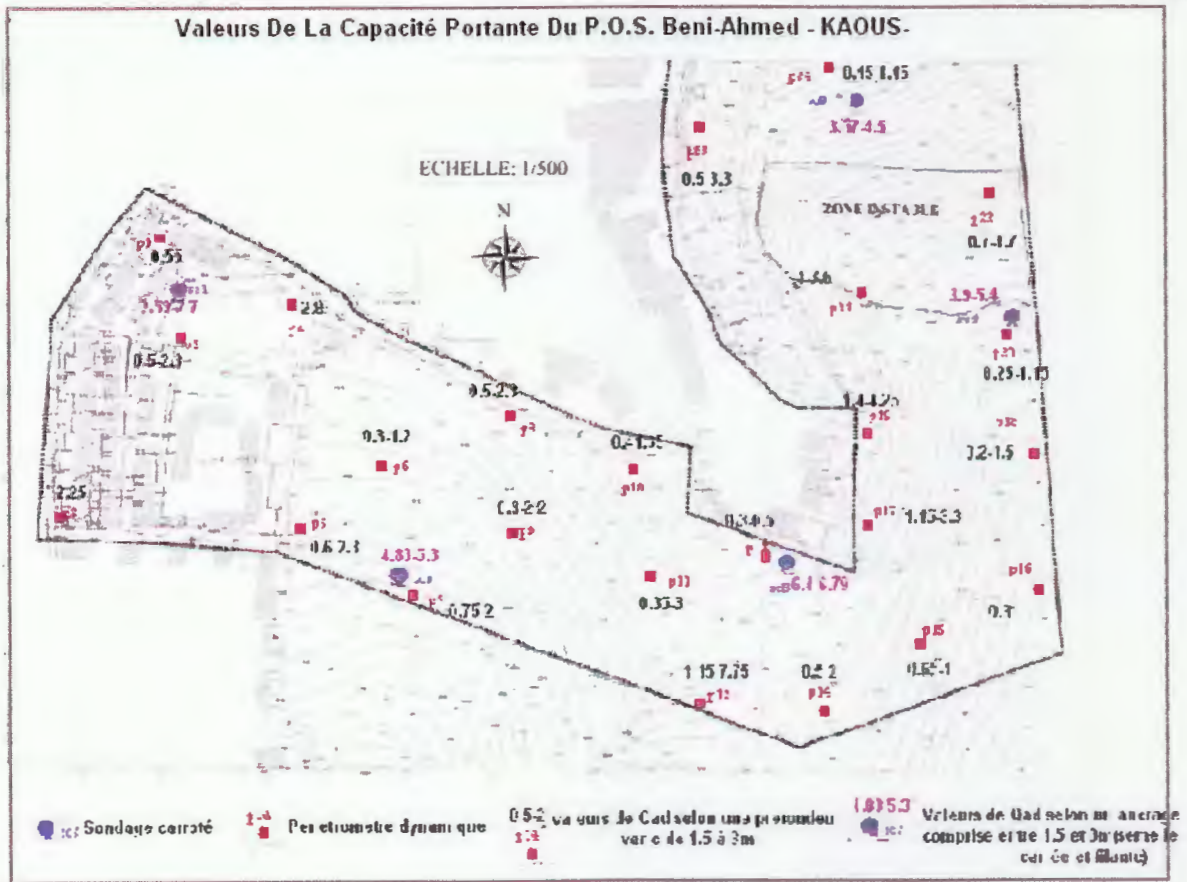
Zone (A); sols à propriétés favorables à la construction;

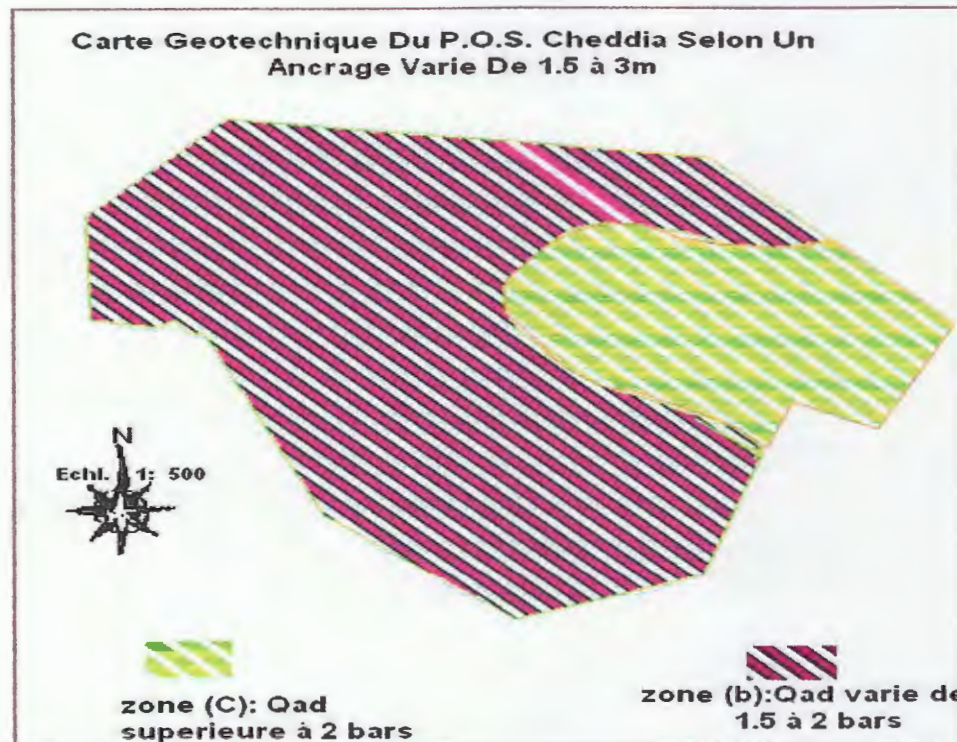
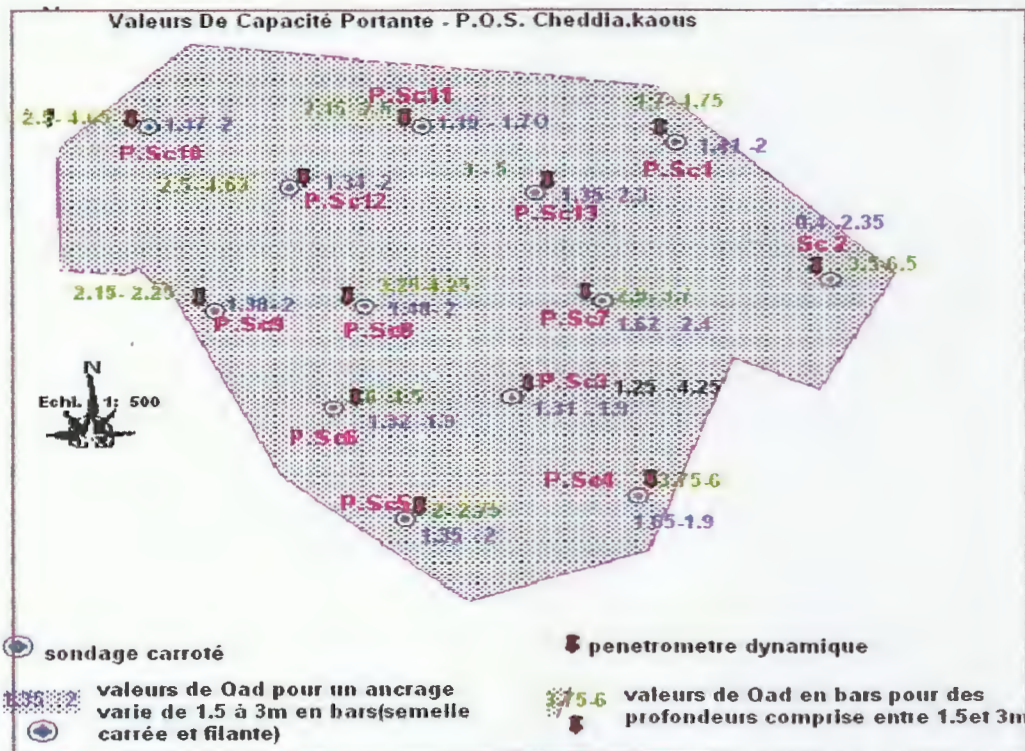
Zone (B); sols à propriétés moyennement favorables;

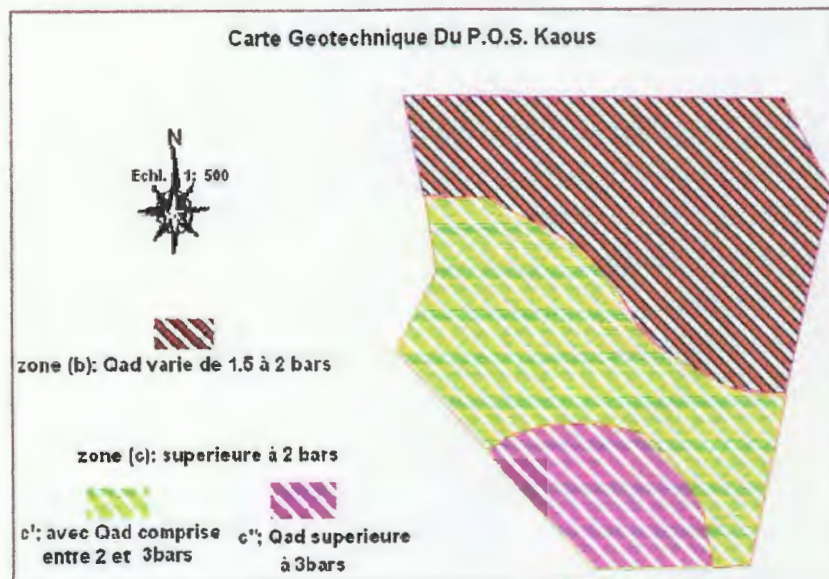
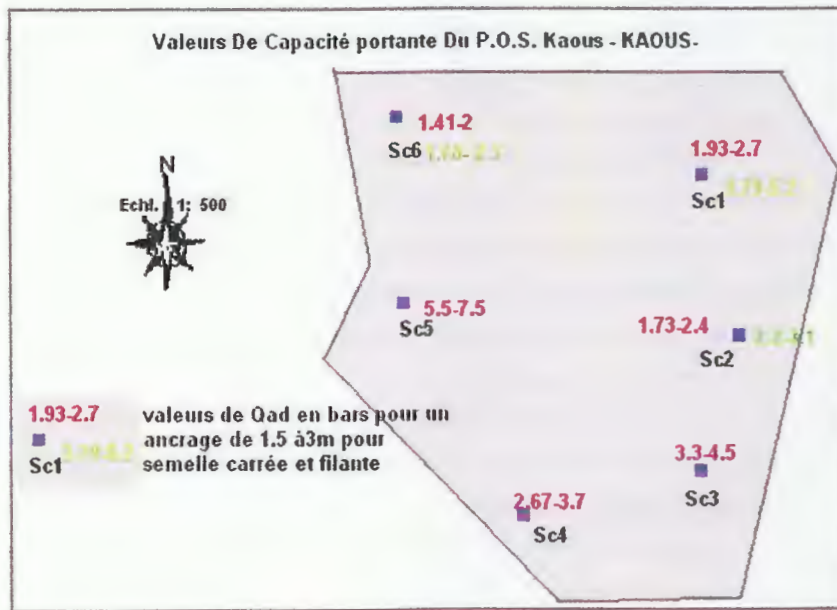
Zone (C); sols à propriétés défavorables;

Très Important;

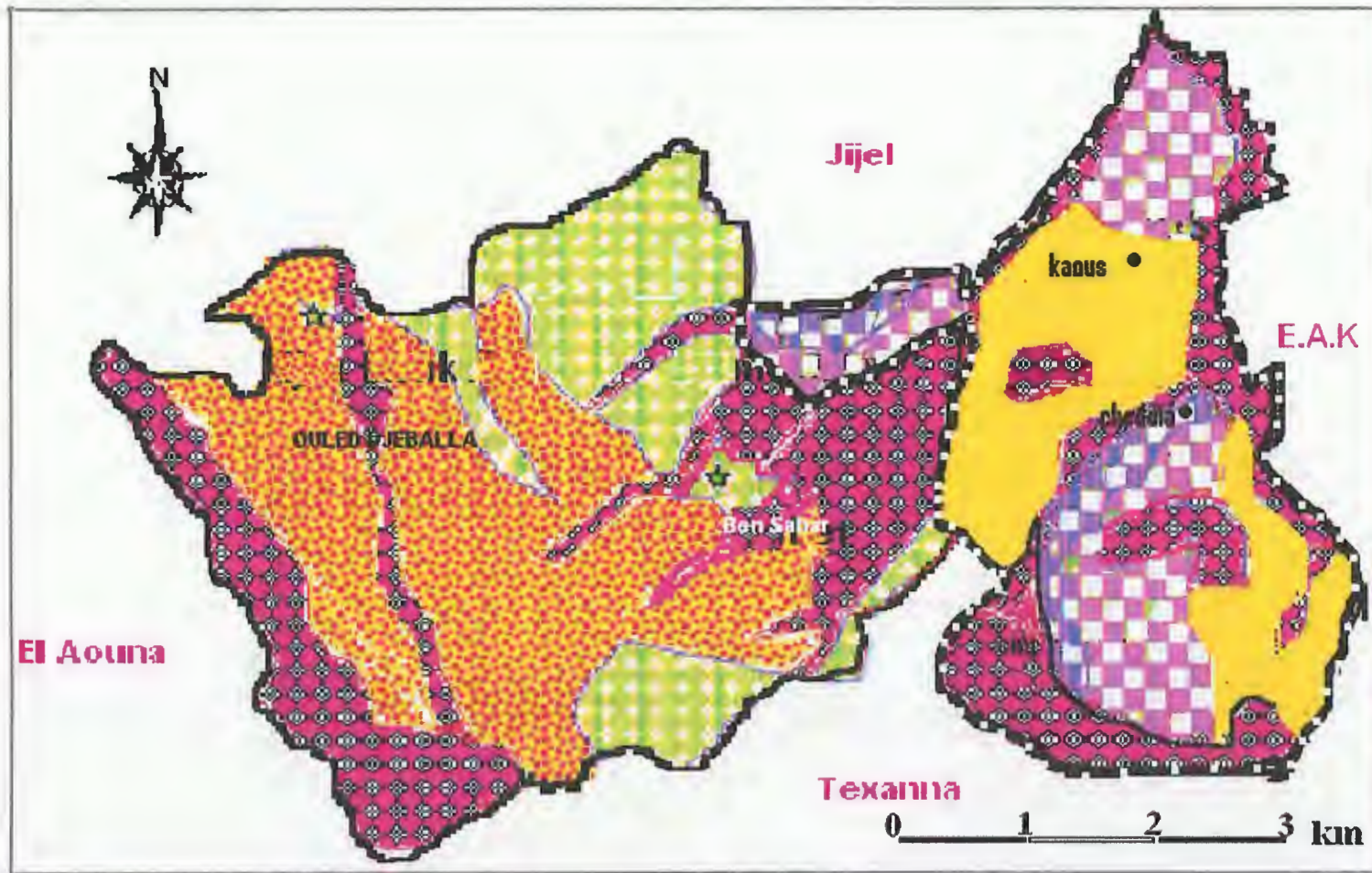
La campagne de reconnaissance géotechnique réalisée dans la commune de kaous est insuffisante pour réaliser une carte géotechnique de la commune de Kaous, on va se contenter de réaliser des cartes géotechniques pour les 03P.O.S (Cheddia, Beni-ahmed, et kaous) dans lesquels l'étude géotechnique a été réalisée. Pour le reste de la commune, nous proposons une carte de prézoning qui va guidée plus tard une campagne de reconnaissance géotechnique profonde.










CARTE GEOTECHNIQUE DE LA COMMUNE DE KAOUS





BENOÛNE, 2003


 zone (A): sols à propriétés favorables à la construction

 zone (B): sols moyennement favorable

 zone (C): sols défavorables à la construction

 zone (1): $0.1 < Q_{ad} < 1.5$ bars

 zone (2): $1.5 < Q_{ad} < 2$ bars

 zone (3): $Q_{ad} > 2$ bars

5- la carte d'iso- profondeurs (dimensionnement des fondations superficielles) :

Il s'agit de déterminer les dimensions d'une semelle rigide de fondation sous mur ou sous poteau de section carrée ou rectangulaire.

La réalisation de cette carte basée sur :

- la capacité portante des sols ;
- la charge ramenée par les murs ou bien par les poteaux ;
- et la carte lithologique de la commune de Kaous,

5.1- Contrainte de calcul:

Les contraintes de calcul q sont obtenues en affectant un coefficient de sécurité de 2 à (q_u) , valeur ultime de résistance du sol calculée à partir des résultats d'essais géotechniques du sol de fondation (essais de laboratoire ou in situ : pressiomètre, pénétromètres...) :

$$q = \frac{q_u}{2}$$

A titre indicatif, le tableau ci-après donne l'ordre de grandeur des contraintes de calcul q admissibles en fonction de la nature du sol, en l'absence de tous problème particulier :

Tableau 5.1 : la capacité portante des différents sols caractérisant la commune

Nature du sol	capacité portante du sol (MPa)
Argile ,limons	0,15 à 0,30
Alluvions anciennes ,sables ,graviers	0,3 à 1,2 0,45 à 1,20
Craie	0,90 à 1,00
Terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4 0,6 à 1,0
Argile limoneuse	0,6 à 1,0
Marne; compact ; Tres compact	0,75 à 1,2

Il s'agit de déterminer les dimensions d'une semelle rigide de fondation sous mur ou sous poteau de section carrée ou rectangulaire. Nous mènerons nos calculs à l'état limite ultime de résistance.

a) Les semelles isolées;

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux.

Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte :

Homothétie

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{A_x}{A_y}$$

Hauteur H:

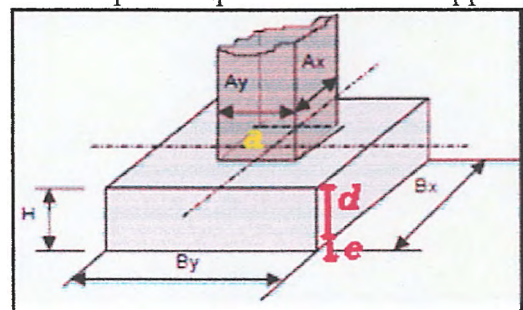
$$H \geq (B-a) / 4+e$$

$H \geq 20\text{cm}$ avec

B = largeur de la semelle

a = largeur du mur ou poteau

e = enrobages des armatures en nappe inférieure

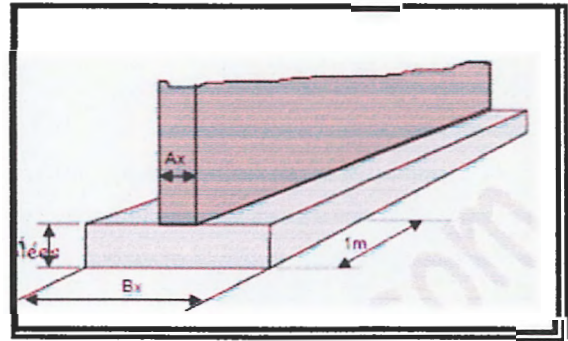


b) Les semelles filantes;

Les semelles filantes sont les fondations des voiles.

La hauteur H est définie comme pour les semelles isolées

$$\frac{B_x - A_x}{4} \leq H - 100 \text{ mm} \leq B_x - A_x$$

➤ **Exemple de calcul;**

- Semelle isolée sous poteau;

$$S_{min} = 10Nu / q \dots\dots\dots (\text{cm}^2) \text{ où;}$$

Nu : charge remanée par le poteau(KN)

q : contrainte de calcul du sol(MPa)

- Semelle filante sous mur;

la largeur minimale notée Bmin,et exprimée en Cm, vaut:

$$B_{min} = Nu / 10q \text{ avec:}$$

Nu : charge ramenée par le mur(KN / ml)

q : contrainte de calcul du sol(MPa)

➤ Exemple de calcul des dimensions en plan d'une semelle isolée centrée sous poteau:

Soit un poteau chargé à 120KN (une maison à R+1 dont le rez-de- chaussée sur vide sanitaire), devant être fondé sur un sol dont la contrainte admissible est de 0,25MPa (cas d'un sol sableux par exemple).

La dimension minimale de la semelle en contact avec le sol est;

$$- S_{min} = 10 \times 120 / 0,25 = 4800 \text{ cm}^2$$

Si le poteau est carré, on retiendra une semelle carrée également ($B_x = B_y$)

Un coté de 70cm est suffisant en effet ; $70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2 > S_{min}$.

- calcul de la largeur d'une semelle filante centrée sous mur;

Considérons cette fois un mur porteur chargé à 135KN /ml (ex. maison à R+2 avec dallage) devenant être fondé sur un sol dont la contrainte rigidité s'exprime par le respect des deux inégalités suivantes: (pour des raisons de bonne mise en œuvre , la hauteur d'une semelle est au minimum de 20cm).

Reprons l'exemple 01 où le poteau et la semelle sont carrés, de dimensions respective 20 x 20 et 70x70 cm, et avec un enrobage de 04cm l'épaisseur de la semelle est alors;

$$H \geq (70-20) / 4+4 = 16,5\text{cm et } h \geq 20\text{cm.}$$

La satisfaction des deux conditions est donc $h = 20\text{cm}$

On obtiendra cette valeur pour l'exemple 02, nous obtenons ;

$$H \geq (135-20) / 4+4 = 32,75\text{cm et } h \geq 20\text{cm.}$$

La satisfaction des deux conditions est donc $h = 35\text{cm}$, on retiendra cette valeur

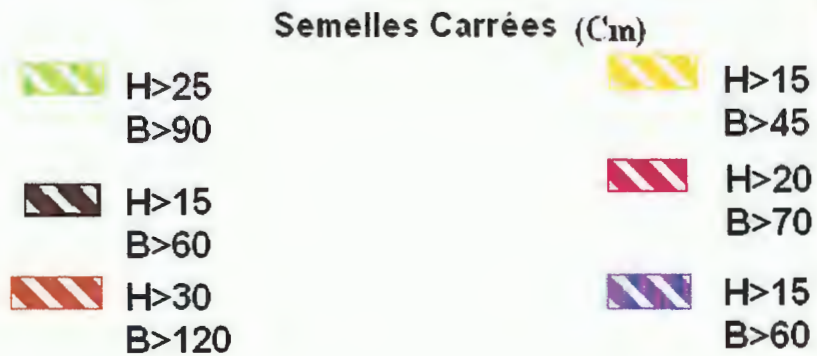
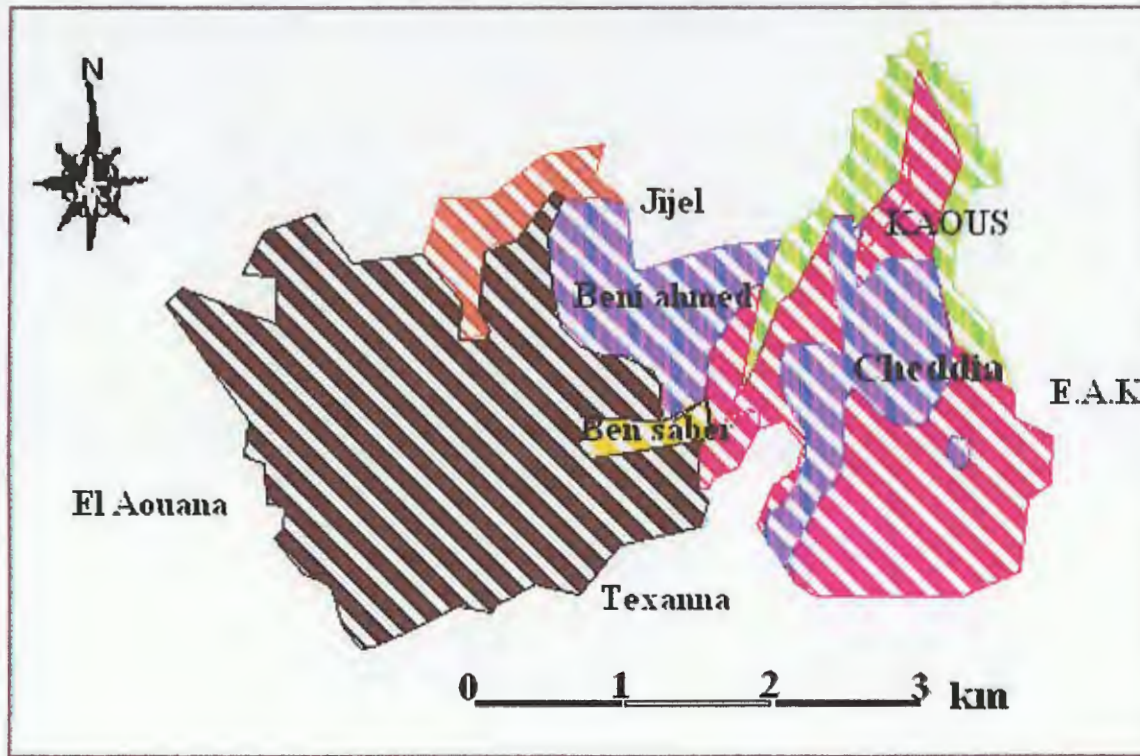
$B_x . B_y = S$ avec ; $B_x \geq 40\text{cm et } B_y \geq 40\text{cm}$, $B = S(\text{cm}^2)$, $\geq 40\text{cm}$

Les différents calculs pour une capacité portante des sols égale à 02bars, sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.2 : valeurs du dimensionnement des semelles

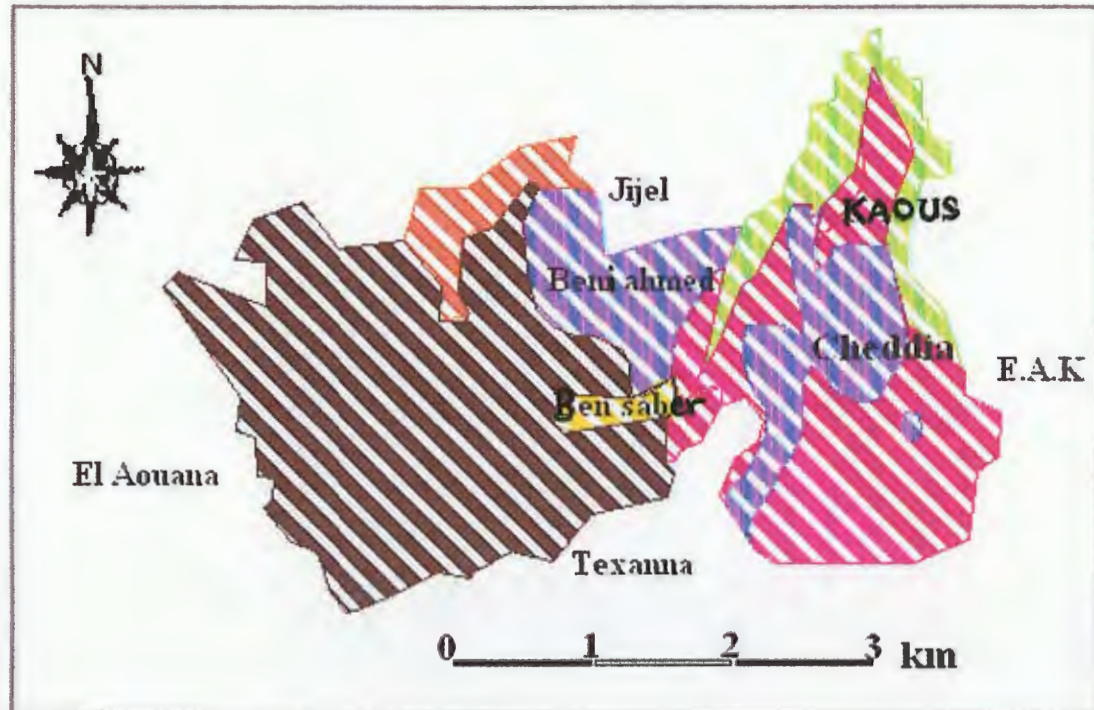
sol	Nu(bars)	q (MPa)	semelles				
			carrées			filantes	
			Smin (cm ²)	Bx=By (cm)	H(cm)	Bmin (cm)	H(cm)
limon, argile	2	0.15	13333.33	120.00	30	135	35
argile limoneuse	2	0.6	3333.33	60.00	15	35	10
sable, alluvions anciens	2	0.25	8000.00	90.00	25	80	20
graviers	2	0.45	4444.44	70.00	20	45	15
marnes	2	0.6	3333.33	60.00	15	35	10
grès	2	1.2	1666.67	45.00	15	20	5

CARTE D'ISO-PROFONDEURS DES SEMELLES SUPERFICIELLES
 - COMMUNE DE KAOUS -








BENOUNE, 2009

CARTE D'ISO-PROFONDEURS DES SEMELLES SUPERFICIELLES
 - COMMUNE DE KAOUS-



BENOYNE, 2009

semelles filantes (Cm)

- | | | | |
|---|---------------|--|--------------|
|  | H>20
B>80 |  | H>5
B>20 |
|  | H>35
B>135 |  | H>10
B>35 |
|  | H>10
B>35 |  | H>15
B>60 |