

Université de Jijel

Faculté des Sciences
Département des sciences de la terre



Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister en Géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur

Thème :

**Etude géologique et géotechnique de la
digue principale K1 du barrage réservoir
d'Oued El Kaïm, w. de Mila (Algérie)**

Présenté par : *M^{lle}. Bouhenouna Amel*

Soutenu publiquement le : 04/11/2008

Devant le jury composé de :

Mr. L. Djabri	Pr	Université de Annaba	Président
Mr. Y. Bouftouha	MC	Université de Jijel	Rapporteur
Mr. A. Zennir	MC	Université de Jijel	Examineur
Mr. H. Amireche	MC	Université de Constantine	Examineur
Mr. H. Djellit	Directeur de Recherche en CRAAG (Alger)		Examineur

Université de Jijel

Faculté des Sciences
Département des sciences de la terre



Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister en Géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur

Thème :

**Etude géologique et géotechnique de la
digue principale K1 du barrage réservoir
d'Oued El Kaïm, w. de Mila (Algérie)**

Présenté par : *M^{lle}. Bouhenouna Amel*

Soutenu publiquement le : 04/11/2008



Devant le jury composé de :

Mr. L. Djabri	Pr	Université de Annaba	Président
Mr. Y. Bouftouha	MC	Université de Jijel	Rapporteur
Mr. A. Zennir	MC	Université de Jijel	Examineur
Mr. H. Amireche	MC	Université de Constantine	Examineur
Mr. H. Djellit	Directeur de Recherche en CRAAG (Alger)		Examineur

Remerciements

Au terme de cette étude je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance aux personnes qui ont participé à l'élaboration de ce mémoire.

Tout d'abord mes vifs remerciements et ma gratitude vont tout droit à mon encadreur : Docteur Youssef Bouftouha, qui m'a guidé, suivi et pour les conseils qu'il apportés pour l'achèvement de ce mémoire de magister.

Je voudrais remercier le Professeur Larbi Djabri, qui ma honoré d'avoir accepter de présider le jury.

Je tiens particulièrement à remercier le Docteur Abd El Malek Zennir, pour l'intérêt qu'il apporté a mon travail et d'avoir accepté d'examiner et jury ce travail.

Monsieur le Docteur Hamza Amirache, trouvera ici mes remerciements d'avoir accepter d'examiner et jury mon travail.

Je remercier également le Docteur Djellit Hamou, pour l'honneur qu'il ma fait en acceptant d'examiner et jury mon travail, pour sa gentillesse et sa disponibilité.

Je tenais remercier mes enseignants de magister sans exceptionnelle.

Je remercier également tous les enseignants de l'université de Jijel et particulièrement ceux du département de Géologie : Docteur Bouzenoune. A, Mr. Tekkouk. M et Mr. Benzaid. R, et du département de Génie Civil : Mr. Belmrabate et Mr. Ben Acheur, qui ont contribués de près ou de loin à mon travail.

Je voudrais associer mes remerciements, à l'équipe de l'ANBT du barrage d'Oued El Kaim : Mr. Boulechfar. A, Fatima, Hakima et Mohamed (Dar al-handasah) et ceux du barrage de Beni Haroun à Mr. Bourtale. A et tout le personnel de l'Hydraulique de Mila.

Mes plus grands remerciements vont à mes très chers parents « Youssef et Bariza », qui ont ma donné la volonté et le courage afin de faire ce modeste travail.

Enfin, je ne saurai oublier dans mes remerciements mon oncle Docteur Bouhenouna Hocine, pour ces encouragements, et mes frères, Docteur Bouhenouna Nadjib, pour son soutien moral et matériel, Soufiane (comptable) et Hamza (architecte), pour tous ce qu'ils ont fait pour mois et leurs patience.

A tous merci, **Amel**.

وما توفيقي إلا بالله.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents « Youssef et Bariza » et je souhaite seulement que dieu me les garde ;

A ma très chère sœur RANIA ;

A mes frères : Nadjib, Soufiane, Fares, Hamza et Bilal ;

A mon très cher oncle Dr. Bouhenouna Hocine et sa famille ;

A ma grande famille ;

A tous mes collègues de promotion de magister et mes amis, spécialement : Hayet, Zahia,

Nadjet, Hind, Hassiba et Hadjira.

A tous ceux qui j'aime et qui m'aiment.

Dédie par Amel.

ملخص:

أجريت دراسات جيولوجية وجيوتقنية على سد خزان وادي القايم و الذي يشكل جزءا من نظام تحويل المياه لسد بني هارون الواقع في ولاية ميله .

هذا المنشأ المائي يتكون من حاجز رئيسي (يرمز له بالرمز K1) الواقع كحاجز لمجرى وادي القايم و حاجز ثانوي (يرمز له بالرمز K2) الواقع على الضفة اليمنى لحوض السد. وفقا لنوعية وطبيعة تربة الحوض وملئمة الظروف الاقتصادية فقد تم استخراج مواد البناء لكلا الحاجزين على حد سواء من قرح الحوض و محاجر جبل لكحل الواقع شمال شرق الخزان. كل من الحاجزين مكون من تربة متجانسة ، اذ تتألف من خليط من الطمي والطين وشبدا على طبقة لمارن ذات اللون الرمادي المتعلقة بالعصر الجيولوجي الثالث الميوسان.

الأبعاد الرئيسية التي تميز الحاجز الرئيسي للسد هي:

- يبلغ ارتفاعه عن قعر الحوض بـ 44متر.
- ويطول 625متر في القمة.
- عرض القمة يساوي 8امتار.
- يبلغ عرض قاعدة الحاجز في مركز السد 325متر.

إن هذا النوع من السدود الترابية يتعرض لظواهر عدم الاستقرار، كتسرب المياه داخل جسم حائط السد تعرض المنحدرات للانزلاق كما يشهد هذا النوع من السدود مشكلة التراص. في ما يلي ، أجريت دراسة على الحاجز الرئيسي لسد خزان وادي القايم وذلك كمالي :

- تفسير نتائج مختلف التجارب (التي أجريت في موقع السد و تلك التي أجريت في المختبر) وتصنيف التربة وفقا لمعايير مختلفة ؛
 - دراسة عدم استقرار الحاجز الرئيسي؛
 - حساب الانخفاض الناجم عن المنشأ (السد) ، وذلك باستخدام طريقتين (طريقة الأودومتر وأخرى رقمية - بلاكس 8.2 -) ، ثم تفسير ومقارنة النتائج التي يتم الحصول عليها من خلال الطريقتين.
- وأخيرا ، وصف طرق حماية السد بواسطة نظام صرف للمياه متطور للغاية وكذا وسائل حمايته من تأثير المياه وغيرها من العوامل الخارجية.

الكلمات الرئيسية:

منشأ مائي، حائط السد، حوض، حجم من التراب، تسرب، الانزلاق، ترصص، بنية، صرف.

Résumé :

Des études géologiques et géotechniques faites sur le barrage réservoir d'Oued El Kaïm qui fait partie d'un système de transfert d'eau de Beni Haroun wilaya de Mila.

Cet ouvrage hydraulique présente une digue principale (nommée digue K1), installée sur l'Oued El Kaïm et une digue de col (nommée digue K2) située sur la rive droite du bassin versant.

Suivant la lithologie du terrain et selon les conditions économiques, les matériaux de construction pour les deux digues sont extraits de la cuvette du barrage et des carrières de Djebel Akhal situé au NE du bassin versant. Ces deux digues sont en terre homogène, constituées par des argiles limoneuses et fondées sur les marnes grises du Miocène.

Les principales dimensions caractérisant le remblai de la digue K1 sont :

- La hauteur au fond de la vallée est de 44m.
- La longueur en crête est de 625m.
- La largeur en crête est de 8m.
- La largeur de la base au centre du remblai est de 325m.

Un barrage en remblai subit aux phénomènes d'instabilité tel que, infiltration des eaux dans le corps de la digue, glissement des talus et le problème du tassement. Dans ce qui suit, une étude a été effectuée sur la digue principale du barrage réservoir d'Oued El Kaïm selon l'ordre suivant :

- Identification des résultats obtenus par des essais réalisés (essais in situ et essais au laboratoire) et classification du sol selon les différents paramètres ;
- Etude d'instabilité ;
- Calcul du tassement engendré par l'ouvrage d'art (barrage), à l'aide de deux méthodes (cédométrique et numérique- Plaxis 8.2-), ensuite des interprétations et une comparaison des résultats obtenus par les deux méthodes.

Enfin, une description sur la protection du barrage par un système de drainage très développée et contre les agressions physiques des eaux extérieures et aux autres risques.

Mots clefs :

Ouvrage hydraulique, digue, bassin versant, remblai, infiltration, glissement, tassement, ouvrage d'art, drainage.

Abstract:

The geological and geotechnical studies done on the dam reservoir Oued El Kaïm which is part of a system of transfer of water from Beni Haroun wilaya of Mila.

This Hydraulic Structure presents a main barrier (named dike K1), installed on Oued El Kaïm and a secondary barrier (named dike K2) on the right bank of the catchments area. Following lithology ground and according to economic conditions, construction materials for both dikes are excerpts from the cup of the dam and careers Jebel Akhal located in NE catchments area. Both dams are earthen homogeneous, consisting of silt clay and based on the Miocene grey marne.

Key dimensions that characterize the barrier are the main dam is:

- A height of the bottom of the valley to 44meters.
- Estimated length at the summit 625meters.
- Presented at the summit by 8meters.
- Show base in central barrier is 325meters.

A dam embankment suffered the phenomena of instability such as, the infiltration of water in the body of the dam, sliding slope and the problem of decline. In what follows, a study was carried out on the main dike of dam reservoir Oued El Kaïm in the following order:

- Interpretation tests (tests in situ and testing laboratory) and classification of soil as the different parameters;
- Study of instability;
- Calculation of decline caused by the structure (dam), using two methods (œdométrique and digital-Plaxis 8.2-), then interpretations and a comparison of results obtained by the two methods.

Finally, a description on the protection of the dam by a drainage system highly developed and physical assaults against water and other external risks.

Keywords:

Hydraulic Structure, dam, catchments area, embankment, infiltration, sliding, decline, structure, drainage.

Table des matières

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I- Situation géographique du secteur étudié.....	4
II- Choix du site et de type de barrage.....	5
II-1- Topographie du bassin versant d'Oued El Kaïm.....	5
II-2- Conditions de fondations.....	5
II-3- Matériaux disponibles.....	5
III- Caractéristiques du Barrage.....	5
III-1- Dimension du profil en travers de la digue.....	5
III-1-1- Hauteur du Barrage.....	5
A- Niveau du volume mort (NVM).....	5
B- Niveau normal de la retenue (NNR).....	7
C- Niveau des plus hautes eaux (NPHE).....	7
D- La Revanche.....	7
III-1-2- La largeur en crête du Barrage.....	9
A- Formule de T.T.Knappen.....	9
B- Formule T.B.A.R (techniques des barrages et aménagement rural).....	9
C- Formule de PRECE.....	9
III-1-3- La pente des talus.....	10
III-1-4- La longueur en crête du barrage.....	11
III-1-5- La largeur en pied du barrage.....	11
III-1-6- Les bermes.....	11
III-1-7- Le Batardeau.....	11
III-1-8- Les ouvrages annexes.....	12

Chapitre II : Synthèse géologique

Introduction.....	15
I- Contexte géologique régional.....	15
I-1- Le domaine Interne.....	16
I-1-1- Le socle kabyle.....	16
I-1-2- La dorsale kabyle ou chaîne calcaire.....	16
I-2- Le domaines des flyschs.....	17
I-2-1- Le Flysch Mauritanien.....	17
I-2-2- Le Flysch Massylien.....	18
I-2-3- Le Flysch Numidien (Le Numidien).....	18
I-3- Le domaine Externe.....	18
I-3-1- Le domaine tellien.....	18
I-3-2- Le domaine de l'avant pays.....	19
I-4- L'Oligo-Miocène Kabyle (O.M.K).....	19
I-5- Les Olistostromes.....	19
I-6- Les formations post-nappes.....	19
II- Le Cadre géologique locale.....	21
II-1- Présentation globale du bassin de Mila.....	21
II-2- Caractéristiques lithostratigraphiques du bassin de Mila.....	21
II-2-1- Les formations Triasiques.....	21
II-2-2- Les formations Jurassiques.....	21

II-2-3- Les formations du Crétacé.....	21
II-2-3-1- Crétacé inférieur.....	21
II-2-3-2- Crétacé supérieur.....	22
II-2-4- Le Mio-Pliocène continental.....	22
II-2-4-1- Le cycle Langhien-Servallien inférieur.....	22
II-2-4-2- Le cycle Mellalien supérieur- Servallien supérieur.....	22
II-2-4-3- Le cycle Turonien inférieur (Tortonien inférieur).....	22
II-2-5- Le Quaternaire.....	24
II-3- Position du bassin Néogène de Constantine dans le dispositif structural de la partie Nord orientale de la chaîne Alpine en Algérie.....	24
III- Traits morphologiques et structurales de la région de Mila.....	24
III-1- L'Orographie.....	26
III-1-1- Les principaux éléments du relief structural.....	26
Djebel Akhal.....	26
Massif du Grouz.....	26
Djebel Karkara.....	26
Massif des Aouagueb-Zouaoui.....	26
Les zones basses.....	26
III-2- La fracturation.....	26
III-2-1- La famille E-W.....	26
III-2-2- La famille N-S.....	27
III-2-3- La famille NE-SW.....	27
III-2-4- La famille NW-SE.....	27
III-3- Les structures particulières.....	27
III-3-1- La structure de Dj. Akhal.....	27
III-3-2- La structure semi-circulaire de Sidi Khlifa.....	27

Chapitre III : Géologie du site

I- Géologie du site.....	29
I-1- Présentation géologique.....	29
I-2- Lithostratigraphie.....	31
I-3- Aperçu tectonique.....	33
II- Aperçu sismique.....	34
II-1- Règles parasismiques Algériennes (RPA).....	35

Chapitre IV : Synthèse hydrologique et hydrogéologique

I- Introduction.....	37
II- Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	37
II-1- Situation géographique du bassin versant.....	37
II-2- Paramètres du sous bassin versant.....	39
II-2-1- Paramètres physiques.....	39
A/ La géologie.....	39
B/ La végétation.....	39
II-2-2- Paramètres géométriques.....	39
A- Superficie.....	39
B- Périmètre.....	39
C- Indice de forme ou compacité (Indice de Gravihuis).....	39
D- Rectangle équivalent.....	39
E- Longueur du talweg principal "L _p ".....	40

II-2-3- Paramètres morphologiques.....	40
A- La densité de drainage "D _d ".....	40
B- Coefficient de torrencialité "C _t ".....	40
C- Temps de concentration "T _c ".....	41
D- La vitesse d'écoulement de l'eau "V _e ".....	41
III- Caractéristiques climatiques.....	42
III-1- Pluviométrie Moyenne Annuelle.....	42
III-2- Pluviométrie Moyenne Mensuelles "P.M.M".....	42
III-3- Pluviométrie Moyenne Saisonnières "P.M.S".....	43
III-4- La température.....	44
III-5- Relation précipitation- température.....	45
III-6- L'Humidité.....	45
III-7- L'Aridité.....	46
III-8- Le vent.....	47
III-9- L'évaporation.....	47
III-10- Bilan hydrologique.....	47
III-10-1- Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP).....	47
III-10-2- Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR).....	48
III-10-3- Calcul du Ruissellement "R".....	50
III-10-4- Calcul d'infiltration moyenne "I".....	50
IV- Comblement de la retenue.....	50
IV-1- Calcul des apports liquides.....	51
IV-1-1- Formule de Sami.....	51
IV-1-2- Formule de Turc.....	51
IV-1-3- Formule Algérienne.....	51
IV-1-4- Formule de Moullet- Gauthier.....	51
IV-1-5- Formule de l'ANRH.....	51
IV-1-6- Formule de Padoun.....	52
IV-2- Calcul des débits maximaux "Q _{max} ".....	52
IV-2-1- Formule rationnelle.....	52
IV-2-2- Crue moyenne d'après la formule de SAMI.....	52
IV-2-2- Formule de Giandotti.....	53
IV-2-3- Formule de Sokolovsky.....	53
IV-2-4- Formule de Turazza.....	53
IV-3- Estimation des apports solides.....	54
V- Condition hydrogéologique du site.....	57

Chapitre V : Matériaux de construction

I- Introduction.....	58
II- Campagne géotechniques relative au barrage.....	58
III- Sondages carottés.....	58
III-1- Interprétation des résultats.....	58
IV- Essais in situ.....	60
IV-1- Essais de perméabilité.....	60
IV-1-1- Essais type Lugeon.....	60
IV-1-2- Essai de type Lefranc.....	62
IV-2- Essai Pressiométrique.....	63
IV-2-1- Classification des sols à partir d'essai Pressiométrique.....	63
IV-2-2- Interprétation des résultats.....	69
IV-3- Puits de reconnaissances.....	69
V- Essais au laboratoire.....	69

V-1- Essais d'identification des propriétés physiques du sol.....	69
V-1-1- Teneur en eau.....	69
V-1-1-1- La classification adoptée en fonction de w.....	69
V-1-1-2- Degré de saturation S_R	70
V-1-1-3- La Porosité.....	70
V-1-1-4- Indice des vides.....	70
V-1-1-5- Interprétation des résultats.....	70
V-1-2- Densités.....	70
V-1-2-1- La densité humide γ_h	70
V-1-2-2- La densité sèche γ_d	71
V-1-2-3- Interprétation des résultats.....	71
V-1-3- Granulométrie.....	71
V-1-4- Les limites d'Atterberg.....	72
V-1-4-1- La limite de liquidité W_L	72
V-1-4-2- La limite de plasticité W_p	73
V-1-4-3- Utilisation des limites d'Atterberg.....	73
V-1-4-4- Classification du sol selon les limites d'Atterberg.....	74
V-2-Essais de compactage des matériaux des zones d'emprunt.....	75
V-2-1- Essai Proctor Normal.....	75
V-3- Essais chimiques.....	76
V-4- Essais mécaniques.....	79
V-4-1- Essais Proctor Normal.....	79
V-4-2- Essais de cisaillement rectiligne (à la boîte de Casagrande).....	79
V-4-3- Essais Oedométrique.....	81
V-4-3-1- Caractéristique de compressibilité.....	82
Conclusion.....	85

Chapitre VI : Etude de stabilité du barrage

I- Introduction.....	86
II- Réseau d'écoulement.....	86
III- Érosion interne (Phénomène de renard).....	86
III-1- Mécanisme du renard hydraulique dans la superstructure d'une digue en terre.....	87
III-2- Formation d'un renard dans le terrain de l'infrastructure d'une digue en terre.....	88
IV- Stabilité des talus de la digue.....	89
IV-1- Introduction.....	89
A- Rupture plane (glissement plan).....	89
B- Rupture quelconque (glissement rotationnel complexe).....	89
C- Rupture circulaire (glissement rotationnel simple).....	90
IV-2- Causes de glissement des talus des barrages en terre.....	91
A- Caractéristiques des matériaux constitutifs.....	91
B- Profil du remblai.....	91
C- L'hydraulique interne.....	91
IV-3- Conséquences pour l'ouvrage.....	91
A- Le glissement des talus.....	91
B- L'instabilité mécanique en fondation.....	92
V- Analyse de la stabilité au glissement.....	92
V-1- les méthodes de calcul.....	92
V-1-1- La méthode des tranches de Fellinius.....	92
A- Principe de la méthode.....	92
B - Détermination du coefficient de sécurité (F_s).....	93

V-1-2- Méthode des tranches de Bishop.....	95
V-3- Les cas de calcul.....	95
V-3-1- Stabilité en fin de construction.....	95
V-3-2- Stabilité en régime permanent.....	95
V-3-3- Vidange rapide.....	95
V-4- Calcul pratique de la stabilité des talus du barrage réservoir d'Oued El Kaim.....	96
V-4-1- Données requises pour les calculs.....	96
V-4-2- Résultats de calcul.....	97
VI- Conclusion.....	98

Chapitre VII : Calcul du tassement

I- Introduction.....	123
I-1- Les facteurs déterminant le tassement (causes)	123
I-2- Conséquences pour l'ouvrage.....	123
II- Comportement de remblai sur sol compressible	123
II-1- Contrainte dans les sols	123
II-1-1- Contrainte totale	123
II-1-2- Contraintes effectives.....	123
II-1-3- Contrainte réelle (principe de superposition)	124
II-1-4- Contrainte naturelle ou géostatique σ_{v_0}	124
II-1-4-1- Sol homogène à surface horizontale.....	124
II-1-4-2- Sol stratifié à surface horizontale.....	124
II-1-5- Contrainte due aux surcharges $\Delta\sigma_z$	125
II-2- Distribution des contraintes sous différentes charges	125
II-2-1- Cas d'une charge concentrée (relations de Boussinesq)	125
II-2-2- Cas d'une charge répartie q	126
II-2-2-1- Principe de calcul	126
II-2-2-2- Charge trapézoïdale de longueur infinie L'abaque d'Osterberg.....	126
II-2-2-3- Charge triangulaire (en forme de talus), de longueur b	128
II-3- Réduction du temps de consolidation (Accélération de la consolidation)	129
II-3-1- Méthode des drains.....	129
II-3-2- Méthode des surcharges.....	129
III- Théorie de la consolidation	130
III-1- Théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi	130
III-1-1- Hypothèses	130
III-1-2- Détermination du degré de consolidation	131
III-1-3- Solution mathématique de l'équation différentielle (a)	132
III-2- Durée des tassements.....	133
III-2-1- Détermination de C_v a l' Oedomètre- méthode de Casagrande.....	133
IV- Evaluation des tassements	134
IV-1- Méthodes de calcul du tassement.....	134
IV-1-1- La méthode Oedométrique	134
IV-1-2- La méthode numérique (Plaxis 8.2)	135
IV-1-2-1- Saisie des données.....	135
IV-1-2-2- Lois de comportement du sol.....	136
IV-1-2-3- Fonctions de calcul.....	137
IV-1-2-4- Analyse des résultats.....	138
IV-2- Calcul des différents termes de tassement	139
IV-2-1- Tassement immédiat (instantané)	139
IV-2-1-1- Formule de Boussinesq	139
IV-2-1-2- Formule de Giroud	139

IV-2-2- Tassement latérale	140
IV-2-3- Tassement de fluage	141
V- Etude le cas du barrage réservoir d'Oued El Kaïm (la digue principale K1)	141
V-1- Profil géotechnique type	142
V-2- Caractéristique de remblai	142
V-3- Evaluation du tassement par la méthode Oedométrique	143
V-3-1- Tassement instantané (immédiat au cours de la construction)	143
V-3-1-1- Répartition des contraintes d'après Osterberg	143
V-3-1-2- Calcul de S_i	143
V-3-2- Calcul du tassement primaire (méthode Oedométrique)	144
V-3-2-1- Correction de Skempton et Bjerum	144
V-3-3- Calcul du tassement de fluage	144
V-3-4- Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux	144
V-3-5- Estimation du tassement total sous remblai	144
V-3-6- Vitesse de tassement	145
V-3-6-1- Evaluation du temps nécessaire pour avoir 80% de la consolidation	145
V-3-6-2- Correction de C_v	145
V-4- Calcul du tassement par la méthode des éléments finis (Plaxis 8.2)	146
V-4-1- Définition des données	146
V-4-1-1- Hypothèse et géométrie	146
a)- Hypothèse générale données	146
b)- La géométrie du modèle	146
V-4-1-2- Caractéristiques des matériaux	147
V-4-1-3- Génération du maillage	147
V-4-2- Conditions initiales	148
a)- Conditions hydrauliques	148
b)- Contraintes initiales	148
V-4-3- Les principaux résultats	149
V-4-3-1- Résultats de la phase 6	149
a)- Déformation de maillage	149
V-4-4- Interprétation des résultats numérique	152
VI- Conclusion	152

Chapitre VIII : Protection du barrage

I- Introduction	153
II- Perméabilité et hydraulique interne	153
III- L'étanchéité du barrage	153
III-1- Etanchéité du remblai	153
III-2- Etanchéité de la fondation et des rives	155
III-2-1- Voile centrale (Rideau d'injection)	155
III-2-2- Voiles de flanc droit et gauche	155
III-2-3- Injection de consolidation	155
IV- Drainage des eaux d'infiltration	156
IV-1- Filtres et drains	156
IV-2- Les dispositifs de drainage du barrage	156
IV-2-1- Système de drainage dans la fondation	156
IV-2-2- Système de drainage dans le remblai	156
A- Les drains verticaux	156
A-1- Le drain de gravier de la zone 4	156
A-2- Le filtre amont de la zone 3 (sable fin à moyen)	156

A-3- Le filtre aval de la zone 5.....	157
B- Les tapis drainant.....	157
B-1- Tapis amonts.....	157
B-2- Tapis aval.....	157
C- Les enrochements aval (zone 9).....	157
IV-3- Conclusion sur le drainage.....	157
V- La protection du remblai.....	158
V-1- Dimensionnement de la revanche.....	158
V-2- Protection du talus amont.....	158
V-3- Protection de la crête.....	158
V-4- Protection du talus aval.....	159
VI- Surveillance du barrage.....	159
VI-1- Appareils d'auscultation.....	159
VI-2- Dispositif d'auscultation.....	159
VII- Impacts sur l'environnement.....	160
VII-1- Les superficies concernées.....	161
VII-2- Le remplissage du réservoir d'Oued El Kaim.....	161
VII-3- Les activités du chantier de construction de la conduite de transfert.....	161
Conclusion générale.....	162
Références bibliographiques.....	163
Listes des figures.....	167
Listes des tableaux.....	169
Listes des photos.....	171

*Introduction
générale*

Introduction générale :

D'une manière générale, un barrage est un ouvrage, le plus souvent artificiel, disposé en travers d'un cours d'eau. Il permet, d'en arrêter l'écoulement, de créer une retenue ou d'élever le niveau de l'eau en amont. Ainsi, plusieurs objectifs justifient la construction d'un barrage (mais de nombreux ouvrages sont à vocation multiple) :

- Concentrer la pente naturelle d'une rivière dans un site donné, rendant ainsi possible la production d'électricité à partir de l'énergie potentielle de l'eau : énergie hydroélectrique ;
- Alimenter les villes en eau potable ;
- Stocker, puis amener l'eau des rivières vers des canaux et des systèmes d'irrigation ;
- Lutter contre les incendies ;
- Augmenter la profondeur des rivières pour la navigation ;
- Contrôler le débit de l'eau pendant les périodes de sécheresse et de crue des Oueds ;
- Créer des lacs artificiels destinés aux loisirs.

Il existe plusieurs types de barrages se distinguant selon le matériau de construction et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau :

➤ **Les barrages en maçonnerie ou en béton** : rigides mais à risque de rupture brutale. Il existe :

- La *photo 01* représente le barrage de Beni Haroun en Algérie. C'est un **barrage-poids**. Il possède un profil triangulaire. La stabilité du barrage-poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids du matériau. Ce type de barrage convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse.



Photo 01 : barrage Beni Haroun.

Les **barrages-voûtes** : il est généralement en béton dont la forme courbe permet un report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée.

Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite.

La *photo 02* représente le barrage de St-Pierre-Cognet (l'Isère).



Photo 02 : barrage St-Pierre-Cognet.

- Les **barrages à contreforts** : ils ont constitué de :

- une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts) ;

- une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux ci la poussée de l'eau.

Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité.

La *photo 03* représente le barrage de Grandval (Cantal).



Photo 03 : barrage de Grandval.

➤ **Les barrages en matériaux meubles ou semi-rigides**, à risque de rupture progressive. Ce sont les barrages les plus résistants aux tremblements de terre. En fait, la plupart de ces ouvrages font appel à plusieurs matériaux et sont alors qualifiés de barrages mixtes. Il existe :

- **Les barrages en terre compactée et homogène :**

C'est une digue en remblai constituée d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance.

Sa structure est souvent complétée par des dispositifs de drainage. Il est bien adapté aux sites ayant une fondation déformable. La *photo 04* présente le barrage d'Oued El Kaïm (Algérie)

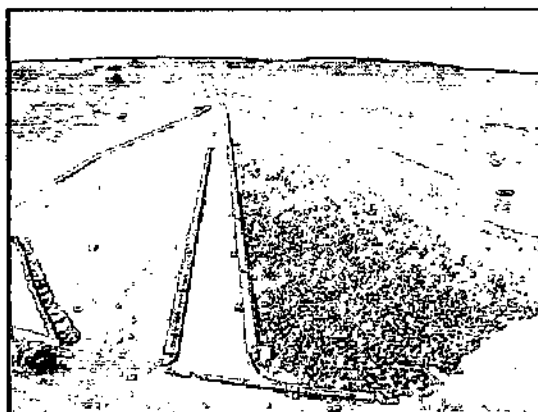


Photo 04: barrage d'Oued El Kaïm.

- **Le barrage zoné :** Il est constitué de plusieurs types des matériaux disposés de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et d'étanchéité. Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en oeuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site.

Exemple (*photo 05*) barrage de Serre-Ponçon dans les Hautes Alpes.

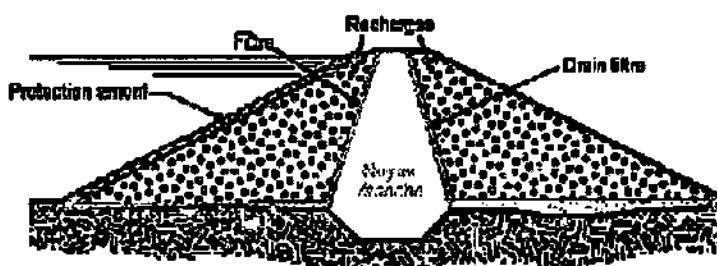


Photo 05 : barrage de Serre-Ponçon.

Pour les barrages en terre les volumes de matériaux à mettre en oeuvre sont très importants, de 5 à 15 fois et plus le volume de béton qui serait nécessaire pour un barrage poids s'inscrivant dans le même site. La valeur d'une terre, après extraction mais avant mise en oeuvre, étant bien plus faible que pour le béton. Cette condition impérative conditionne le projet du barrage en terre.

Le barrage en terre est seul qui convient à une fondation non rocheuse, il présente l'avantage de pouvoir être adapté à peu près à n'importe quelle fondation et de pouvoir être réalisé avec une très grande variété de sols.

L'inconvénient majeur du barrage en terre est les infiltrations à travers le massif

Sur le plan technique, la conception d'un barrage en terre répond à l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

La région Est de l'Algérie est caractérisée par le fait que, dans le Nord, la demande en eau est faible alors que les ressources y est importantes. Par contre, sur les hauts plateaux du Sud, les ressources sont réduites alors que la demande en eau potable est en forte croissance et qu'il s'y trouve de grandes superficies agricoles irrigables.

Le transfert de Beni Haroun a pour objectif de transférer les ressources mobilisées par les barrages de Beni Haroun et de Bou Siaba (partiellement) vers six wilayas : Mila, Batna, Kenchela, Oum El Bouaghi, Constantine et Jijel (région d'El Milia).

Le barrage réservoir d'Oued El Kaïm (sujet de mon travail) fait partie de système de transfert d'eau de Beni Haroun au réservoir de Koudiat Medour et Tallizerdane. Ce réservoir intermédiaire installé sur le versant Sud de Djebel Akhal, a pour but, d'une part de fournir une capacité de stockage de l'ordre de 31Hm^3 et proche du tracé le plus court reliant le réservoir de Beni Haroun à la localité d'Oued Athmenia, point de passage obligé de la conduite de transfert vers les hauts plateaux du Sud.

Les travaux présentés dans ce mémoire s'inscrivent dans le vaste champ de la géologie. L'objectif de ce mémoire est d'étudier et vérifier l'état actuel de l'ouvrage, tel que la nature géologie et tectonique du site du barrage, les conditions hydro-climatologiques de la région où se trouve le barrage ainsi que la stabilité de la digue et leur tassement. Enfin, une conclusion générale et une bibliographie qui se rapporte aux différentes sujets traités dans ce travail.

Méthode d'étude :

La méthodologie adoptée pour la réalisation de ce travail est :

- Acquisition et collecte des données et des documents géologiques, géotechniques et hydro-climatoologiques, auprès des différents organismes: ANBT (de Beni Haroun, de Grouz et d'Oued El Kaïm), l'Hydraulique de la wilaya de Mila... etc.
- Les travaux sur terrain : des visites sur le site du barrage pour affirmer et vérifier bien les données disponibles sur le barrage et ses ouvrages annexes.
- Traitements et exploitation des données : les données collectées ont été présentées et interprétés sous forme des chapitres, comme ils sont traité à l'aide d'un logiciels (Plaxis).

Par ailleurs, le présent travail rentre dans un cadre plus général. Il représente une complémentarité entre les aspects géologiques, géomorphologiques, hydrométéorologiques et géotechniques.

CHAPITRE I :

*Présentation de
l'ouvrage*

I- Situation géographique du secteur étudié :

Administrativement, le secteur étudié fait partie de la wilaya de Mila, la commune d'Oued Athmenia. Il est situé à environ 30Km à la wilaya de Constantine, 15Km au Sud de la ville de Mila, 7km vers le Nord du village d'Oued Athmenia et localisé dans la partie SW du massif de Djebel Akhal.

La retenue d'Oued El Kaïm a été créée par la construction d'un barrage principale sur l'Oued El Kaïm et une digue de col en rive droite de la retenue.



Fig. I-01: Carte de situation géographique.
 Extraite de la carte topographique N° =73 de la feuille de Constantine échelle
 1 / 50 000

II- Choix du site et de type de barrage :

II-1- Topographie du bassin versant :

Selon les conditions morphologiques du site, une grande attention fut accordée aux différentes options d'emplacement de l'axe du barrage.

Son ripage vers l'aval a été rendu impossible du fait de l'existence à la fois des zones de glissements et d'une faille visible, marquée par la présence de sources d'eau.

De même, l'option de son déplacement vers l'amont n'est pas recommandée du fait de la présence de zones de glissements et plus loin la vallée devient très large.

Ainsi, il a été décidé un axe du barrage reliant les deux cotés de la vallée sur une longueur en crête de 625m et une hauteur de 44m dont le but d'augmenter la capacité et le volume utile (Rapport ANB, 2000).

II-2- Conditions de fondations :

Les formations au droit du site comprennent principalement une couche superficielle continue (de 4 à 9m d'épaisseur) d'argile jaune au-dessus d'une marne grise à noire dure et étanche. Ces caractéristiques sont assez favorables pour un barrage en terre.

Sous la digue principale K1, les marnes grises sont associées à des niveaux centimétriques de grés et renferment également des cristaux de gypse.

En rive gauche et aux environs de la cote 840m, deux barres de calcaires lacustres séparés par une couche de marne, sont présentés à l'affleurement.

Le sous-sol à l'endroit de la digue de col est homogène. Il est essentiellement composé de marnes grises compactes formant le substratum. Ce substratum marneux est recouvert par des argiles brunes (Rapport ANB, 2000).

II-3- Matériaux disponibles :

Les seules ressources en matériaux dans la cuvette d'Oued El Kaïm, sont constituées par des argiles et des silts d'altération mêlés à des blocs épars (alluvions récentes d'Oued el Kaïm) et de débris de croûtes carbonatées.

Des dépôts naturels (graviers et sables) ne sont disponibles qu'à des distances de 30-40 km.

Les enrochements et agrégats pour bétons doivent provenir des carrières du Djebel Akhal distantes de 12km (Rapport ANB, 2000).

Dans ces conditions, la solution barrage en terre homogène (pour les deux digues), est favorisée par la disponibilité sur le site de matériaux utilisables pour la construction du barrage, ce qui permet d'accroître la capacité de stockage, minimise généralement les coûts du transport et de remise en état des zones d'emprunts.

III- Caractéristiques du Barrage :

III-1- Dimension du profil en travers de la digue :

III-1-1- Hauteur du Barrage :

A- Niveau du volume mort (NVM) :

Le niveau du volume mort est égal à 820 m, dont le volume mort est de 2.3 Hm³.

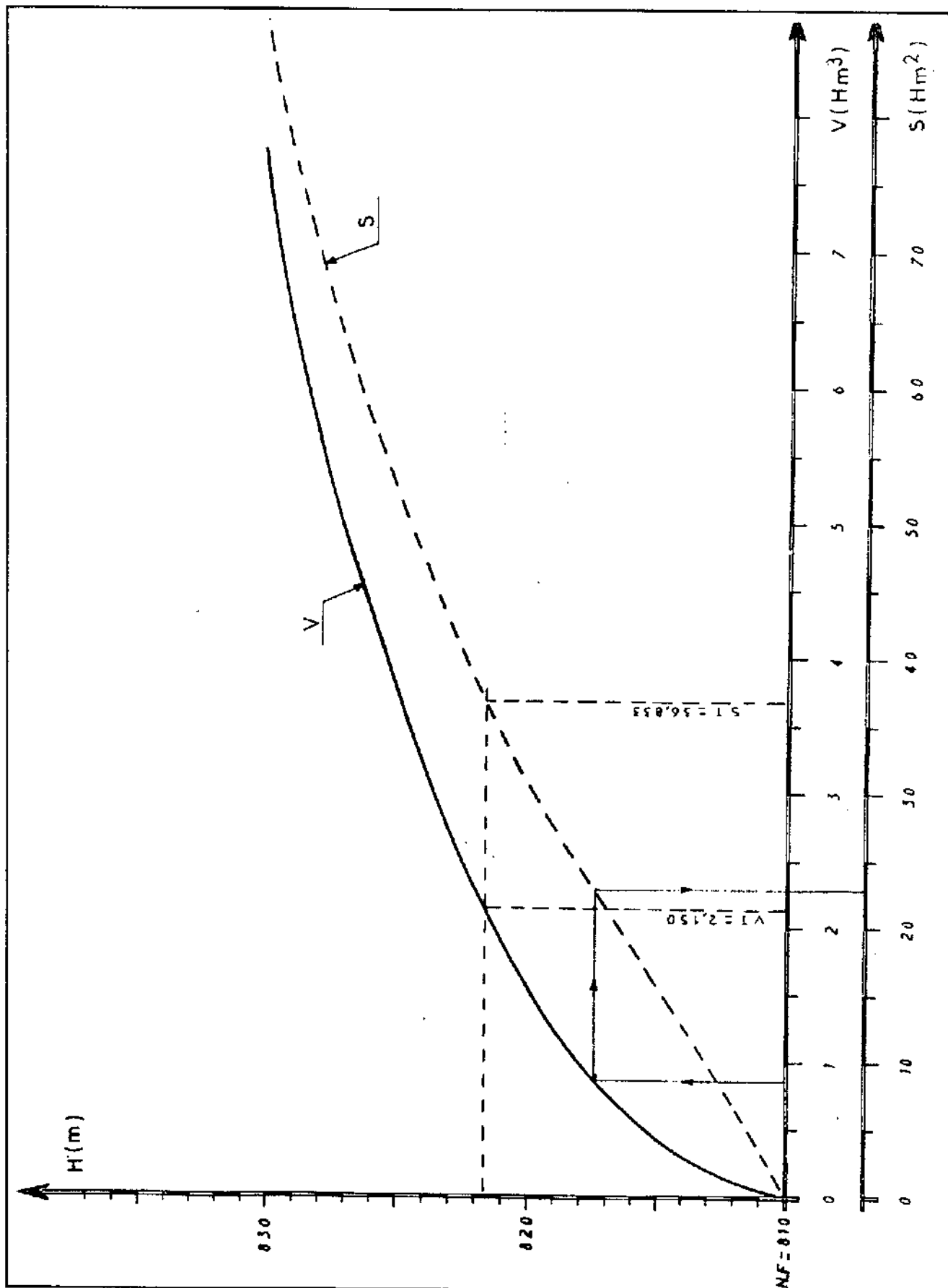


Fig. I-02: Barrage Oued El Kaïm : courbe de remplissage, superficie, volume (HPE, 1988).

B- Niveau normal de la retenue (NNR) :

Le niveau normal de la retenue est de 841m, dont le volume utile est de 31.5 Hm³.

C- Niveau des plus hautes eaux (NPHE) :

La charge maximale au-dessus du déversoir de crues dépend des caractéristiques de l'évacuateur de crues. Elle est déterminée par l'étude de l'évacuateur de crue, donc on appelle niveau des plus hautes eaux, le niveau normal de la retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue.

Avec :

$$NPHE = NNR + H.$$

Où : NNR = 841m.

H = 1.5m (la hauteur de la charge d'eau sur le déversoir).

Donc :

$$NPHE = 842.5m$$

D- La Revanche :

La revanche est une hauteur comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête du barrage, c'est-à-dire la hauteur de sécurité qui doit éviter la submersion de la digue et permet de fixer sa hauteur. Pour la calculer, on doit tenir compte des hauteurs des vagues susceptibles de déferler sur la digue. La hauteur des vagues étant fonction de la force des vents, de leurs directions et de la longueur du plan d'eau « Fetch » (Degoutte, 1997).

La revanche est donnée par plusieurs formules :

D-1-Formule simplifiée :

$$R = 1.00 + 0.3\sqrt{F}. \quad (\text{Tekkouk, 2006})$$

Avec : R : revanche en m.

F : Fetch à longueur du plan d'eau en km.

Comme F = 3.06km, donc :

$$R = 1.52m.$$

D-2-Formule de Pacquant :

$$R = 0.75 h_v + V^2/2g. \quad (\text{Degoutte, 1997})$$

Avec : h_v : hauteur des vagues en m.

V : vitesse de propagation des vagues (m/s).

g : accélération de la pesanteur (g = 10 m²/s).

V²/2g : l'effet de propagation vers le haut pour une vague de vitesse V.

La hauteur des vagues est estimée par plusieurs formules :

a- Formule de Pacquant :

$$h_v = 0.5 + 0.33F. \quad (\text{Degoutte, 1997})$$

F = 3.06km

=>

$$h_v = 1.5m.$$

La vitesse des vagues est donnée par la formule de GALLARD :

$$V = 1.5 + 2h_v \quad \Rightarrow \quad V = 4.5 \text{ m/s.}$$

Donc : $R = 0.75 \cdot 1.5 + (4.5)^2 / 20$, ce qui donne : $R = 2.13 \text{ m.}$

b- Formule de Stevenson : (Tekkouk, 2006)

Pour $F < 18 \text{ km}$:

$$h_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.25^4\sqrt{F} \quad \Rightarrow \quad h_v = 1.01 \text{ m.}$$

La vitesse de propagation des vagues :

$$V = 1.5 + 2h_v \quad \Rightarrow \quad V = 3.52 \text{ m/s}$$

Donc : $R = 0.75 \cdot 1.01 + (3.52)^2 / 20$, ce qui donne : $R = 1.36 \text{ m.}$

Les résultats de R sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Formule	Hauteur des vagues h_v (m)	Vitesse des vagues V (m/s)	La revanche (m)
Simplifiée	-	-	1.52
Pacquant	1.5	4.5	2.13
Stevenson	1.01	3.52	1.36
Moyenne	1.25	4.01	1.67

Tableau I-01 : Récapitulatif des valeurs de (h_v), (V) et (R).

A cette hauteur « R » doit être rajouté d'une hauteur de sécurité « a » déterminée d'après le classement du barrage selon le tableau suivant :

Sol de fondation	Classe des Barrages			
	I	II	III	IV
-	Hauteur des barrages (m)			
Sol rocheux	>100	70-100	25-70	<25
Sol sablonneux argileux non plastique	>75	35-70	15-35	<15
Sol argileux plastique saturé d'eau	>50	25-50	15-25	<15
Marge (a) en mètre	0.70	0.50	0.4	0.3

Tableau I-02 : Représentation des marges de sécurités en fonction des classes des Barrages (Djémili, 2006).

Dans notre cas, on peut prendre comme hauteur de sécurité : $a = 0.5 \text{ m.}$

On adoptera aussi : $R_{\max} = R_{\text{moy}} + a.$ (Tekkouk, 2006)

Avec :

a : étant la hauteur de sécurité liée à :

- L'élévation de l'eau près du barrage.
- Surélévation maximale des ondes.
- Autres effets naturels (tassement, séisme...etc.).

Donc : $R_{\max} = 2.17\text{m.}$

Remarque :

La revanche qu'il faut retenir est la revanche « R_{\max} ».

III-1-2- La largeur en crête du Barrage :

Pratiquement la largeur « L » en crête d'un barrage en terre, n'est jamais inférieure à 3m. Cette largeur peut être calculée par les formules suivantes :

A- Formule de T.T.Knappen :

$$L = 1.66\sqrt{H}. \quad (\text{Degoutte, 1997})$$

H : la hauteur du remblai en m : $H = 44\text{m.}$

$$\Rightarrow L = 10.93\text{m.}$$

B- Formule T.B.A.R (techniques des barrages et aménagement rural) :

$$L = 3.6\sqrt[3]{H} - 3 \quad (\text{Degoutte, 1997})$$

Donc : $L = 9.7\text{m.}$

C- Formule de PRECE :

$$L = 1.1\sqrt{H} + 1. \quad (\text{HPE, 1988})$$

$$\Rightarrow L = 8.29\text{m.}$$

Les résultats de la largeur obtenus par les différentes formules sont résumés dans le tableau I-03 :

H	44m	Valeur moyenne
Formule de T.T.Knappen	10.93m	9.64m
Formule T.B.A.R	9.7m	
Formule de PRECE	8.29m	

Tableau I-03 : Valeur moyenne de la retenue en crête (L).

Selon le Rapport de Révision d'APD et d'Etudes d'Exécution, la largeur en crête est adoptée à 8m.

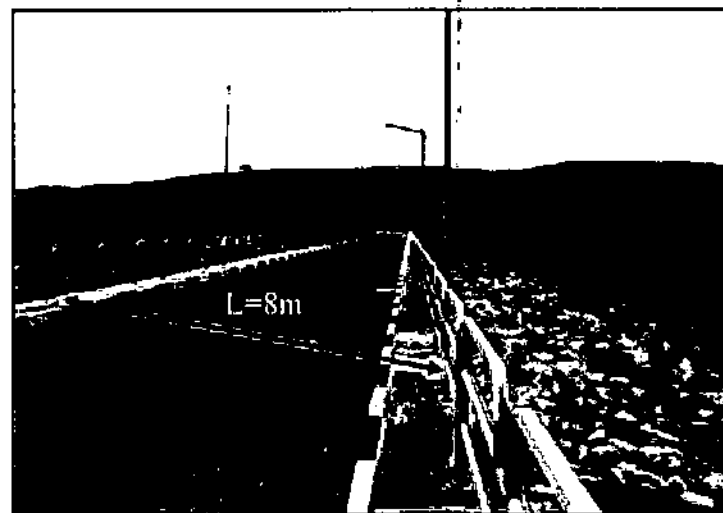


Photo I-01 : La largeur en crête du Barrage.

III-1-3- La pente des talus :

Les pentes des talus des barrages en terre sont fixées par des conditions de stabilité mécanique du massif du barrage et de ces fondations. Il n'existe pas des formules théoriques ou empiriques permettant le calcul des pentes des talus, mais à partir du tableau suivant, ces pentes peuvent être obtenues en fonction de la hauteur du barrage et de la composition des recharges :

Hauteur H en (m)	Type de barrage	Pentes de talus	
		Aval	amont
2-5	Homogène	1 / 2	1 / 2.5
	à zone	1 / 2	1 / 2
5-10	Homogène à fort % d'argile	1 / 2	1 / 2
	Homogène	1 / 2.5	1 / 3
	à zone	1 / 2.5	1 / 2
10-20	Homogène	1 / 2.5	1 / 2.5
	Homogène	1 / 2.5	1 / 3
	à zone	1 / 3	1 / 2
>20	Homogène	1 / 2.5	1 / 3
	Homogène	1 / 2.5	1 / 3.5
	à zone	1 / 3	1 / 3

Tableau I-04 : Pentes des talus en fonction du type et la hauteur du barrage (Djémili, 2006).

La retenue d'Oued El Kaïm présente une hauteur $H > 20m$ et elle est de type homogène à fort pourcentage d'argile, pour cela les pentes ont été limitées aux valeurs suivantes (comme indiqué sur le tableau I-04) :

- Amont : 1 / 3.5
- Aval : 1 / 2.7

Remarque :

Ces pentes seront vérifiées lors du calcul de la stabilité des talus.

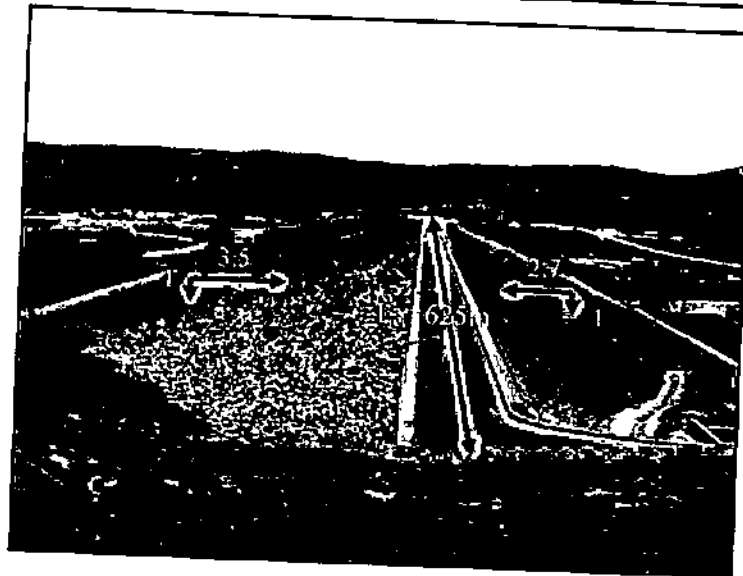


Photo I-02 : Présente les pentes des talus et la longueur en crête du barrage.

III-1-4- La longueur en crête du barrage :

La longueur en crête du barrage est mesurée directement sur la vue en plan du barrage :

$$L_{cr} = 625m. \quad (\text{Rapport ANB, 2000})$$

III-1-5- La largeur en pied du barrage :

La largeur en pied du barrage est mesurée directement sur la vue de corps en travers du barrage :

$$B = 317m. \quad (\text{Rapport ANB, 2000})$$

III-1-6- Les bermes :

Une berme est une plate forme que l'on peut utiliser lors de la construction des remblais, il est conseillé de disposer des bermes chaque 10m à 15m de hauteur du barrage.

	Talus amont	Talus aval
Cote de berme (m)	815	805
Largeur de berme (m)	8	8
pente	1 / 3.5	1 / 2.7
	1 / 3.5	1 / 2.7

Tableau I-05 : Dimensions des bermes et pentes adoptées pour le barrage d'Oued El Kaïm.

III-1-7- Le Batardeau :

Le batardeau est une sorte de digue réalisée dans la partie amont du barrage qui sert pour stocker les eaux de l'oued et les déviées vers la galerie de dérivation provisoire. Sa fondation est située dans la partie basse de la vallée à la cote 800m environ. La crête est arasée à la cote 815m soit une dizaine de mètres au-dessus de la vallée. Sa longueur est de 250m.

Le batardeau présente une largeur en crête de 8m, il est constitué comme la recharge principale amont du barrage par un massif homogène en matériaux limono argileux (Rapport ANB, 2000).

III-1-8- Les ouvrages annexes :

Pendant la construction du barrage, il faut prévoir un certain nombre d'ouvrage annexe :

- Digue de col.
- Evacuateur de crues de secours.
- Ouvrage de prise d'eau et dérivation.
- Ouvrage de vidange de fond.
- Galerie d'injection et de drainage.

• Réservoir	Niveau max.	m	840
	Niveau min.	m	820
	Volume utile	Hm ³	31.5
	Volume total	Hm ³	35
• Barrage	Type (digue)	-	Terre homogène
	Hauteur	m	44
	Longueur en crête	m	625
	Niveau des PHE	m	842.50
• Ouvrages Annexes			
○ Digue de col	Longueur	m	850
	Hauteur max.	m	10
	Niveau de la crête	m	844
	Déversoir de secours	m	Niv.= 843, L = 20
○ Evacuateur de crues de secours	Type	-	Déversoir en surface
	Rayon	m	6.4
	Capacité	m ³ /s	150
○ Batardeau	Crête	m	815
	Longueur	m	250
	Largeur	m	8
○ Galerie d'injection et de drainage	Section	-	Fer à cheval
	Hauteur	m	3.25
	Largeur du radier	m	2.26
	Longueur totale	m	850
○ prise d'eau et dérivation	Nombre	u	2
	Niveau	m	811 et 817
○ vidange de fond	Par utilisation de prises inférieures au niveau 811m		

Tableau I-06 : Caractéristiques de Base du Barrage Réservoir Oued El Kaïm (Rapport ANB, 2002).

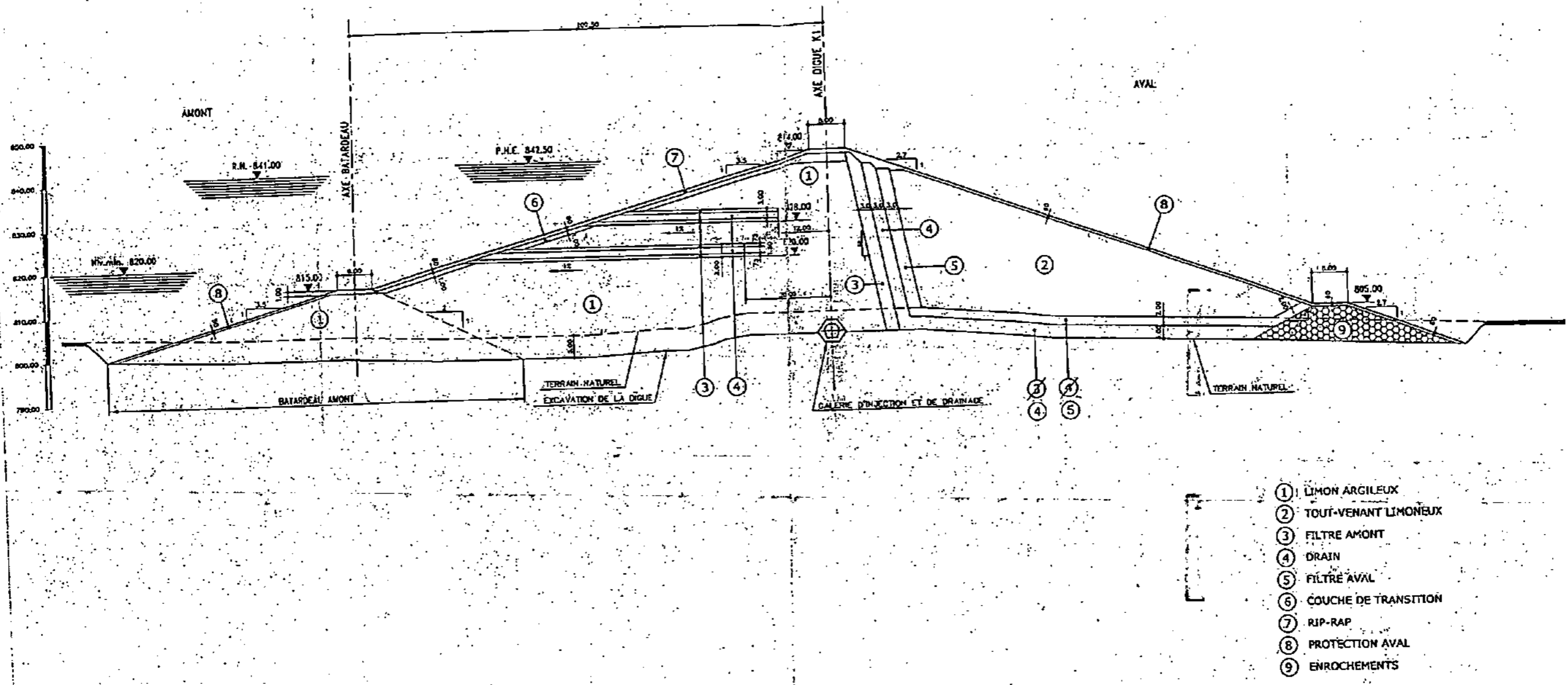


Fig. I-03 : Profil en travers de la digue (Rapport ANB, 2002).

CHAPITRE II :

*Synthèse
géologique*

I- Introduction :

Les grands traits géologiques et structuraux du bassin Néogène de Constantine, peuvent être synthétisés à partir des travaux de J.M Vila (1980); W. Wildi (1983); Ph.A. Coiffait (1992) et C. Benabbas (2006).

II- Contexte géologique régional :

Les Maghrébides (*fig. II-01*) forment une chaîne à vergence Sud, s'étendant de Gibraltar jusqu'à la Sicile, sur plus de 2000km. Cette chaîne résulte de la structuration du bassin Maghrébin et de ses marges. Ce dernier se situait entre les marges continentales Africaines et Européennes (Bouillin, 1986).

Les nappes où les structures constituant les Maghrébides sont issues de trois domaines paléogéographiques :

- Le domaine Interne.
- Le domaine des flyschs.
- Le domaine Externe.

Cet ensemble de nappes est recouvert par des formations post-nappes (Durand Delga, 1955 ; Wildi, 1983 ; Bouillin, 1986 et Djellit, 1987).

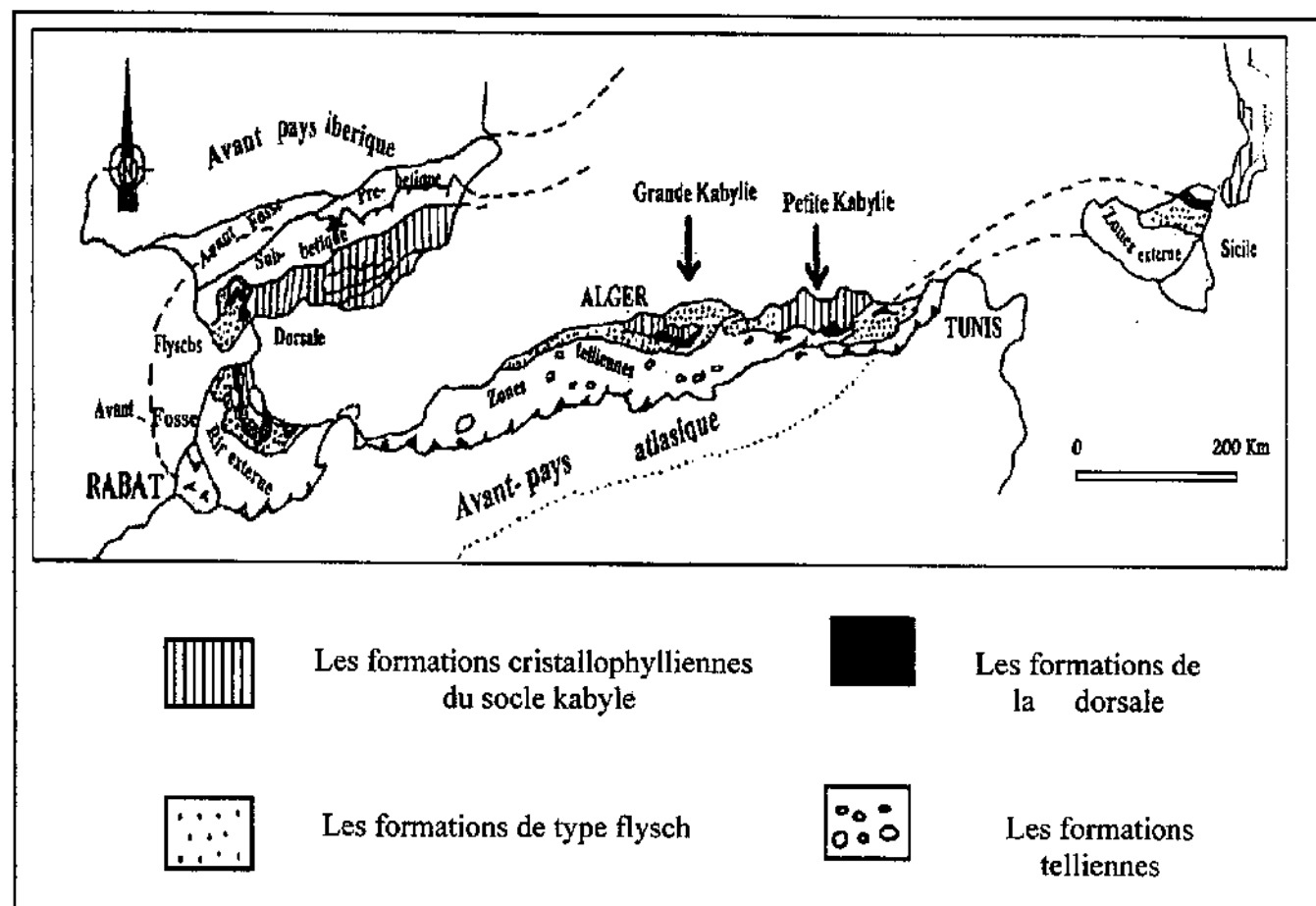


Fig. II-01 : Structure de la chaîne Alpine de la Méditerranée occidentale (Durand Delga, 1969).

II-1- Le domaine Interne :

Il comporte le socle kabyle et sa couverture carbonatée.

II-1-1- Le socle kabyle :

Il est représenté par des formations cristallophylliennes d'âge Paléozoïque (Durand Delga, 1969 ; Raoult, 1974 et Bouillin, 1977).

Le socle kabyle est généralement subdivisé en deux grands ensembles :

➤ **Un ensemble cristallophyllien supérieur, comportant de bas en haut :**

- Des schistes noirâtres ;
- Des psammites rouges et vertes ;
- Des grès calcaires ;
- Des calcaires.

Cet ensemble supérieur est surmonté en discordance par des formations Siluriennes (Durand Delga, 1969).

➤ **Un ensemble cristallophyllien inférieur, formé de gneiss à intercalations, parfois puissantes, de marbres et d'amphibolites.**

Par endroit, le socle kabyle forme un ensemble charrié sur les terrains Mésozoïques et Tertiaires (Bouillin, 1977).

II-1-2- La dorsale kabyle ou chaîne calcaire :

Elle forme la couverture méridionale du socle kabyle. Cette chaîne calcaire marque la limite entre ce dernier au Nord et les zones telliennes au Sud. Les séries qui la composent sont dominées par des formations carbonatées d'âge allant du Mésozoïque au Tertiaire (Durand Delga, 1969 et Glangeaud, 1932).

Selon Raoult (1974), la dorsale kabyle est subdivisée en trois unités qui sont du Nord au Sud :

- **La dorsale interne :**

Elle est caractérisée par une série complète du Permo-Trias au Néocomien. Les dépôts carbonatés sont représentés par des calcaires néritiques massifs riches en microfaune benthiques qui atteignent le sommet du Lutétien (Raoult, 1969-1974).

- **La dorsale médiane :**

Elle est caractérisée surtout par la constance des dépôts marneux à microfaune pélagique du Turonien au Lutétien et une lacune stratigraphiques du Crétacé moyen.

- **La dorsale externe :**

Elle présente un Crétacé supérieur et un Eocène inférieur détritique et lacuneux et elle repose en contact anormal sur les flyschs.

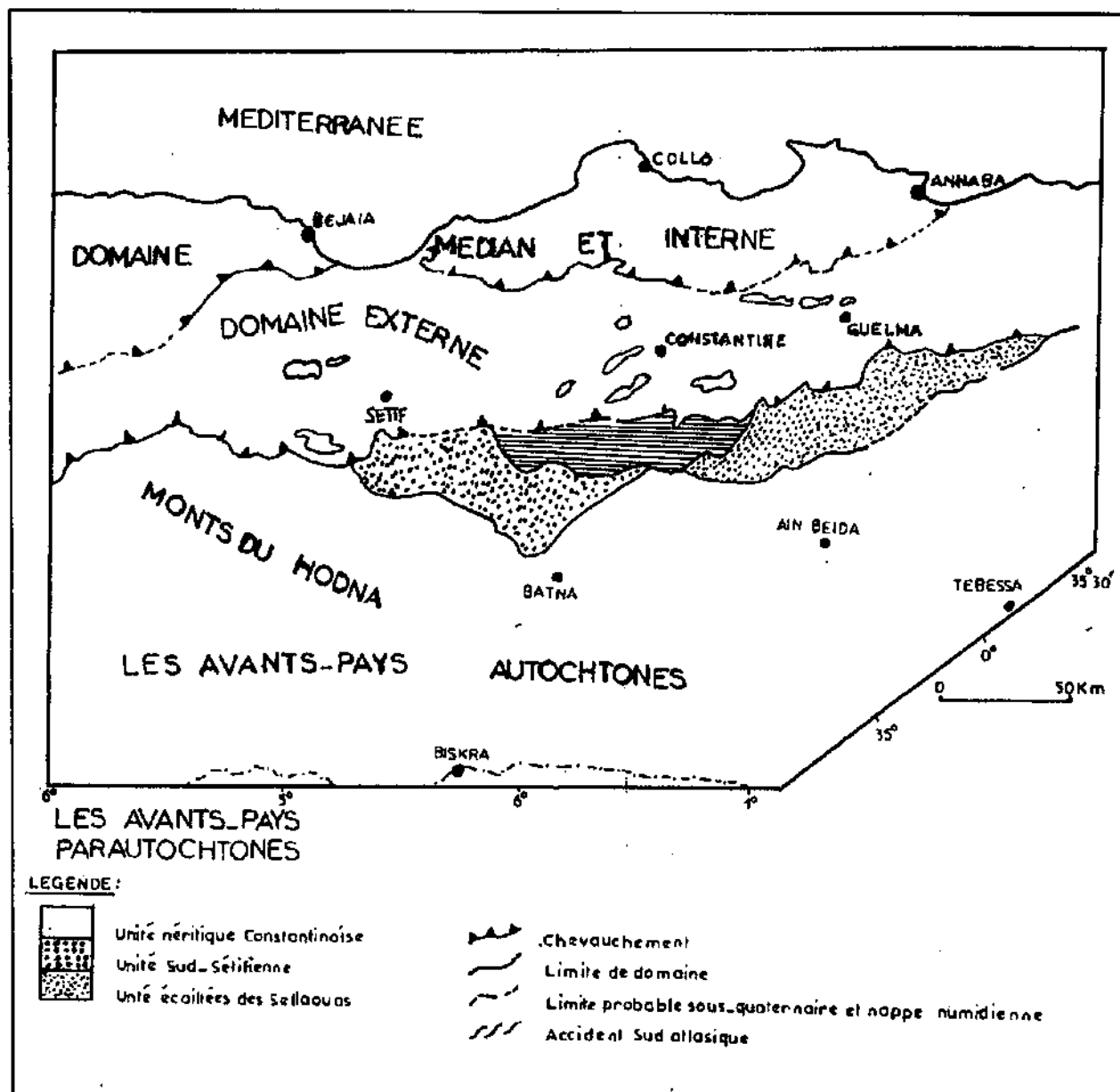


Fig. II-02 : Esquisse Structurale du Nord-Est Algérie (Wildi, 1983).

II-2- Le domaine des flyschs :

En Algérie, Les flyschs allochtones sont classiquement subdivisés en deux grands ensembles :

- Flysch Maurétanien (Gélard, 1969).
- Flysch Massylien (Raoult, 1969-1974).

II-2-1- Le Flysch Maurétanien :

Il présente des séries allant du Néocomien au Lutétien. Il comprend de bas en haut :

- Des calcaires du Tithonique-Néocomien ;
- Un ensemble de grés (flysch de Guerrouch) de l'Albo-Aptien ;
- Des phanites rouges et blancs du Cénomaniens supérieur ;

- Des microbrèches à ciment spathique riche en quartz détritique et parfois des microconglomérats du Sénonien ;
- Le sommet se termine par des conglomérats puis des argiles du Paléogène.

II-2-2- Le Flysch Massylien :

Le terme de flysch Massylien a été proposé par J.F Raoult (1969) pour caractériser les formations détritiques schisto-quartzeuses (flysch Albo-Aptien). Ce flysch comporte une série allant du Néocomien au Lutétien terminal et regroupe trois ensembles qui sont de bas en haut :

- Argile et grès quartzitique, des grès légèrement calcareux et localement des niveaux conglomératiques de d'Albo-Aptien ;
- Marnes et calcaires fins du Vraconien, des microbrèches et des conglomérats du Sénonien inférieur et moyen auxquels sont associées des phtanites noirs du Cénomaniens ;
- Bancs calcaires à microfaune pélagique du Turonien-Cénomaniens.

II-2-3- Le Flysch Numidien (Le Numidien) :

Le Flysch Numidien forme une unité géologique à part. Généralement il occupe la position structurale la plus haute de l'édifice Alpin. Il est caractérisé à la base par des argiles sous-numidiennes, de teinte verte, rouge ou violacée de l'Oligocène, surmonté par des grès numidiens de l'Aquitaniens en banc épais, à quartz hétérométriques et le sommet se termine par des marnes et argiles supra-numidiennes à silexites du Burdigalien inférieur.

II-3- Le domaine Externe :

Le domaine externe représente la marge téthysienne du continent Africain (Benabbas, 2006), il est subdivisé en deux domaines qui sont :

- Le domaine tellien.
- Le domaine de l'avant pays.

II-3-1- Le domaine tellien :

Il correspond aux zones situées sur la paléomarge africaine (Bouillin, 1986). Ce domaine est caractérisé par des séries à dominante marneuse d'âge Eocène. Certains auteurs notamment M. Durand Delga, W. Wildi et J.M. Vila subdivisent les formations du domaine tellien en trois grandes unités, qui sont du Nord vers le Sud :

➤ Unité Ultra-Tellienne :

Cette unité comporte les formations marneuses et marno-calcaires d'âge Crétacé à Eocène (Durand Delga, 1969). Elle affleure dans la région de Oued Zenati entre Constantine et Guelma.

➤ Unité Tellienne Sensu-Stricto (Mésoséculaire - Tellienne) :

Cette unité correspond aux formations carbonatées du Jurassique et les formations pélitiques du Crétacé et de l'Eocène. Elle est considérée comme la couverture de la plateforme constantinoise (Vila, 1980). Elle donne de vastes affleurements dans la région de Sétif (nappe de Djemila).

➤ Unité Péni-Tellienne et les Unités Méridionales à Nummulites :

A faciès néritique prépondérant du Crétacé supérieur à l'Eocène. Les unités de la nappe péni-tellienne apparaissent en lambeaux, charriées sur les massifs néritiques, de Djebel Grouz, Djebel Kheneg et Chettaba, et en fenêtre sous les marnes noires des nappes Telliennes du Djebel Akhal.

II-3-2- Le domaine de l'avant pays :

Il correspond aux formations calcaires et marneuses de la plateforme constantinoise et du domaine Atlasique. Il comporte l'avant pays Allochtone, et l'avant pays Autochtone (Vila, 1980).

A- L'avant-pays Allochtone :

Il regroupe trois grandes unités :

- Unité néritique constantinoise ;
- Unités Sud-Sétifiennes ;
- Unités de Sellaoua.

B- L'Avant-pays Autochtone :

Il est représenté par des séries sédimentaires Mésozoïques épaisses et très plissées. Ces séries sont principalement localisés au niveau de l'Atlas Tunisien, de l'Atlas Saharien, des monts du Hodna, des monts de Batna et des monts des Aurès.

II-4- L'Oligo-Miocène Kabyle (O.M.K) :

L'Oligo-Miocène Kabyle constitue la couverture sédimentaire transgressive et discordante sur le socle kabyle. Daté d'Oligocène supérieur (Aquitaniens) (Raoult, 1974 et Bouillin, 1979).

L'Oligo-Miocène kabyle est formé par un conglomérat de l'Oligocène supérieur à la base, que surmontent des grès micacés à débris de socle, ainsi que de silexites à radiolarites d'âge Aquitaniens (Bouillin, 1977).

L'épaisseur de ces conglomérats varie de quelques mètres à plusieurs centaines de mètres (Durand Delga, 1955 ; Raoult, 1974 et Bouillin, 1977).

II-5- Les Olistostromes:

Les Olistostromes sont des formations tectono-sédimentaires à débris de flysch Mauritanien et Massylien reposant sur les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle.

Ces formations, ont été décrites pour la première fois en Algérie par M. Durand Delga (1955) au sud du massif du Chenoua (région d'Alger), puis par J.P Bouillin et J.F Raoult (1971) en Petite Kabylie. L'âge de ces formations (selon ces derniers auteurs), est supposé Aquitaniens à Burdigalien inférieur probable.

II-6- Les formations post-nappes :

Dans le Nord, les formations post-nappes sont constituées par des dépôts marins d'âge Burdigalien et des dépôts continentaux d'âge Miocène à Pliocène et du Quaternaire.

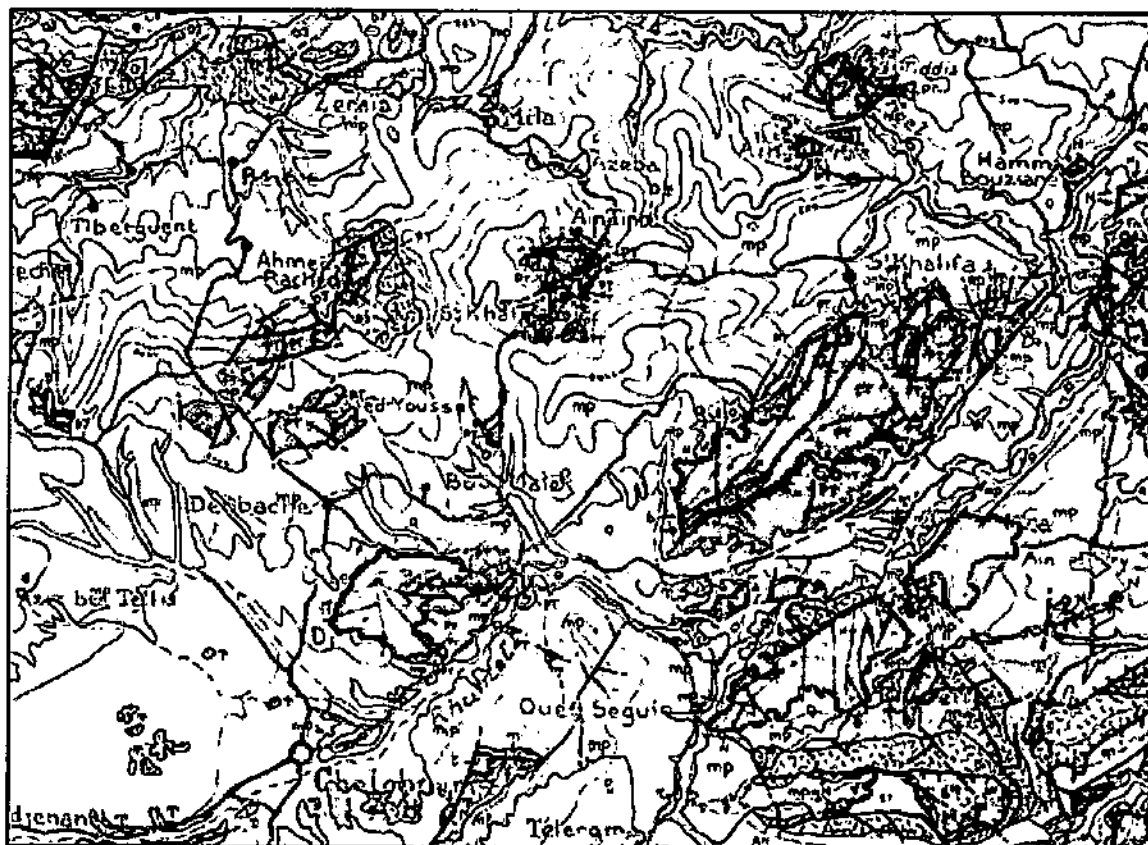


Fig. II-03 : Extrait de la carte structurale du Nord Est de l'Algérie et des confins Algéro-Tunisiens (Vila, 1980).

La légende :

ROCHES ERUPTIVES RÉCENTES

- Granites, grand-diorites, microgranites, dolérites et rhyolites.
- Complexe stratifié de Yaddene et roches effusives de la région d'Hammou Bouzian (p).

ROCHES RÉCENTES ET CYCLES POSTÉRIEURS AU BURDIGALIEN INFÉRIEUR

- Quaternaire indifférencié (Villafranchien à actuel).
- Pliocène marin des zones côtières.
- Mio-Pliocène continental.
- Burdigalien supérieur-Langhien de la merge littorale.
- Miocène marin transgressif indifférencié des nappes telliennes et de leur avant-pays allochtone, parautochtone ou autochtone.

SOCLE KABYLE, CHAÎNE CALCAIRE

- Oligo-Miocène kabyle, olistostromes à flyschs recouverts (y compris le Numidien) et flyschs en position nord-kabyle (p).
- Olistostromes superposés à l'Oligo-Miocène kabyle: OT- Olistostomes telliens de la région d'El Milia.
- CHAÎNE CALCAIRE: Paléozoïque à Lutétien supérieur des zones interne, médiane et externe.
- Socle Kabyle: SBA- Paléozoïque des Bani-Afeur
- SE- Socle métamorphique de Petite Kabylie et du Bou Maten (phyllades micaschistes, porphyroïdes, gneiss et marbres).
- SB- Socle basique du Cap Bougaroun (paridotites et "kinrigités" rétroamphiboles).

NAPPE NUMIDIENNE

- Formation de Babouchs (Aquitano-Burdigalien).
- Grès numidiens et séries mixtes.
- Principaux affleurements d'argiles de base à Tubotomacurum.

NAPPES DE FLYSCHS KABYLES

FLYSCHS MAURÉTAIENS

- Séries internes d'Aïn Macour, de Sidi Ahlat, de Sidi Ahmed, de Seltitar, de Bou Taleb, de la Robertsau (Souk es Sebt) et de La Mersa. Séries médianes de Querrouch, d'El Karm, de Khoncher, de Ghazala et du Sud d'Aïn Borda (Ponchièvre). Séries externes («-Medjanien») et séries atypiques de Tamalous, du Kap Mezouch et de Ziame.
- Cas de la série des Ascheibeg (série médiane): 1- Crétacé 2- Jurassique 3- Perm-Trias et Carbonifère.
- Unité Soudouab-Jebellous à substratum cristallin.

FLYSCHS MASSILIENS

- Séries typiques à ghanites ou à brèches vertes et rouges.
- Cas de la série de Djebel El Djelil: 1- Crétacé 2- Jurassique.
- Unité de Bou Bouss et de Hammou Bouzian à microbrèches ou à blocs.
- A- Locène F- Sénonien marneux à microbrèches ou à blocs.

III- Le Cadre géologique local:**III-1- Présentation du bassin de Mila :**

Le bassin de Mila constitue la partie occidentale du grand bassin Néogène constantinois. Il est limité au Nord par l'arête montagneuse du M'cid Aicha et du Sidi Driss, au Sud par Djebel Grouz et Djebel Ossmane, à l'Est par les massifs du Chettaba et de Djebel Kheneg et à l'Ouest par Djebel Ouakissene, Djebel Boucharef et Djebel Skrouna.

L'une des caractéristiques géologiques du bassin néogène de Mila, est la prédominance des dépôts détritiques et évaporitiques du Mio-Pliocène. (fig. II-03)

III-2- Caractéristiques lithostratigraphiques du bassin de Mila :

Les différents ensembles lithostratigraphiques représentés dans le bassin de Mila peuvent être résumés comme suit :

III-2-1- Les formations Triasiques :

Elles correspondent aux terrains les plus anciens à l'affleurement, elles sont essentiellement évaporitiques et se présentent en pointements diapiriques et en lames injectées le long des accidents tectoniques.

Ces formations Triasiques affleurent dans la région de Sidi Mérouane, au Sud d'Ain tin, au pied des massifs du Kheneg, Djebel Akhal et au Djebel Chettaba.

Du point de vue faciès, ces formations comportent des masses de Gypses et d'Argile de couleur rouge contenant le plus souvent des blocs calcaro-dolomitiques, des cargneules, des marnes bariolées verdâtres et des blocs des roches volcaniques.

III-2-2- Les formations Jurassiques :

Les formations du Jurassiques affleurent au Djebel Chettaba, au Djebel Akhal, au Djebel Karkara et au Djebel M'cid Aichâ. Elles forment une épaisse série de calcaires massifs comportant des horizons très fossilifères.

• Le Lias :

Il est représenté par des roches carbonatées massives surmontées par des calcaires à silex.

• Le Dogger :

Il est essentiellement caractérisé par des formations carbonatées souvent dolomitiques.

• le Malm :

Il est représenté par des calcaires fins à calpionelles. Ces calcaires sont affectés par un phénomène de dolomitisation important, notamment au Djebel Kheneg.

III-2-3- Les formations du Crétacé :**III-2-3-1- Crétacé inférieur :**

Les formations du Crétacé inférieur sont caractérisées par des marnes et des marno-calcaires. Ces formations affleurent notamment dans les massifs d'Ahmed Rachedi, Djebel Ouakissene, Djebel Boucherf et du Djebel Halfa. Elles montrent des alternances de calcaires et de marnes (Vila, 1980 ; Raoult et Velde, 1971).

III-2-3-2- Crétacé supérieur :

- Le Cénomaniens :

Les formations cénomaniennes sont carbonatées et peuvent atteindre 250 à 300m d'épaisseur.

- Le Turonien :

Les formations du Turonien comportent essentiellement des marnes et des calcaires à silex. Ces formations affleurent au Djebel Kheneg, Djebel Zouaoui et dans le pourtour du massif de Chettaba.

- Le Sénonien :

Seules les formations du Sénonien inférieur sont représentées dans la partie occidentale du bassin constantinois. Elles sont essentiellement formées d'alternances de marnes et des calcaires.

III-2-4- Le Mio-Pliocène continental :

Les formations du Mio-Pliocène sont représentées essentiellement par des dépôts détritiques et évaporitiques(conglomérats, graviers, sables, argiles, gypse, anhydrite et sel gemme).

Selon Ph. A. Coiffait (1992), la sédimentation au cours du Mio-Pliocène, est marquée par des périodes de dépôt et des périodes de non dépôt. D'après cet auteur, trois cycles sédimentaires peuvent être distingués:

III-2-4-1- Le cycle Langhien-Servallien inférieur :

Ce cycle est représenté par des argiles dites argiles de Mila et des marnes sableuses à intercalation de quelques bancs de grès argileux. L'âge de ces dépôts est estimé du Burdigalien terminal. Ce cycle est largement représenté dans la région de Mila.

III-2-4-2- Le cycle Mellalien supérieur- Servallien supérieur :

Il débute par des assises conglomératiques surmontées par des argiles sableuses rougeâtres, puis dans la partie Nord du bassin, viennent des calcaires lacustres. L'âge des formations médianes et terminales est daté du Mellalien supérieur- Servallien supérieur

III-2-4-3- Le cycle Turolien inférieur (Tortonien inférieur) :

Au cours de ce cycle, les dépôts débutent à la base par une assise conglomératique et gréseuse, puis passent à une assise marneuse. Dans la partie septentrionale, une épaisse série de calcaires lacustres surmonte ces deux assises.

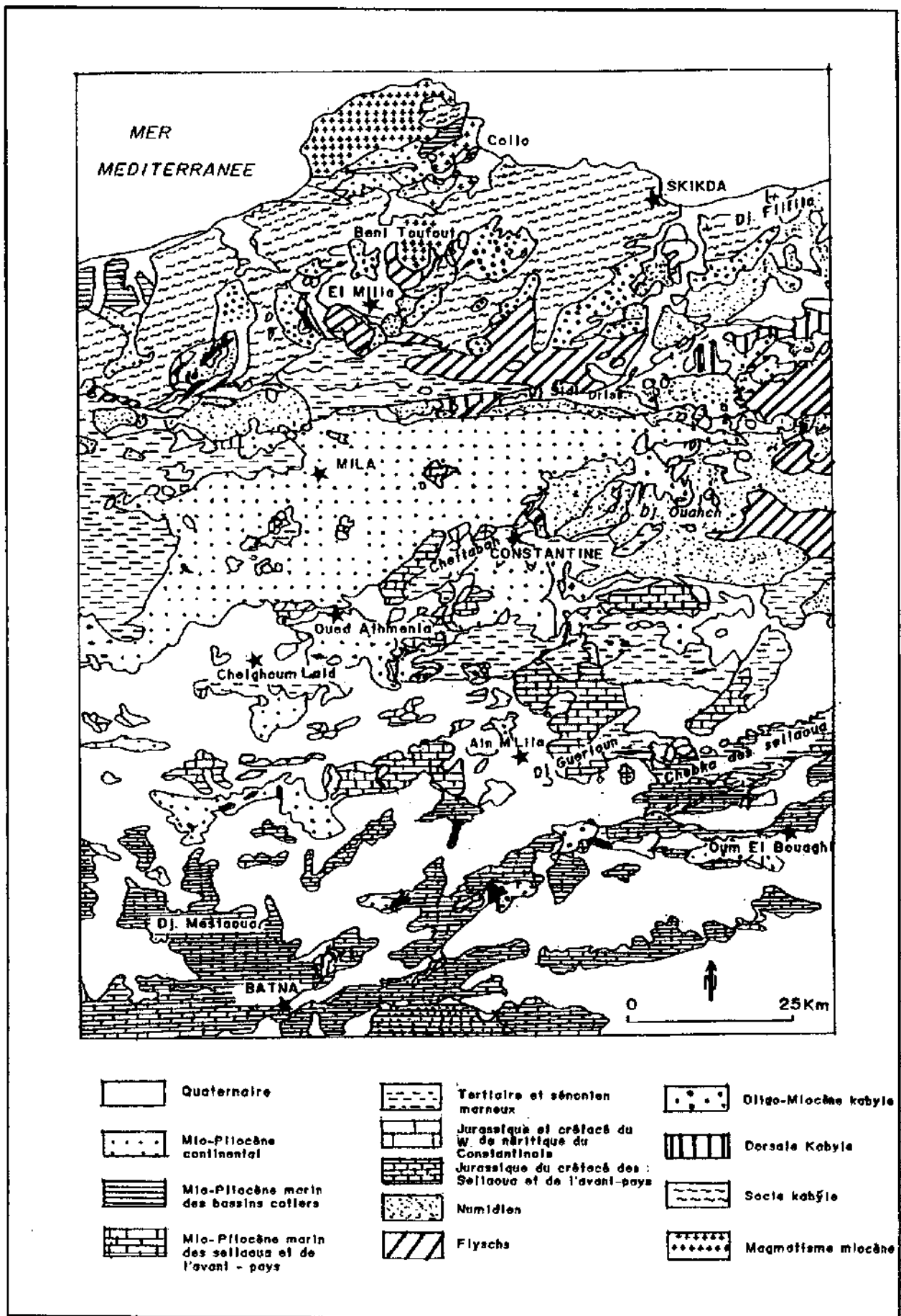


Fig. II-04: Carte géologique synthétique du bassin de Constantine (Vila, 1980).

III-2-5- Le Quaternaire :

Les formations Quaternaires sont largement représentées dans le bassin de Mila. Elles forment la couverture récente des formations décrites ci-dessus. Ces formations Quaternaires sont représentées par des éboulis, des alluvions anciennes et récentes, des terres arables et des croûtes calcaires.

III-3- Position du bassin Néogène de Constantine dans le dispositif structural de la partie Nord orientale de la chaîne Alpine en Algérie :

La structuration géologique résultante de l'orogénèse Alpine en Algérie du Nord Est constituée par un empilement d'unités allochtones charriées sur l'autochtone présaharien (Bouillin, 1977 ; Raoult, 1974 et Vila, 1980). Selon ces auteurs le dispositif structural est constitué par le socle Kabyle et sa couverture au nord et les nappes de flysch et les nappes telliennes au sud. Ces dernières ayons subis une tectonique tangentielle majeure fini-Lutétienne à fini-Oligocène (Bouillin, 1977), reposent partiellement sur l'autochtone saharien.

Au Burdigalien inférieur à moyen, la reprise des mouvements compressifs engendre le chevauchement du socle vers le sud et la mise en place de la nappe numidienne. Cette phase de compression a été suivie par une phase de relaxation avec formation de bassins discordants où se met en place une sédimentation du Burdigalien.

IV- Traits morphologiques et structuraux de la région de Mila :

La carte toponymique ou orographique (*fig. II-05*), présente un relief hiérarchisé par des classes d'altitudes. Cette carte apporte beaucoup d'informations sur les caractéristiques et évolution de l'orographie de la région de Mila.

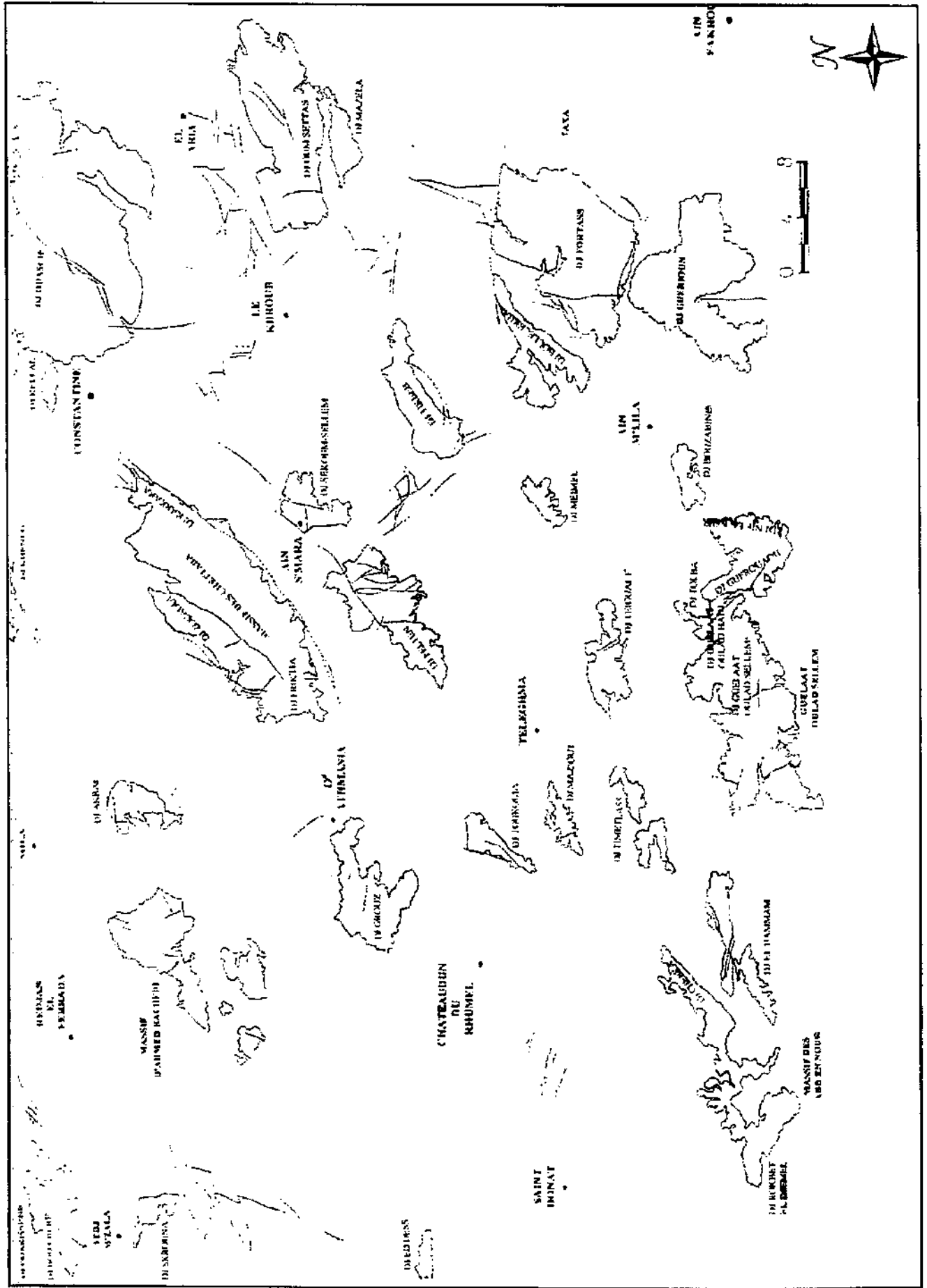


Fig. II-05 : Carte Toponymique de la région de Constantine (Benabbas, 2006).

IV-1- L'Orographie :

La région d'étude se compose de deux types de reliefs (des massifs et des dépressions ou basses zones).

IV-1-1- Les principaux éléments du relief structural :

❖ Djebel Akhal :

L'énorme masse calcaire de direction E-W qui constitue Dj. Akhal est culminante à plus de 1256 m, elle correspond à la seule série Jurassique complète de la région (Benabbas, 2006).

Au Sud de Dj. Akhal, la topographie devient irrégulière. Elle se caractérise essentiellement par des talwegs et inter-fleuves.

❖ Massif du Grouz :

C'est un dôme presque régulier de direction sensiblement E-W et d'une altitude de 1167 m. Ce dôme est découpé par des oueds, il est cependant bordé par deux effondrements au Nord et à l'Est.

Sur le plan géologique, Djebel Grouz est un anticlinal formant un ensemble où les calcaires complètement dénudés prédominent (Benabbas, 2006).

❖ Djebel Karkara :

Djebel Karkara est un massif culminant à 1180m, ce massif est constitué de calcaires en bancs épais de Crétacé moyen et supérieur en position monoclinale. Il s'agit donc comme la plupart des massifs calcaires de la région d'un horst de direction NNW-SSE (Benabbas, 2006).

❖ Massif des Aagueb-Zouaoui :

Ce massif suit le développement général des reliefs de la région (NE-SW). Il est constitué par Djebel Friktia qui culmine à 1182m et Djebel Guarnechouf dans son extrémité SW, et par Djebel Zouaoui qui culmine à 1316m dans son extrémité NE. Ce massif est formé par des terrains allant du Jurassique supérieur au Crétacé inférieur (Benabbas, 2006).

❖ Les zones basses :

Le reste de la région est occupée par des zones basses. Ces dernières bordent les zones montagneuses et occupent des surfaces assez importantes, les altitudes varient de 500m à 750m.

La dépression d'Oued El Kaïm constitue une vallée présentant la forme d'un bassin de réception. Elle est creusée essentiellement dans les argiles Néogènes (Rapport ANB, 2003).

IV-2- La fracturation :

Un système de fractures complexes se regroupe en quatre grandes familles directionnelles :

IV-2-1- La famille E-W :

Cette famille est fort nombreuse et présente une cinématique décrochante dextre. Le massif de Dj. Akhal est limité par un grand accident E-W, ce dernier ressort très bien au niveau de la carrière « SOMACOM ».

A l'Est et au Nord-est de Dj. Akhal le réseau hydrographique paraît subir l'effet de cette direction, une série d'anomalies, angularité, changement brutaux de direction affectent le réseau hydrographique, telles : Oued Mekraoud, Oued El Malch et Oued Rhumel.

IV-2-2- La famille N-S :

Les accidents N-S sont souvent organisés en faisceaux ou couloirs (Benabbas, 2006). La majorité de ces accidents présente des mouvements coulissants senestres. Un de ces faisceaux représente la limite occidentale de Dj. Akhal.

Dans le cadre régional, cette famille est affectent tous les domaines paléogéographiques.

IV-2-3- La famille NE-SW :

La cinématique de cette famille est rarement évidente et quand elle l'est, ce sont des décrochements senestres (Benabbas, 2006).

Le meilleur exemple est la zone de faille qui limite Dj. Akhal dans sa partie orientale et empreinte un segment d'Oued Koton. Le long de cette zone, on note la présence d'un affleurement Triasique ainsi qu'une source thermale.

IV-2-4- La famille NW-SE :

Les accidents de cette famille sont visibles au niveau des escarpements des massifs calcaires des Djebels Akhal, Aagueb, Zouaoui, Bergli et Salah, où la cinématique est dextre.

IV-3- Les structures particulières :

IV-3-1- La structure de Dj. Akhal :

Entre la dépression de Ain Tin et le réservoir d'Oued El Kaïm, une importante crête topographique s'étant d'Est en Ouest correspond selon les études antérieures à une écaille de charriage (Allochtone) formées de calcaires, de dolomies et de marnes datant du Jurassique et du Crétacé. Cette structure est bien visible dans le paysage est constitue le point culminant de notre région.

L'importance du massif réside dans son aspect morpho-tectonique, en effet, il évolue à la faveur d'accidents profonds principalement E-W. En outre l'ensemble du massif est parcouru par un réseau complexe de fractures associées à de nombreux décrochement et qui sont le résultat d'une évolution tectonique polyphasée accentuée et amplifiée lors de la mise en place de nappes de charriages (Benabbas, 2006).

IV-3-2- La structure semi-circulaire de Sidi Khelifa :

Si les structures circulaires et semi circulaires sont assez répondues dans les terrains cristalloylliens, elles sont par contre très rares en pays sédimentaires (le cas de notre terrain). La structure semi-circulaire de Sidi Khelifa (fig. II-06) est une morpho-structure fort intéressante. La forme circulaire est mise en relief par le réseau hydrographique d'une part et d'autre part par une érosion importante, incision et surcreusement des ravins et ravines, empreinte quelque fois des segments d'accidents (Benabbas, 2006).

La photo interprétation permet le déchiffrement d'une série d'accidents qui serait liée à cette structure (N-S, E-W et NE-SW).

La genèse de cette structure serait liée selon C. Benabbas (2006), à :

- La présence de plusieurs accidents décrochant affectant cette zone.
- La présence d'une intrusion magmatique pas très profonde.



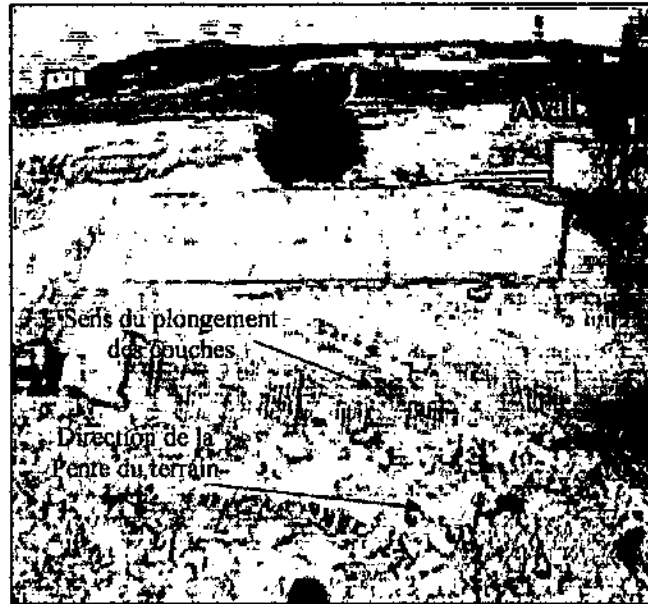
Fig. II-06 : Structure semi circulaire de Sidi Khelifa (Benabbas, 2006).

CHAPITRE III :

Géologie de site

I- Géologie du site :**I-1- Présentation géologique :**

Au cours des travaux d'excavation de l'ouvrage de prise d'eau et dérivation, qui passe presque au centre de la digue principale et à l'amont, des marnes grises surmontées par une bande de grés jaunâtre de 20 à 30cm d'épaisseur, dont le plongement de ces deux formations est dans une direction opposée à la pente du terrain. Une alternance des marnes et de grés est notée à l'aval, mais cette fois, le sens du plongement de ces deux formations est dans la même direction que la pente du terrain (*photo III-01*).



*Photo III-01 : Excavation autour de l'ouvrage de prise d'eau et dérivation
(Rapport ANB, 2004).*

Ceci suggère une structure anticlinale dont la direction du plan axial NE-SW. D'après Durozoy (1960), cette structure résultant de la tectonique Post-Pontien (*fig. III-02*).

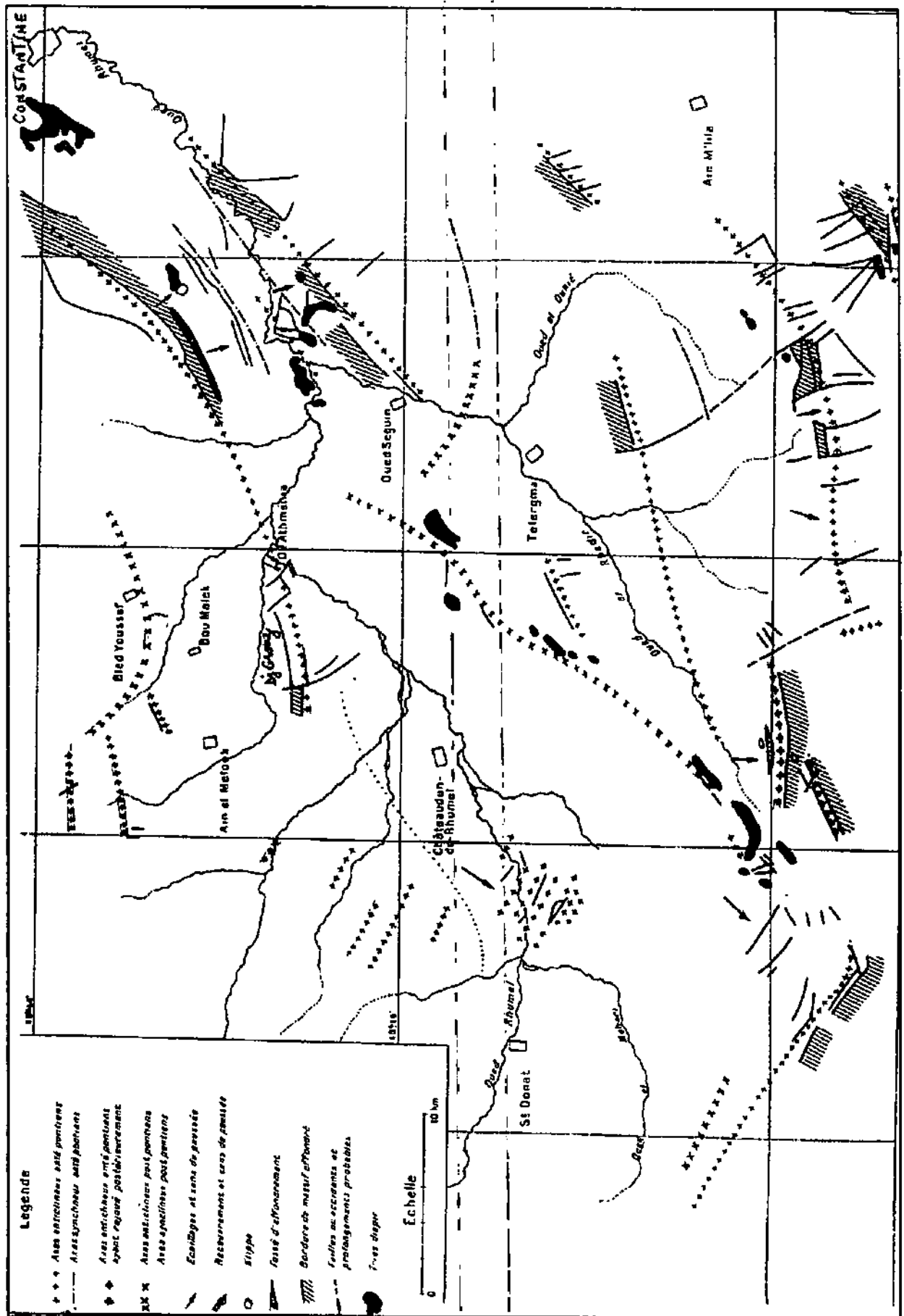


Fig. III-01 : Principales structures géologiques de la région de Chelghoum Laid (Durozoy, 1960).

I-2- La lithostratigraphie :

La vallée d'Oued El Kaïm est creusée dans la partie Sud du bassin Néogène de Mila, où s'affleurent les formations géologiques suivantes :

- Les formations du substratum (Trias, Jurassique et le Crétacé inférieur) affleurent dans la partie septentrionale de la retenue, également au Djebel Akhal.
- Les marnes grises de l'Eocène, ont été recoupées lors des travaux d'excavation.
- Les formations du Mio-Pliocène représentées par les dépôts continentaux, qui sont de bas en haut:
 - Une bande de grés jaunâtres ;
 - Des argiles marneuses à gypse. L'épaisseur de cette formation est de l'ordre de 10m à 40m à partir des données des sondages carottées. Ces argiles marneuses forment la majorité de la couverture du sous bassin versant ;
 - Des conglomérats hétérogènes constitués d'éléments gréseux, carbonatés et silexites à matrice argilo-sableuse. Elles affleurent à l'entrée de village de Sidi Khelifa sur la rive gauche d'Oued Athmenia ;
 - Des dalles de calcaires lacustres d'épaisseur variable pouvant atteindre jusqu'à 5m, sont surmontées par des argiles rougeâtres. Ces formations affleurent sur les deux rives du barrage réservoir d'Oued El Kaïm ;
- Les dépôts Quaternaires qui forment la couverture récente de l'ensemble des formations précédents, sont constitués par des argiles jaunâtres à brunâtres avec une épaisseur de l'ordre du 1 mètre et des dépôts de sables et graviers le long de lit d'Oued Athmenia et ces affluents.

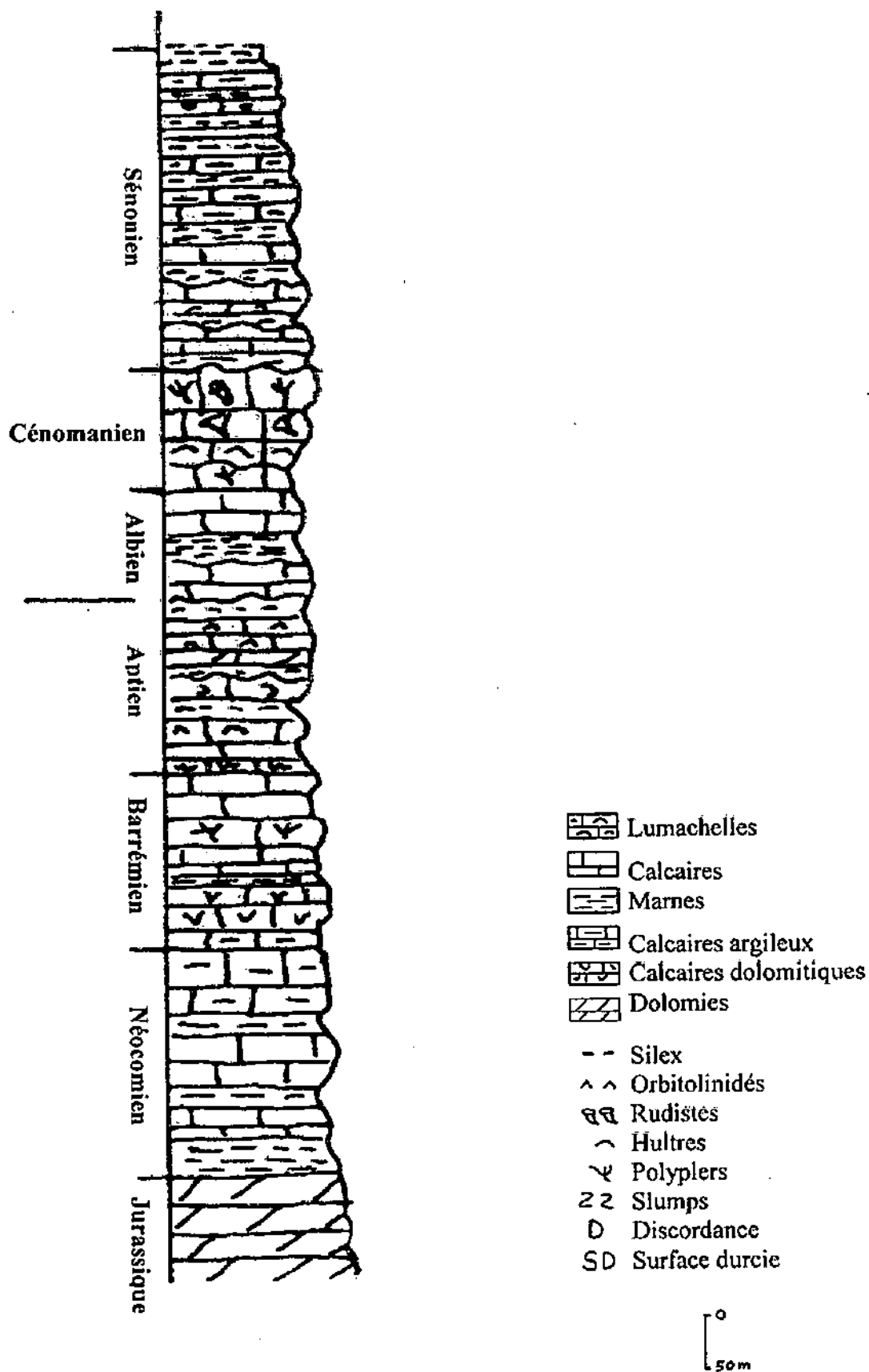


Fig. III-02 : Colonne lithostratigraphique des formations géologiques d'Oued Athmenia (Mami et al., 2001)

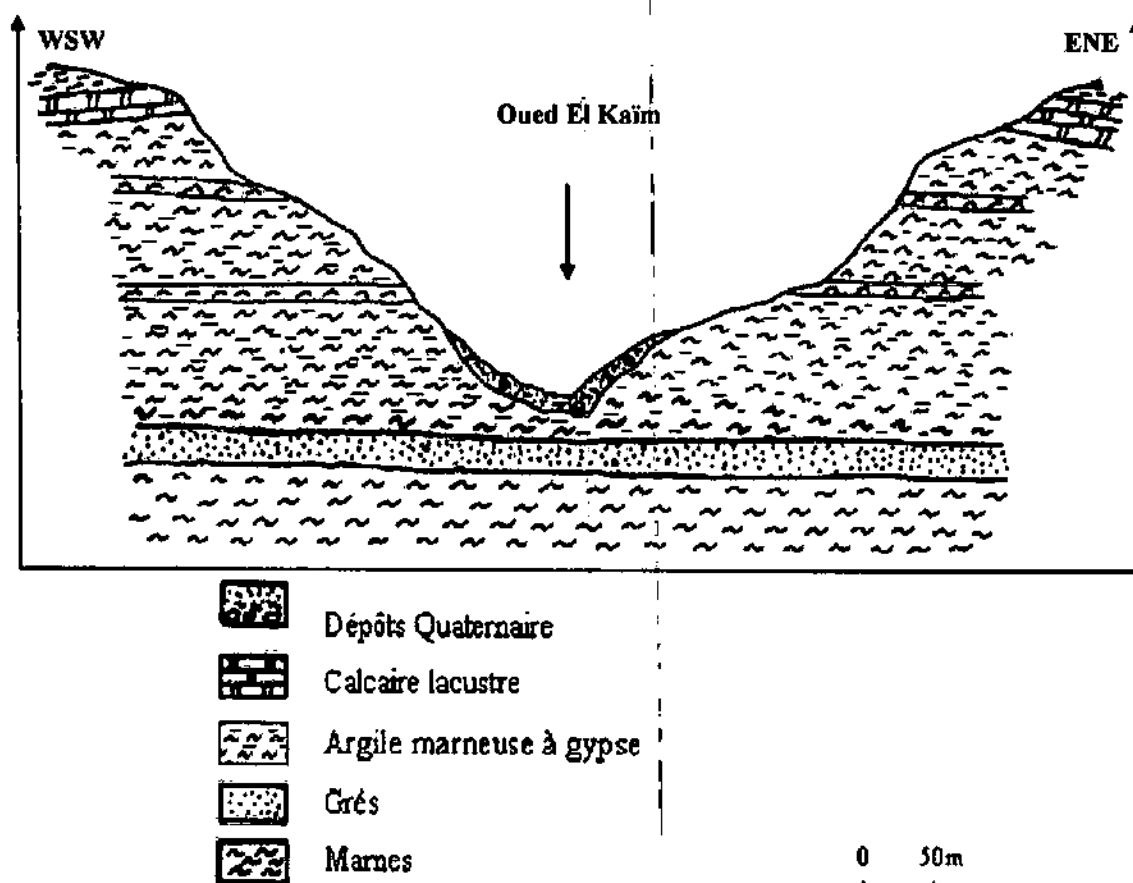


Fig. III-03 : Coupe géologique au niveau de l'axe du barrage.

L'assiette du barrage d'Oued El Kaïm est caractérisée par la présence de deux barres de calcaire lacustre, sur la rive gauche l'escarpement est orienté $N78^{\circ}E-8^{\circ}SE$, et sur la rive droite l'escarpement est orienté $N112^{\circ}E-6^{\circ}NW$.

Le lit d'Oued El Kaïm au fond de la cuvette ne dépasse les trois mètres de largeur, il est recouvert par une mince couche de sable fin limoneuse (vase) avec peu de graviers de nature calcaire, en dessous duquel des argiles jaunes à brune ont été reconnues.

I-3- Aperçu tectonique :

La figure (III-01) montre que les formations géologiques au niveau de la cuvette d'Oued El Kaïm constituent un anticlinal de direction NE-SW. Les couches plongent vers le NW et le SE avec une pente douce.

Sur terrain, la première observation montre l'existence d'une faille subparallèle à l'Oued El Kaïm de direction NW-SE.

A l'aval immédiat de l'axe de la digue principale K1, une faille perpendiculaire à l'axe de l'Oued et parallèle à l'axe de la digue principale K1, de direction NE-SW, est à l'origine du déplacement horizontal de type senestre, observé au niveau de la barre calcaire en rive droite comme en rive gauche.

Le long de cette faille, plusieurs sources sont visibles. La plus importante est celle observée à proximité de la route asphaltée en rive gauche.

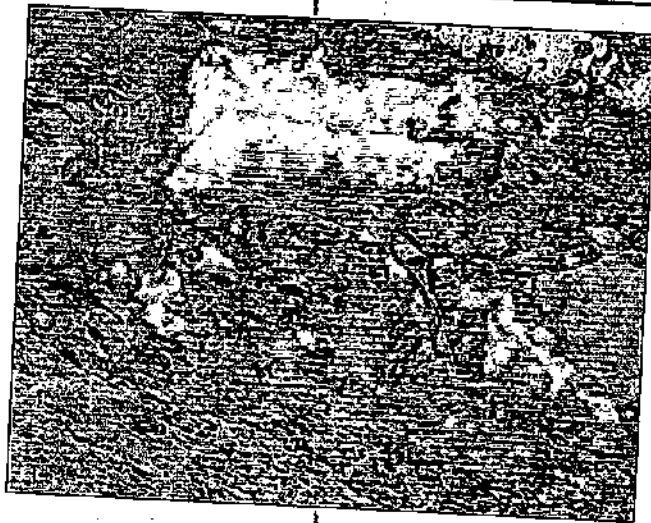


Photo III-02 : Source d'eau sur la rive gauche du barrage.

Deux autres failles de directions NW-SE et NNW-SSE sont identifiées au niveau de la cuvette, ces failles sont à l'origine des deux cols topographiques qui existent sur le versant droit de la cuvette. Le long de ces failles, plusieurs suintements sont identifiés. Ils se présentent sous forme de grandes taches humides dans le sol.

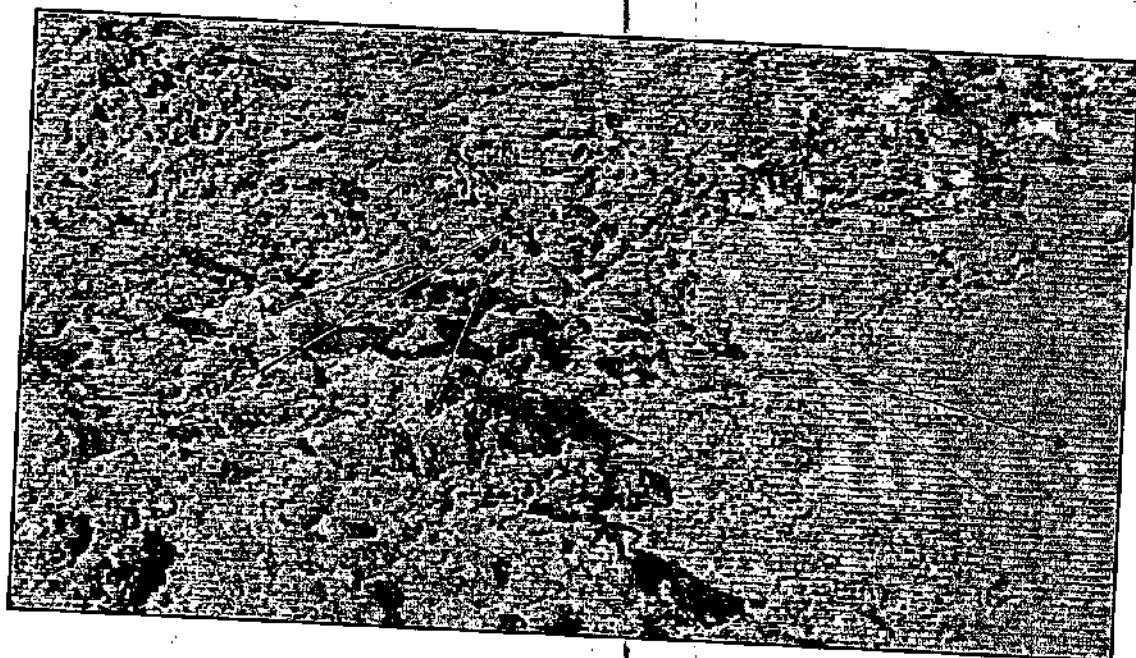


Photo III-03 : Sols humides au niveau de la rive droite.

II- Aperçu sismique :

Les séismes sont fonction des particularités tectoniques tels que les fronts de charriage (les limites des nappes) et les failles principales (la remontées du Trias, la subsidence des bassins) susceptible d'être à l'origine des séismes.

La région où se trouve le site du barrage d'Oued El Kaïm, située dans une région sismique classée (d'après Bockel 1999), comme peuvent subir des secousses d'intensité VI à VII, présente une activité moins importante comparée à la zone de Constantine ou des Babors.

Le séisme historique le plus fort qui a affecté la région était le 27/10/1985, d'une magnitude 5.9 (Ms), dont l'épicentre est situé au NE de Constantine.

En 2007, un séisme d'une magnitude non déterminée, lié à la présence de grandes failles, une N-S au massif de Chettaba-Zouaoui et passant par le centre de la commune d'Ibn-Ziad et l'autre E-W dans la limite est du bassin de Mila.

II-1-Règles parasismiques Algériennes (RPA) :

La règle parasismique Algérien (version 2003), divise le territoire national en cinq (05) zones de sismicité croissante (fig. III - 04), défini comme suite (Belkhiri, 2006) :

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

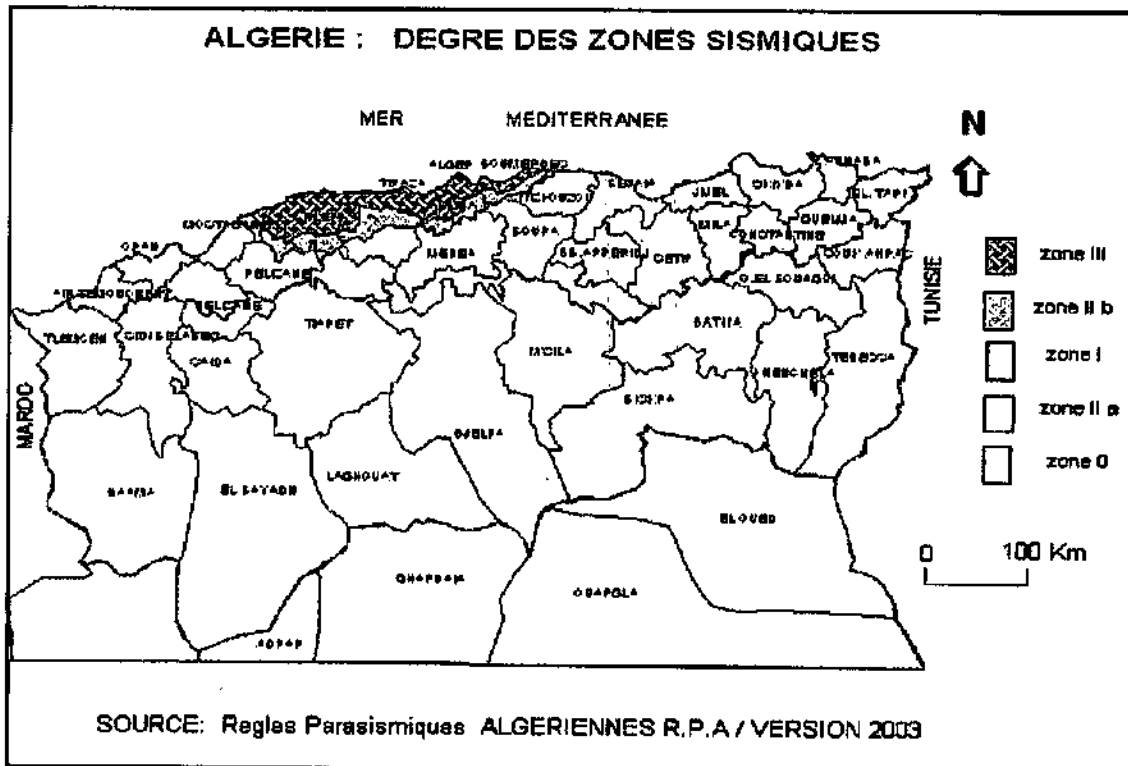


Fig. III-04 : Règle parasismique Algérien RPA (version 2003).

L'étude des cartes topographiques ainsi que les observations sur le terrain montrent une multitude de particularités morpho-géologiques au niveau de la région d'étude telles que :

- La présence de phénomènes tectono-gravitaires dans la région de Guerrada-Ras El Ma ;
- Escarpements de failles directionnelles avec chutes de blocs ;
- Arrêts et changement brutaux de certain relief au niveau de Kef Bonnano ;
- Le réseau hydrographique est très perturbé, il présente des changements brutaux de direction.
- Migration de lit d'Oued el Kaïm au niveau de l'assiette du barrage (Rapport ANB, 2000).

Toutes ces particularités morpho-géologiques indiquent que la région d'étude a dû connaître des périodes tectoniques et sismiques assez importantes dans un passé pas très lointain.

Par ailleurs, la construction d'un barrage même moyen, exige une meilleure compréhension de la néo-tectonique. L'identification des néo-structures qui en découlent en particulier les segments de failles actives et qui peuvent présenter un danger en cas de séisme.

Etudier la sismicité d'une région revient à :

- L'évaluation de la sismicité qui est basée en grande partie sur l'historique des événements sismiques (cyclicité des séismes).
- Etudier et analyser les traces laissées dans le paysage par d'anciens séismes et mouvements tectoniques.
- Identifier toutes les failles ou segments de failles actives et éventuellement leur cartographie (Rapport ANB, 2000).

CHAPITRE IV : _____

*Synthèse hydrologique et
hydrogéologique*

I- Introduction :

Pour le cas des bassins versants, il est indispensable de comprendre les principales caractéristiques hydroclimatiques de la région, essentiellement les précipitations et la température qui nous conduisent à calculer certains éléments nécessaires tel que l'évapotranspiration, le ruissellement et l'infiltration, pour arriver finalement à établir un bilan hydrologique et sa relation avec le système hydrologique de la région.

II- Caractéristiques morphologiques du sous-bassin versant d'Oued El Kaïm :

Selon la carte de situation des bassins versants en Algérie, notre sous-bassin versant appartient au bassin Kébir-Rhumel (fig. IV-01).

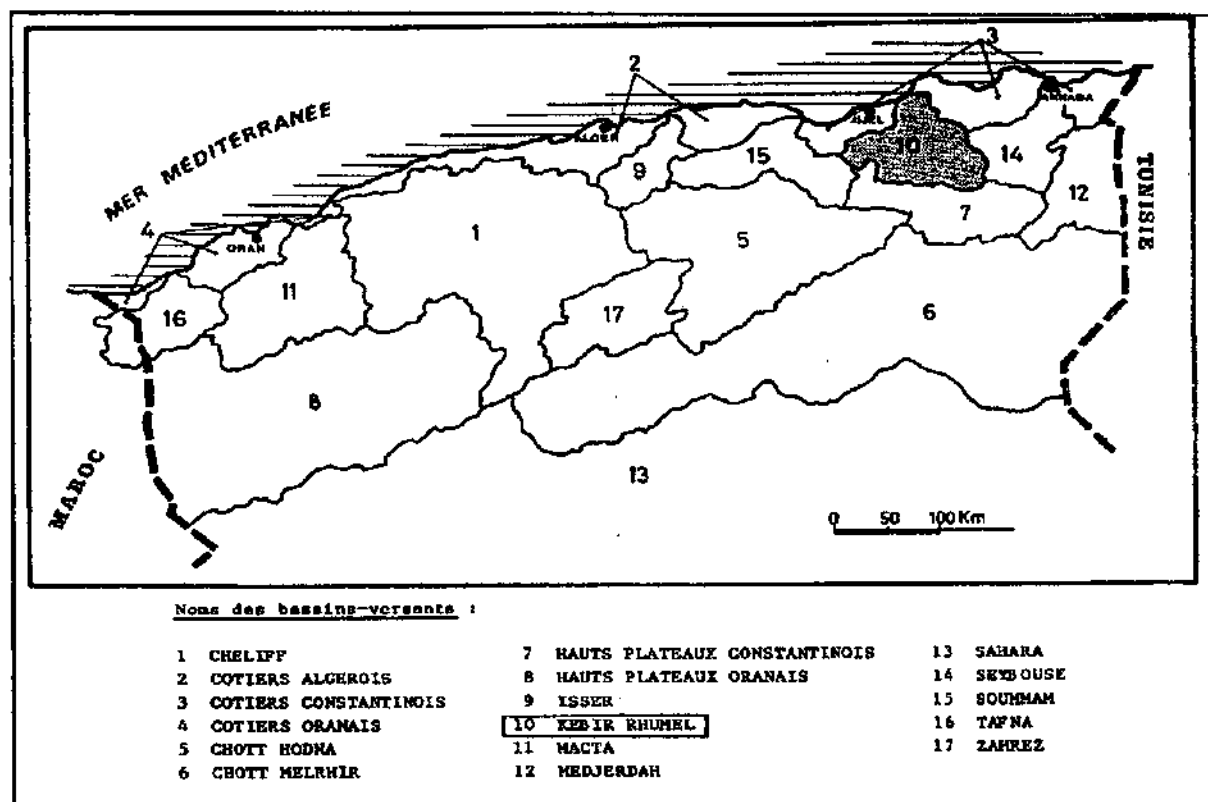


Fig. IV-01 : Carte de situation des bassins versant en Algérie (Mébarki, 1982).

II-1- Situation géographique du sous-bassin versant d'Oued El Kaïm :

La carte du réseau hydrographique (fig. IV-02) montre que le bassin supérieur correspondant à des sous bassins à l'amont de l'Oued Rhumel : le sous-bassin de l'Oued Bou Merzoug, de l'Oued Seguin, de l'Oued Dekri et de l'Oued Athmenia. Le dernier sous bassin est drainé par l'Oued Athmenia et ses affluents : Oued Bou Hammdoun et Oued El Kaïm.

Notre étude concerne le sous-bassin d'Oued El Kaïm. Il est limité au Nord par le sous-bassin versant d'Oued Ras El Ma, par le sous-bassin versant d'Oued Bou Hammdoun du côté SW et par le sous-bassin versant d'Oued Maïa du côté NE, qui appartient au sous-bassin versant d'Oued Koton.

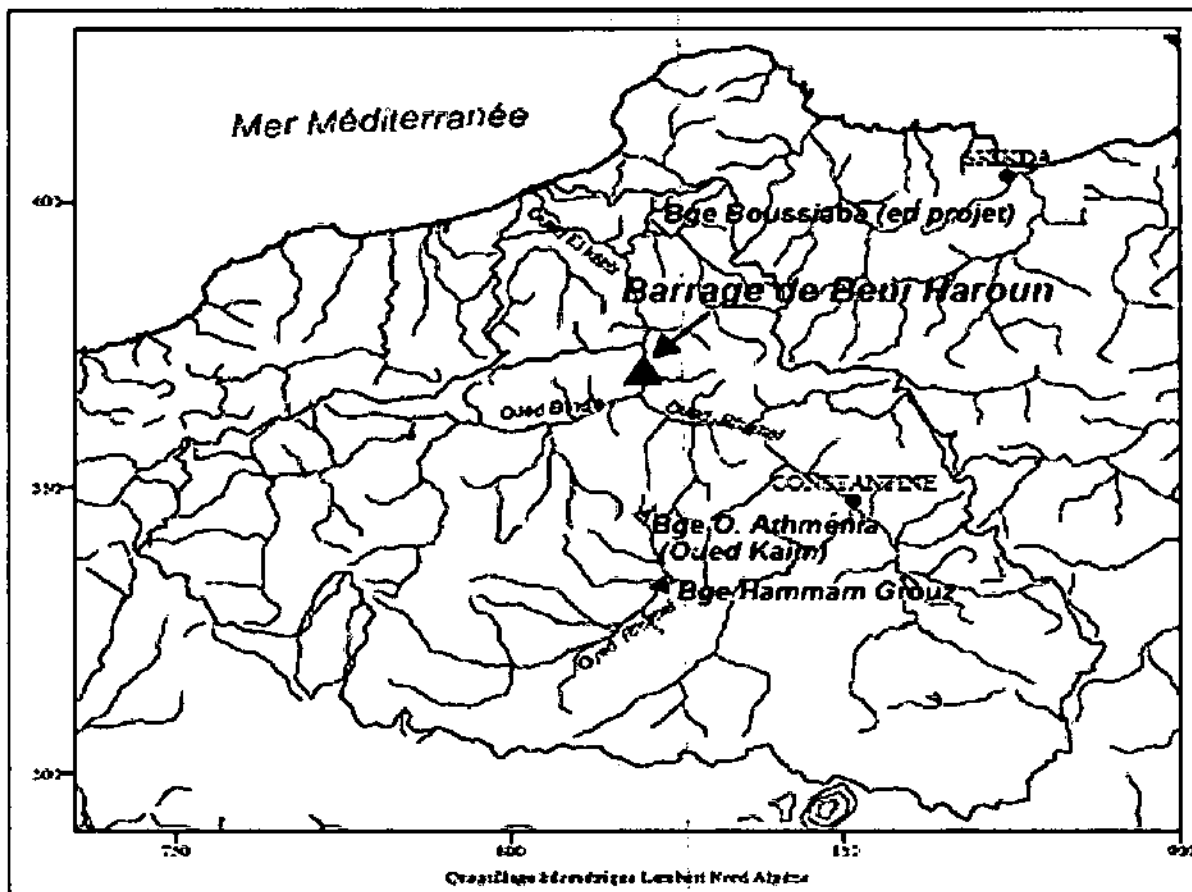


Fig. IV-02 : Situation du barrage réservoir d'Oued El Kaïm dans le Kébir -Rhumel (Mébarki, 2005).

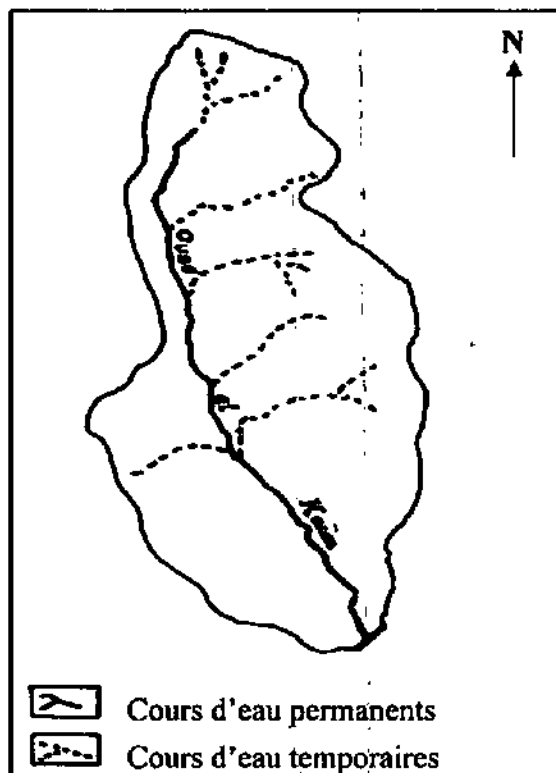


Fig. IV-03: Réseau hydrographique d'Oued El Kaïm.
 Extraite de la carte topographique N° =73 de la feuille de Constantine échelle 1 / 50 000

II-2- Paramètres du sous-bassin versant :

Un bassin versant est l'ensemble de la surface topographique qui draine la totalité des eaux tombant sur cette surface.

II-2-1- Paramètres physiques :**A/ La géologie :**

L'ensemble de la cuvette de la retenue d'Oued El Kaïm est représentée par des formations sédimentaires constituées essentiellement d'argiles et des marnes du Mio-Pliocène continental, recouvertes par des calcaires lacustres (HPE, 1988).

B/ La végétation :

La superficie du sous-bassin versant de l'Oued El Kaïm est occupée en grande partie par des cultures de Céréales et le Jachères, une petite partie par la culture maraîchères et le reste sont occupé par la végétation sauvage (HPE, 1988).

II-2-2- Paramètres géométriques :**A- Superficie :**

La planimétrie de la superficie du sous-bassin versant de l'Oued El Kaïm effectuée sur la carte topographique de Constantine à l'échelle : 1/50 000 donne :

$$S = 16.57 \text{ km}^2. \quad (\text{HPE, 1988})$$

B- Périmètre :

Sur la même carte de Constantine au 50 000e le périmètre du sous-bassin versant est de l'ordre de :

$$P = 12.25 \text{ km.}$$

C- Indice de forme ou compacité (Indice de Graviuis) :

L'indice de forme ou compacité est donné par :

$$C = \frac{0.28P}{\sqrt{S}} \quad (\text{HPE, 1988})$$

Avec :

C : indice de Graviuis.

P : périmètre du bassin versant en km.

S : superficie du bassin versant en km².

$$C = 0.84.$$

Nous avons $C = 0.84 < 1$, ce qui nous indique que le sous-bassin versant d' Oued El Kaïm est de forme allongée et non circulaire ($C = 0$).

D- Rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent est la forme géométrique de longueur « L » et de largeur « l », qui à la même surface que le bassin versant. Ce paramètre permet facilement la comparaison entre deux bassins versant.

La longueur du rectangle est en fonction de la compacité comme la donne la formule ci-dessous :

$$L = \frac{C\sqrt{S}}{1.12} \left\{ 1 + \sqrt{\left(1 - \frac{1.21}{1.35}\right)^2} \right\} \quad (\text{HPE, 1988})$$

Où :

S : superficie du bassin versant (km²).

C : indice de forme.

On obtient : **L = 4.4km.**

La largeur du rectangle « l » est déterminée en fonction de la surface du bassin versant « S » et la longueur « L » :

$$S = L \cdot l \quad (\text{HPE, 1988})$$

On obtient: **l = 3.8km.**

E- Longueur du talweg principal "L_p":

La longueur du talweg principal à été déterminée de la carte topographique de Constantine(E : 1/50 000) :

$$L_p = 5.75\text{km.}$$

II-2-3- Paramètres morphologiques :

A- La densité de drainage "D_d" :

C'est le rapport de la longueur totale des cours d'eau « L_t » à la surface du bassin versant « S » :

$$D_d = \sum L_i / S. \quad (\text{Réménieras, 1999})$$

La densité de drainage « D_d » a été tirée des rapports de l'entreprise Hydro Projet Est. Elle est comme suit :

$$D_d = 1.46 \text{ km/km}^2.$$

On a:

$$S = 16.57 \text{ km}^2. \quad \Rightarrow \quad \sum L_i = 24.2 \text{ km.}$$

B- Coefficient de torrentialité "C_t" :

Le coefficient de torrentialité est un paramètre qui permet d'avoir une idée sur l'importance de l'érosion :

$$C_t = D_d \cdot F1 \quad (\text{Réménieras, 1999})$$

Où :

F1 : la fréquence des cours d'eau de premier ordre par unité de surface, elle est donnée par :

$$F1 = N_1 / S$$

Avec :

N_x : nombre des cours d'eau d'ordre (1).

S : superficie du bassin versant (km^2).

Donc : $C_t = 1.23$

Le coefficient de torrentialité du sous-bassin versant de l'Oued El Kaim est très faible, ce qui explique le faible taux de transport solide charrié par le cours d'eau.

C- Temps de concentration " T_c " :

Le temps de concentration " T_c ", est déterminé par la formule de Giandotti comme suit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{Réméniéras, 1999})$$

Avec :

L_p : la longueur du talweg principal (km).

$$T_c = 3.6 \text{ heures.}$$

D- La vitesse d'écoulement de l'eau " V_e " :

Elle est donnée par : $V_e = L_p / T_c$; (Réméniéras, 1999)

Avec :

$L_p = 5.75 \text{ km} = 5750 \text{ m}$.

$T_c = 3.6 \text{ heures} = 12960 \text{ seconds}$.

$V_e = 0.44 \text{ m/s}$.

On observe que la valeur de T_c et la valeur de V_e sont très faibles, ce qui ne pose pas le problème d'affouillement au niveau d'Oued El Kaim.

Tableau IV-01 : Tableau récapitulatif des différents paramètres géomorphologiques du bassin versant de l'Oued El Kaim.

Paramètre	symboles	unités	valeurs
Superficie	S	Km^2	16.57
Périmètre	P	Km	12.25
Altitude maximale	H_{max}	m	966
Altitude moyenne	H_{moy}	m	875
Altitude minimale	H_{min}	m	800
Longueur du talweg principale	L_p	Km	5.75
Longueur du rectangle équivalent	L	Km	4.4
Largeur du rectangle équivalent	I	Km	3.8
Indice de forme	C	-	0.84
Densité de drainage	D_d	Km/km^2	1.46
Coefficient de torrentialité	C_t	-	1.23
Temps de concentration	T_c	Heure	3.6
Vitesse d'écoulement	V_e	m/s	0.44

III- Caractéristiques climatiques :**III-1- Pluviométrie Moyenne Annuelle :**

La région d'étude se trouve dans une zone de transition entre les hauts plateaux et le tell, à une altitude comprise entre 750 et 800m.

Cette situation entraîne des taux de précipitation d'une moyenne annuelle de 366.96mm/an (HPE, 1988).

La station la plus proche du site du barrage d'Oued El Kaïm est celle du barrage Grouze. Les données de cette station concernant la période 1987-2006.

III-2- Pluviométrie Moyenne Mensuelle "P.M.M" :

Tableau IV-02 : Pluviométries Moyennes Mensuelles durant la période : 1987-2006 (station du Barrage Grouze).

Années	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J ⁿ	J	A	Total (mm)
1987	7,3	63,2	46,2	38,3	32,8	83,3	34,9	38,4	44,8	6,2	68	-	463,4
1988	18,4	8,5	186	-	31,4	34,2	48,4	51,9	36,9	46,5	3	0,6	465,8
1989	54,5	72,1	82,8	1291	186	-	27,1	62	22,7	54,3	4,6	-	1857,1
1990	9,7	8,8	85,7	66,3	148	149,31	166,41	52,3	34,5	4,6	1,3	0,8	727,73
1991	38,5	95,4	15,9	19,4	16,8	21,9	73	51,2	67,4	11	0,6	3	414,1
1992	7	3	6,6	36,7	15	28,1	9	27,9	59	6,7	7	3,7	209,7
1993	20,3	9,6	10,6	69,2	18,2	12,5	14,4	9,3	63,2	7,4	-	1,6	236,3
1994	8,5	77,5	8,4	28,8	53	44,6	15,5	32,6	3,5	-	0,4	-	272,8
1995	74,4	8,6	36	36,5	13,7	18,3	54,2	39,2	8,7	25,1	-	-	314,7
1996	7,3	9,8	13,1	42,7	51,3	119,5	-	33,3	53,5	48,5	3,9	11,3	394,2
1997	72	29,5	74,2	64,8	52,2	7,7	8,5	51,1	15,6	23,2	7	36,9	442,7
1998	76,6	24	133,4	31,6	14,1	28,8	19	78,6	58,8	22,1	2,3	6,7	496
1999	103,1	39,3	36,7	80,8	62,6	14,6	33,8	25,2	18,4	28,8	1,8	15,6	460,7
2000	5,2	19,3	11,9	36,5	13,4	11,9	23,2	23,1	58,5	16,5	-	10,1	229,6
2001	88,9	16,8	27	12,1	67,1	17	10,2	24,8	31,3	-	-	6,4	301,6
2002	11,7	11	129,9	97,7	13,8	27,2	29,6	18,3	12,4	2,8	-	15,8	370,2
2003	8,2	48,8	14	95,7	194,7	31,6	38,1	71,6	42,5	5,9	25,2	8,9	585,2
2004	20,9	46,2	136,7	134	60,9	12	-	64,1	0,7	28,4	-	34,3	604,2
2005	165,8	101,3	66,6	34,8	37,1	65,6	28,3	53,5	7,3	-	11,6	9,5	581,45
2006	-	-	-	-	83,7	31,3	21	43	108	-	11,6	-	299,4
Moyenne Mensuelle	39,91	34,63	56,08	110,84	58,29	37,97	32,73	42,57	40,7	16,89	7,97	8,25	486,34

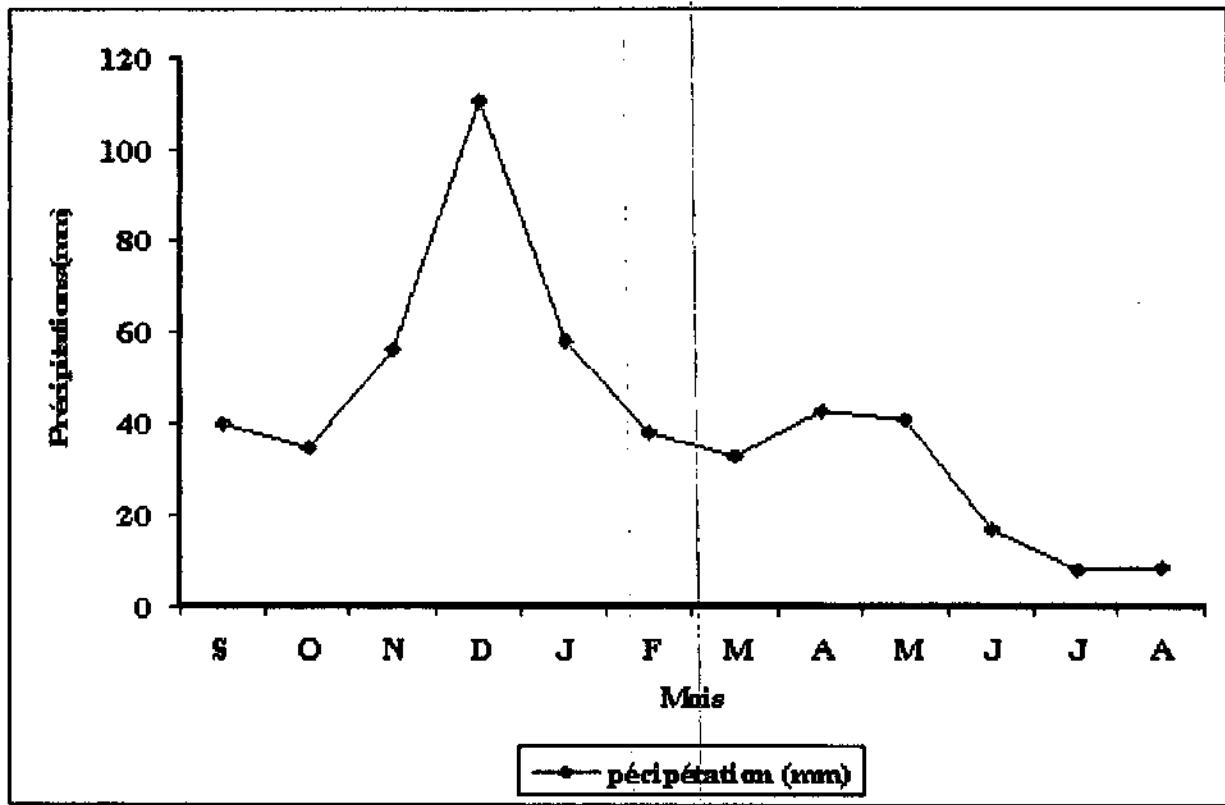


Fig. IV-04 : Distribution des précipitations moyennes mensuelles durant la période : 1987-2006 (station du Barrage Grouze).

Cette série de données pluviométriques permet de faire ressortir les différents aspects pluviométriques caractérisant le sous-bassin versant et de cerner la variabilité des pluies sur 20 ans d'observations.

Selon les données, l'année la plus pluvieuse qu'a connu la région correspond à l'année 1987, durant laquelle a été enregistré le plus fort taux de précipitation avec une moyenne de 463,4mm, alors que l'année sèche est l'année 1992 avec une basse quantité de précipitation de l'ordre de 209.7mm. La moyenne annuelle de précipitation au cours 20 ans est de 486.34mm/an.

III-3- Pluviométrie Moyenne Saisonnière "P.M.S" :

Tableau IV-03 : Pluviométries Moyennes Saisonnières durant la période : 1987-2006 (station du Barrage Grouze).

Saisons / Période	Pluviométrie Moyennes	Automne	Hiver	Printemps	Eté
1987-2006	P.M.S (mm)	130.62	207.1	116.02	32.51
	P.M.S (%)	26.29	42.58	23.85	6.68

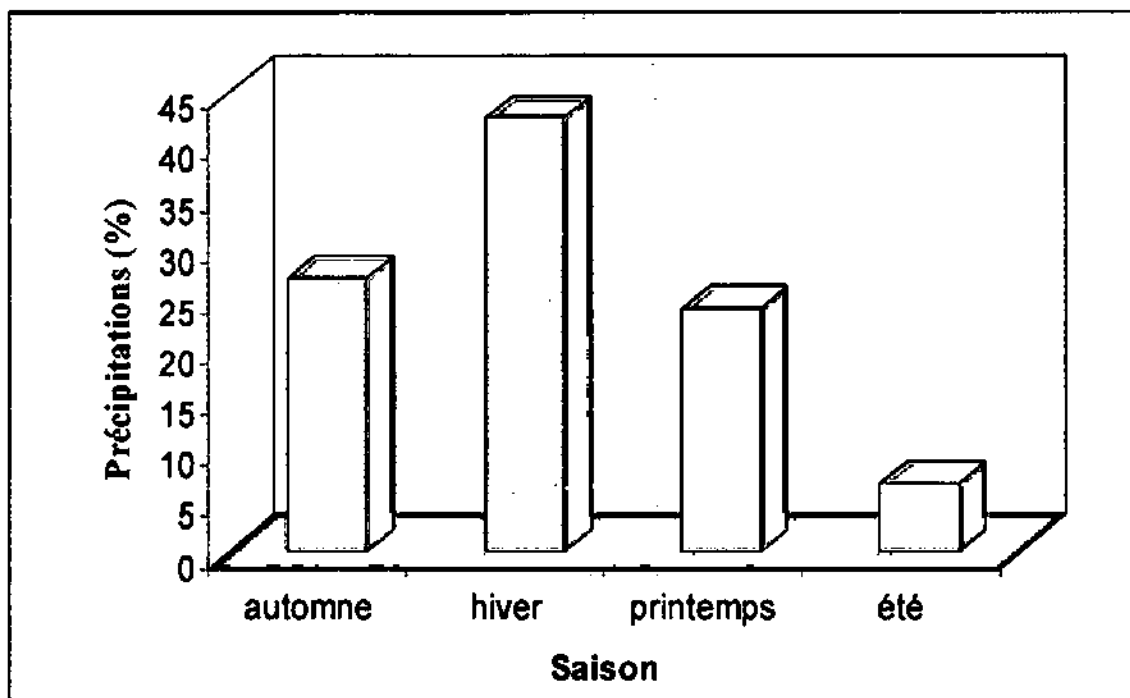


Fig. IV-05 : Répartition de précipitations moyennes saisonnières durant la période : 1987-2006 (Station du Barrage Grouze).

L'histogramme de répartition de la pluviométrie moyenne saisonnière, montre que presque la moitié de la lame reçue par le bassin versant se manifeste en hiver

III-4- La température :

La température est un facteur qui contrôle le bilan hydrologique et permet l'estimation de l'évapotranspiration.

C'est bien évident que les contrastes importants de température (écart considérable de température) entre le jour et la nuit à un effet négatif sur le comportement des sols et des roches. En effet, les contrastes importants de température entraînent la désagrégation mécanique des roches.

Tableau IV-04 : Températures Moyennes Mensuelles et Saisonnières durant la période : 1987-2006 (station du Barrage Grouze).

La période 1987-2006	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne en °C
Moyenne mensuelle en °C	21.29	17.3	11.21	7.42	7.51	7.79	11.29	14.03	17.69	22.58	25.57	22.8	15.54
Moyenne saisonnière en °C	16.6			7.57			14.33			23.65			

L'examen du tableau (IV-04) illustrant les variations de température, montre que la température moyenne saisonnières est de l'ordre de 23.65°C en Été et de 7.57°C en Hiver et la température moyenne mensuelles atteint son maximum au mois de Juillet (25.57°C) et son minimum au mois de Décembre (7.42°C). La moyenne annuelle de la température est de l'ordre de 15.54°C.

III-5- Relation précipitation- température (Graphe Ombro-Thermique) :

Le graphe ombro-thermique (courbe pluvio-thermique) est établi selon la règle de Ganssen et Bagnons (1953), dont le principe est le suivant :

Lorsque on dit un mois sec, c'est celui où le total moyen des pluviométries est inférieur ou égal au double de la température moyenne du même mois ($P \leq 2T$) (Degoutte, 1997).

Tableau IV-05 : Valeurs moyennes mensuelles des pluviométries et températures durant la période : 1987-2006 (Station Barrage Grouze).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P (mm)	39.91	34.63	56.08	110.84	58.29	37.97	32.73	42.57	40.72	16.89	7.37	8.25
T (°c)	21.29	17.3	11.21	7.42	7.51	7.79	11.29	14.03	17.69	22.58	25.57	22.8

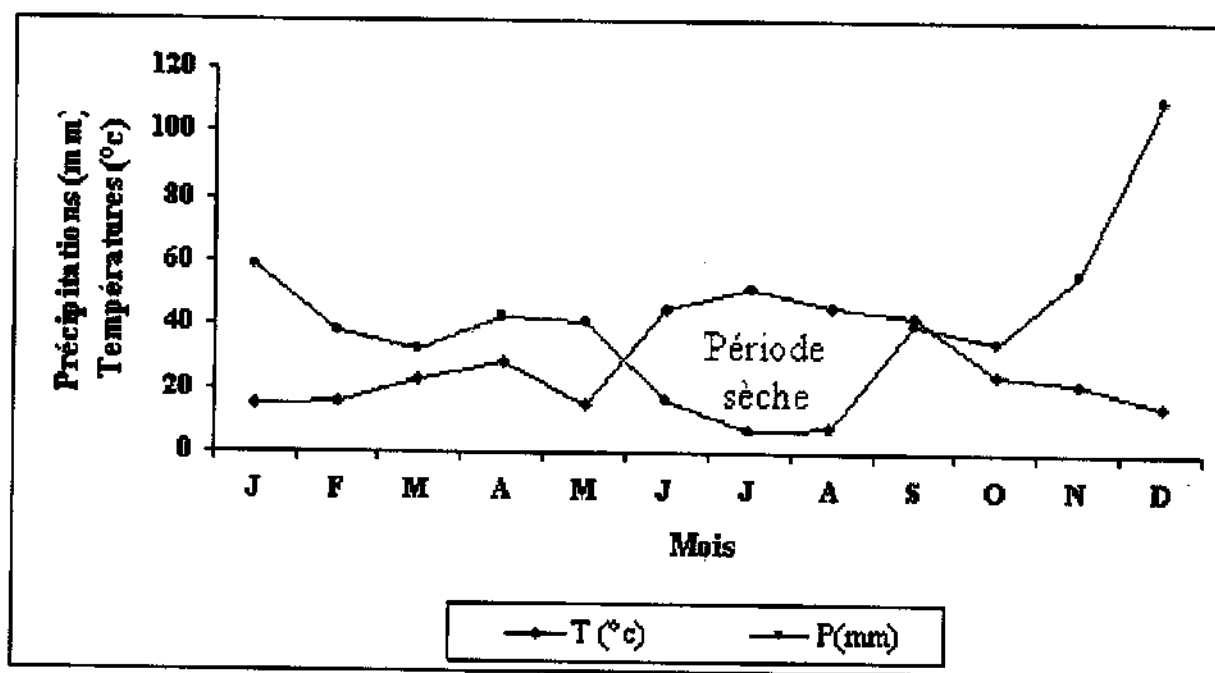


Fig. IV-07: Graphe Ombro-Thermique durant la période : 1987-2006 (Station du Barrage Grouze).

La figure (IV-07) montre que :

- La courbe thermique se situe au dessous de la courbe de précipitation depuis la mi-Septembre jusqu'à la fin de Mai, tandis que du début de Juin jusqu'à la mi-Septembre la courbe thermique se trouve au dessus de celle de la pluviométrie.
- Donc, la région subit annuellement une période de sécheresse, s'étalant entre le mois de Juin au mois de Septembre.

III-6- L'Humidité :

L'humidité est 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 peut jouer le rôle de facteur catalyseur pour les réactions d'altération chimique des roches à la surface, comme par exemple le phénomène d'oxydation.

Tableau IV-06 : Valeurs moyennes mensuelles et saisonnières de l'humidité relative durant la période : 1987-2006 (Station du Barrage Grouze).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
H.M.M	91.2	90.72	78.55	69.3	74.4	84.7	88.3	94.75	95.35	91.7	84.4	81.45
H.M.S	86.82			76.13			92.8			85.98		

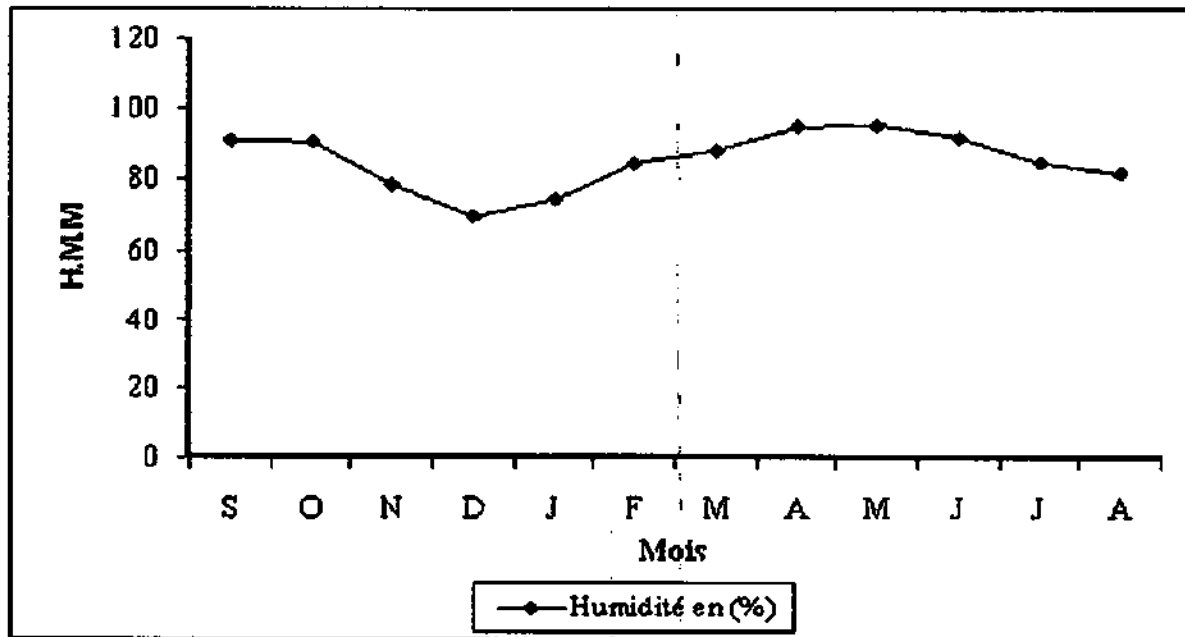


Fig. IV-08: Répartition de l'humidité durant la période : 1987-2006 (Station du Barrage Grouze).

Selon les résultats obtenues, l'humidité moyenne mensuelle atteint un maximum au mois de mai (95.35%) et un minimum au mois de décembre (69.3%).

III-7- L'Aridité :

C'est l'état du climat qui permet d'évaluer le phénomène de désagrégation et d'érosion. L'indice d'aridité " I " est donné par la formule de E. Martonne :

$$I = \frac{P_{\text{moy}}}{T_{\text{moy}} + 10} \quad (\text{Réméniéras, 1999})$$

Avec : I : indice d'aridité de E. Martonne.

P_{moy} : précipitation moyenne annuelle (mm).

T_{moy} : température moyenne annuelle (°C).

E. Martonne donne aussi une classification correspondant des types de climats selon l'indice d'aridité "I" :

- I < 10 ⇒ la région est très sec.
- I < 20 ⇒ la région est sec.
- I < 30 ⇒ la région est humide.
- I > 30 ⇒ la région est très humide.

Pour la région étudiée: $I = 19.04 \Rightarrow$ Donc la région d'Oued El Athmenia est caractérisée par un climat sec.

III-8- Le vent :

La région d'Oued Athmenia est généralement traversée par des vents d'une vitesse moyenne de 1.346 m/s.

III-9- L'évaporation :

Tableau IV-07 : Evaporation moyenne mensuelle et saisonnière durant la période : 1987-2006 (Station du Barrage Grouze).

Saisons	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Moy-annuelle (mm)
Mois	S	O	N	D	J	F.	M	A	M	J	J	A	
Evaporation moyenne mensuelle	134.1	93.12	51.26	37.68	38.47	47.11	78.65	90.81	140.6	183.8	226.6	194.1	109.707
Evaporation moyenne saisonnière	92.8			41.08			103.38			201.52			

Le tableau IV-07, montre que l'évaporation atteint son maximum au mois de Juillet (226.62mm) et son minimum au mois de Décembre (37.68mm). L'évaporation moyenne annuelle est de l'ordre de 109.707mm

III-10- Bilan hydrologique :

L'établissement d'un bilan hydrologique est indispensable pour quantifier les pertes en eau par évapotranspiration et le rapport d'eau infiltrée par rapport au ruissellement. Il est établi selon la formule suivante :

$$P = E.T.R + R + I + W_a \quad (\text{Réménieras, 1999})$$

Avec :

P : précipitation moyenne annuelle en mm.

ETR : évapotranspiration réelle en mm.

I : infiltration en mm.

R : ruissellement en mm.

W_a : variation des réserves.

III-10-1- Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP) :

Selon Thornthwaite l'évapotranspiration correspond à l'évaporation à partir d'une surface d'un gazon court poussant activement et recouvrant totalement le sol de hauteur uniforme et bien pourvu d'eau.

Pour calculer l'ETP, on a utilisé la formule de C.W. Thornthwaite :

$$ETP = 16 \left(\frac{10T}{I} \right)^a \quad (\text{Réménieras, 1999})$$

Avec :

ETP : évapotranspiration potentielle en mm.

T : température moyenne annuelle en °C.

I : indice de chaleur, c'est la somme des indices thermiques moyennes mensuelles ' i ' où :

$$I = \sum i \quad \text{avec: } i = (T/5)^{1.514} \quad (\text{Réméniéras, 1999})$$

a : l'exposant climatique égale à :

$$a = \frac{1.6I}{100} + 0.5 = 0.016I + 0.5 \quad (\text{Réméniéras, 1999})$$

L'évapotranspiration corrigée est donnée par la relation suivante :

$$ETP_{\text{corrigée}} = ETP \times K = 16 \times (10T/D)^a \times K \quad (\text{Réméniéras, 1999})$$

Où : K : coefficient de correction en fonction de la latitude et du mois considéré.

Tableau IV-08 : Estimation de l'évapotranspiration potentielle (ETP) selon Thornthwait durant la période : 1987-2006 (Station Barrage Grouze)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
P (mm)	39.91	34.63	56.08	110.84	58.29	37.97	32.73	42.57	40.72	16.89	7.37	8.25	486.34
T (°C)	21.29	17.3	11.21	7.42	7.51	7.79	11.29	14.03	17.69	22.58	25.57	22.8	15.54
i	8.94	6.54	3.39	1.81	1.85	1.95	3.43	4.76	6.77	9.8	11.83	9.94	/
ETP (mm)	96.32	68.64	33.6	17.12	17.44	18.56	34.08	48.64	71.2	106.08	130.08	107.6	749.44
K	1.03	0.97	0.86	0.84	0.87	0.85	1.03	1.10	1.21	1.22	1.24	1.16	/
ETP _{cor} (mm)	99.2	66.58	28.89	14.38	15.17	15.77	35.1	53.5	86.15	129.4	161.2	124.9	830.34

III-10-2- Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR) :

D'après Thornthwait, plusieurs cas sont à considérer : (Réméniéras, 1999)

Si : P > ETP : ETR = ETP ; il reste une quantité d'eau P-ETP qui va alimenter la RFU (Réserve Facilement Utile).

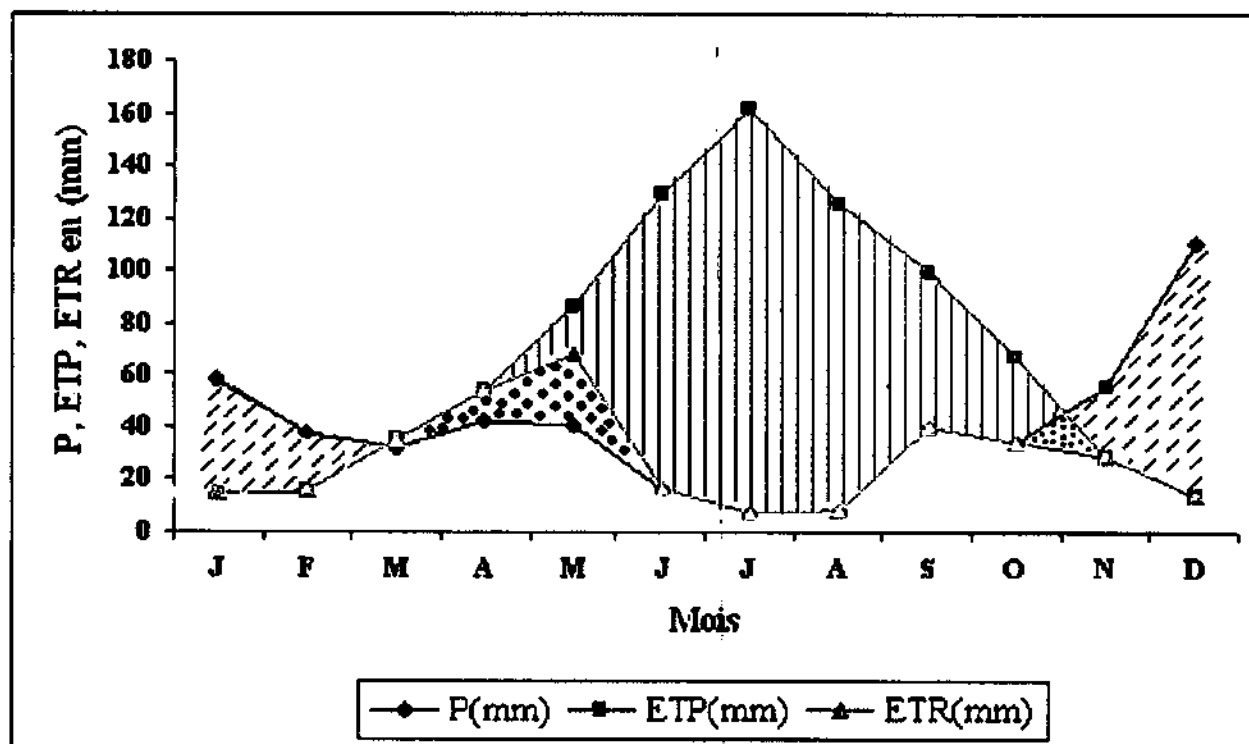
Si : P < ETP et RFU = 0 ; ETR = P.

Si : P < ETP et RFU ≠ 0

$$\left\{ \begin{array}{l} P + RFU > ETP, ETR = ETP. \\ P + RFU < ETP, ETR = P + RFU. \end{array} \right.$$

Tableau IV-09 : Estimation de l'évapotranspiration réelle (ETR) selon Thornthwait durant la période : 1987-2006 (Station Barrage Grouze)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
<i>P</i> (mm)	39.91	34.63	56.08	110.8	58.29	37.97	32.73	42.57	40.72	16.89	7.37	8.25	486.3
<i>ETP_{cor}</i> (mm)	99.2	66.58	28.89	14.38	15.17	15.77	35.10	53.5	86.15	129.4	161.2	124.9	830.3
<i> P-ETP </i> (mm)	59.29	31.95	27.14	96.46	43.12	22.2	2.37	10.93	45.43	112.5	153.9	116.6	344.1
<i>RFU</i> (mm)	-	-	27.14	40	40	40	37.63	26.7	-	-	-	-	211.47
<i>ETR</i> (mm)	39.91	34.63	28.89	14.38	15.17	15.77	35.10	53.5	67.42	16.89	7.37	8.25	337.18
<i>Excédent Wa</i> (mm)	-	-	-	83.6	43.12	22.2	-	-	-	-	-	-	148.92
<i>Déficit Agricole DA</i> (mm)	59.29	31.95	-	-	-	-	-	-	18.73	112.5	153.9	116.6	492.97







-  : Excédent d'eau.
-  : Déficit agricole.
-  : Recharge en eau du sol.
-  : Epuisement de réserve.

Fig. IV-05 : Représentation graphique du bilan hydrologique pour la période : 1987-2006 (Station Barrage Grouze).

Les résultats du bilan d'eau représenté par le graphique montre que :

- Au mois de Décembre, les valeurs de précipitations atteignent leur max (110.874mm), par contre, l'ETP atteint son min(14.38mm), cette dernière atteint son max(161.29mm) au mois de Juillet, là où les précipitations atteignent leur min (7.37mm).
- La courbe qui représente ETP donne une meilleure symétrie que celle des précipitations, ceci est expliqué par l'homogénéité de ETP durant l'année par ce qu'elle est en fonction de la température. Par contre les précipitations sont irrégulières d'un mois à un autre ou d'une année à l'autre.
- La recharge en eau commence à partir du mois de Novembre.
- Les écoulements deviennent importants à partir du mois de Décembre.

III-10-3- Calcul du Ruissellement " R " :

Selon Thorntwaite :

$$R = \frac{P^3}{3(ETP)^2} \quad (\text{Réméniéras, 1999})$$

Avec :

$$P = 486.34\text{mm} = 0.486\text{m.}$$

$$ETP = 830.34\text{mm} = 0.83\text{m.} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{R = 55.54\text{mm}}$$

Soit: $\mathbf{R = 11.42 \%}$ des précipitations.

III-10-4- Calcul d'infiltration moyenne " I " :

$$\mathbf{P = ETP + R + I + W_a.} \quad (\text{Réméniéras, 1999})$$

Où: W_a : excédent ou waters surplus en mm.

Avec :

$$ETR = 397.28\text{mm.}$$

$$R = 55.54\text{mm.}$$

$$P = 486.34\text{mm.}$$

$$\text{Considérons: } W_a = 0 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{I = 33.52\text{mm}}$$

Soit : $\mathbf{I = 6.89\%}$ des précipitations.

IV- Comblement de la retenue :

Dans le cadre de la mobilisation des ressources en eau superficielles en vue d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est l'eau.

L'Hydro Projet Est, à réaliser des études d'inventaire de site de retenues collinaires et de barrages a travers la wilaya de Mila, parmi celles, le sous-bassin versant d'Oued El Kaïm (HPE, 1988).

IV-1- Calcul des apports liquides :

L'évaluation des apports liquides est estimée à partir des formules empiriques suivantes :

IV-1-1- Formule de Sami :

$$L_e = \overline{P_a^2} (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{Réménieras, 1999})$$

Avec :

L_e : lame d'eau écoulée (mm/an).

$\overline{P_a^2}$: Pluviométrie moyenne annuelle (mm).

S : superficie du bassin versant (km²) $\Rightarrow L_e = 168.41 \text{ mm/an.}$

$\overline{A} = L_e \cdot S \cdot 10^{-3}$ où : \overline{A} : apport d'eau ruisselée (Hm³/an).

Alors que : $A = 2.79 \text{ Hm}^3/\text{an.}$

IV-1-2- Formule de Turc :

$$L_e = P_a - \frac{\overline{P_a}}{\sqrt{0.9 + \frac{P_a^2}{L^2}}} \quad (\text{HPE, 1988})$$

Où : $L = 300 + 25 T + 0.05T^3$

T : la température moyenne annuelle (°C)

$L_e = 208.95 \text{ mm/an}$ alors que : $\overline{A} = 3.46 \text{ Hm}^3/\text{an.}$

IV-1-3- Formule Algérienne :

$$L_e = P_a \left(1 - 10^{-K \overline{P_a^2}} \right) 10^3 \quad (\text{HPE., 1988})$$

Avec :

$K = 0.18 - 0.01 \text{ Log } S$

$L_e = 151.09 \text{ mm/an, on obtient: } \overline{A} = 2.5 \text{ Hm}^3/\text{an.}$

IV-1-4- Formule de Moullet- Gauthier :

$$L_e = 0.6 \overline{P_a} \left(1 - 10^{-0.36 \overline{P_a^2}} \right)$$

$L_e = 179.38 \text{ mm/an}$ donc : $\overline{A} = 2.97 \text{ Hm}^3/\text{an.}$

IV-1-5- Formule de l'ANRH :

$$\overline{A} = 0.513 \times \overline{P_a}^{2.683} \times D_d^{0.5} \times S^{0.841} \quad (\text{HPE, 1988})$$

Où : D_d : la densité de drainage (km/km²).

$\overline{A} = 3.19 \text{ Hm}^3/\text{an}$ alors que : $L_e = 192.51 \text{ mm/an.}$

IV-1-6- Formule de Padoun :

$$L_c = 0.915 (P/1000)^{2.604} \times S^{0.842} \times 31.536 \quad (\text{HPE, 1988})$$

$$L_c = 154.2 \text{ mm/an} \quad \text{donc : } \bar{A} = 2.55 \text{ Hm}^3/\text{an.}$$

Les résultats obtenus par les six formules sont motionnés dans le tableau suivant :

Formules	Sami	Ture	Formule Algérienne	Moulet-Gauthier	ANRH	Padoun
L_c (mm/an)	168.41	208.95	151.07	179.38	192.51	154.2
A (Hm ³ /an)	2.79	3.46	2.5	2.97	3.19	2.55
\bar{A} (m ³ /an)	2.79×10^6	3.46×10^6	2.5×10^6	2.97×10^6	3.19×10^6	2.55×10^6
Moyenne (Hm ³ /an)	2.91 Hm ³ /an					

Tableau IV-10 : Calcul des apports liquides par différentes formules.

IV-2- Calcul des débits maximaux " Q_{\max} " :

IV-2-1- Formule rationnelle :

$$Q_{\max} = \frac{0.28 C_c P_{tc}}{T_c S} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (\text{HPE, 1988})$$

Où :

C_c : coefficient de compressibilité (0.4).

P_{tc} : pluies de courte durée (T_c).

T_c : temps de concentration en heure.

S : superficie du bassin versant (km^2).

IV-2-2- Crue moyenne d'après la formule de SAMI :

$$Q_{\text{moy}} = 0.00741 \times P_{j_{\max}} \times S \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (\text{HPE, 1988})$$

Où :

$P_{j_{\max}}$: pluie journalière maximale pour une fréquence donnée.

$$P_{j_{\max}} = \frac{\overline{Pj_{\max}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Avec :

$\overline{Pj_{\max}}$: Moyenne des précipitations maximums journalières (mm).

C_v : coefficient de variation (0.35).

u : variable aléatoire de Gauss.

IV-2-2- Formule de Giandotti :

$$Q_{\max} = \frac{P_{tc} \cdot 24}{P_f T_c} Q_{\text{moy}} \quad (\text{HPE, 1988})$$

IV-2-3- Formule de Sokolovsky:

$$P_{tc} = P_{j\max} (T_c / 24)^b \quad (\text{HPE, 1988})$$

$$Q_{\max} = 0.168 \times P_{tc} \times (C_c \times S / T_c) \text{ (m}^3\text{/s)}.$$

Avec:

b: exposant climatique (0.40).

C_c: coefficient de ruissellement (0.40).

IV-2-4- Formule de Turazza:

$$Q_{\max} = \frac{S P_{tc}}{3.6 T_c} \quad (\text{HPE, 1988})$$

Où: C: coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence.

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus pour les débits :

Fréquence %	50	20	10	5	2	1	0.1
Période de retour en année	2	5	10	20	50	100	1000
Formule rationnelle	4.61	12.28	17.20	20.58	24.57	30.71	42.07
Formule Sokolovsky	5.03	13.42	18.79	22.48	26.84	33.55	45.96
Formule Giandotti	7.31	19.51	27.31	32.67	39.01	48.77	66.81
Formule Turazza	-	-	53.32	-	-	60.94	68.55
moyenne	5.65	15.07	29.155	25.24	30.14	43.49	55.84

Tableau IV-11 : Calcul des débits Q_{\max} pour différentes fréquences.

Crue moyenne d'après la formule de Sami :

$$Q_{\text{moy}} = 14.06 \text{ m}^3\text{/s}.$$

IV-2- Estimation des apports solides :

L'estimation des apports solides dépend de l'étendue et du relief du bassin versant, de la nature géologique et de la résistance des formations à l'érosion. Cette dernière est liée d'une part à la couverture végétale et d'autre part au régime des pluies et des amplitudes thermiques (HPE, 1988).

L'estimation des apports solides a été déterminée par trois méthodes :

1^{ère} méthode (formule de Fournier) :

Des études faites sur 96 bassins de différents climats ont conduit l'auteur à établir des relations entre l'érosion du sol par l'eau, et un coefficient climatique :

$$\left(\frac{P_{mens, max}^2}{P_{an}} \right)$$

Où :

$P_{mens, max}^2$: la pluie moyenne des mois le plus arrosé (mm).

P_{an} : précipitation moyenne annuelle (mm).

Ce coefficient tient compte de la répartition des précipitations dans l'année et de l'abondance des précipitations :

Formule A :

Pour les milieux à relief peu accidenté et avec :

$$8.10 < \left(\frac{P_{mens, max}^2}{P_{an}} \right) < 20$$

$$E_s = 6.14 \left(\frac{P_{mens, max}^2}{P_{an}} \right) - 49.78 \text{ (tonnes/km}^2 \cdot \text{an)}.$$

Formule B :

Pour les milieux à relief peu accidenté et avec :

$$\left(\frac{P_{mens, max}^2}{P_{an}} \right) > 20$$

$$E_s = 27.12 \left(\frac{P_{mens, max}^2}{P_{an}} \right) - 475.40 \text{ (tonnes/km}^2 \cdot \text{an)}.$$

Formule C :

Pour les régions à relief accidenté situés sous tous les climats, sauf sous le climats semi-arides et avec :

$$\left(\frac{P_{mens, max}^2}{P_{an}} \right) > 9.70$$

$$E_s = 52.49 \left(\frac{P_{mens, max}^2}{P_{an}} \right) - 513.21 \text{ (tonnes/km}^2\text{.an)}$$

Formule D :

Pour des régions à relief peu accidenté situés sous climats semi-arides et avec :

$$\left(\frac{P_{mens, max}^2}{P_{an}} \right) > 8$$

$$E_s = 91.78 \left(\frac{P_{mens, max}^2}{P_{an}} \right) - 437.62 \text{ (tonnes/km}^2\text{.an)}$$

2^{ème} méthode :

Le même auteur propose une autre formule :

Formule universelle (E) :

$$E_s = (1/36) \left(\frac{P_{mens, max}^2}{P_{an}} \right)^{2.65} (H^2 / S)^{0.45} \text{ (tonnes/km}^2\text{.an)}$$

Avec: H: la dénivelée en m.

3^{ème} méthode (formule de Texceront) :

$$t = K \cdot R^a$$

Où :

t: apport solide en suspension (kg/m³).

R : ruissellement moyen annuel (m).

K : coefficient de perméabilité du terrain.

Les paramètres utiles dans le constantinois : K = 0.92.

$$a = 0.79.$$

Le charriage a été pris à 20% de l'apport solide en suspension :

$$A_s = \frac{1.20 \bar{A}}{1000 \bar{S}}$$

Avec :

\bar{A} : Apport moyen annuel en m³.

A_s : taux d'abrasion en t / km².an

Les résultats des trois méthodes sont représentés sur le tableau suivant :

Oued	Formules de Fournier					Formule de Texeront			
Oued El Kaïm	H (m)	$\frac{P_{mm}^2}{P_{an}}$ (mm)	Formule utilisée	E_s (t/km ² .an)	E_s par la Formule 'E' (t/km ² .an)	R (mm)	t (kg/m ³)	\bar{A} (Hm ³)	A_s (t/km ² .an)
	950	11.58	A	21.32	2476.03	0.055	0.093	2.92	19.66

Tableau IV-12 : Calcul des apports solides.

Commentaire :

Les résultats de la 1^{ère} et de la 3^{ème} méthode sont plus proche que celle de la 2^{ème} méthode, donc la méthode utilisé est celle de la méthode de Texeront (3^{ème} méthode), parce que le volume mort nécessaire au stockage des sédiments est très réduit car :

- L'eau prévenance du transfert sera très propre car les sédiments seront au préalable déposés dans la grande retenue de Beni Haroun.
- Les apports solides du bassin versant du réservoir d'oued el Kaïm seront très réduits car la superficie de celui-ci est très faible et recouverte d'herbe dans sa plus grande partie.

Le volume des apports solides annuels du barrage de l'oued el kaïm est estimé à environ 2.92 Hm³, soit d'environ 19.66 t/km².an. On adopte donc (Rapport ANB, 2000) :

Niveau minimum d'exploitation : 820m.
 Niveau maximum d'exploitation : 841m.
 Niveau des plus hautes eaux : 842.5m.
 Volume utile : 31.5 Hm³.
 Volume pour sédiments : 2.1 Hm³.
 Volume total au niveau 841m : 33.6 Hm³.

V- Condition hydrogéologique du site :

L'étude hydrogéologique d'un barrage a pour but essentiel de localiser des zones aquifères et les circulations d'eau, afin de faciliter l'implantation du drainage et l'installation des piézomètres. Ces derniers sont d'une grande importance pour l'étude piézométrique qui complète l'étude hydrogéologique et qui servent à contrôler le bon fonctionnement des drains.

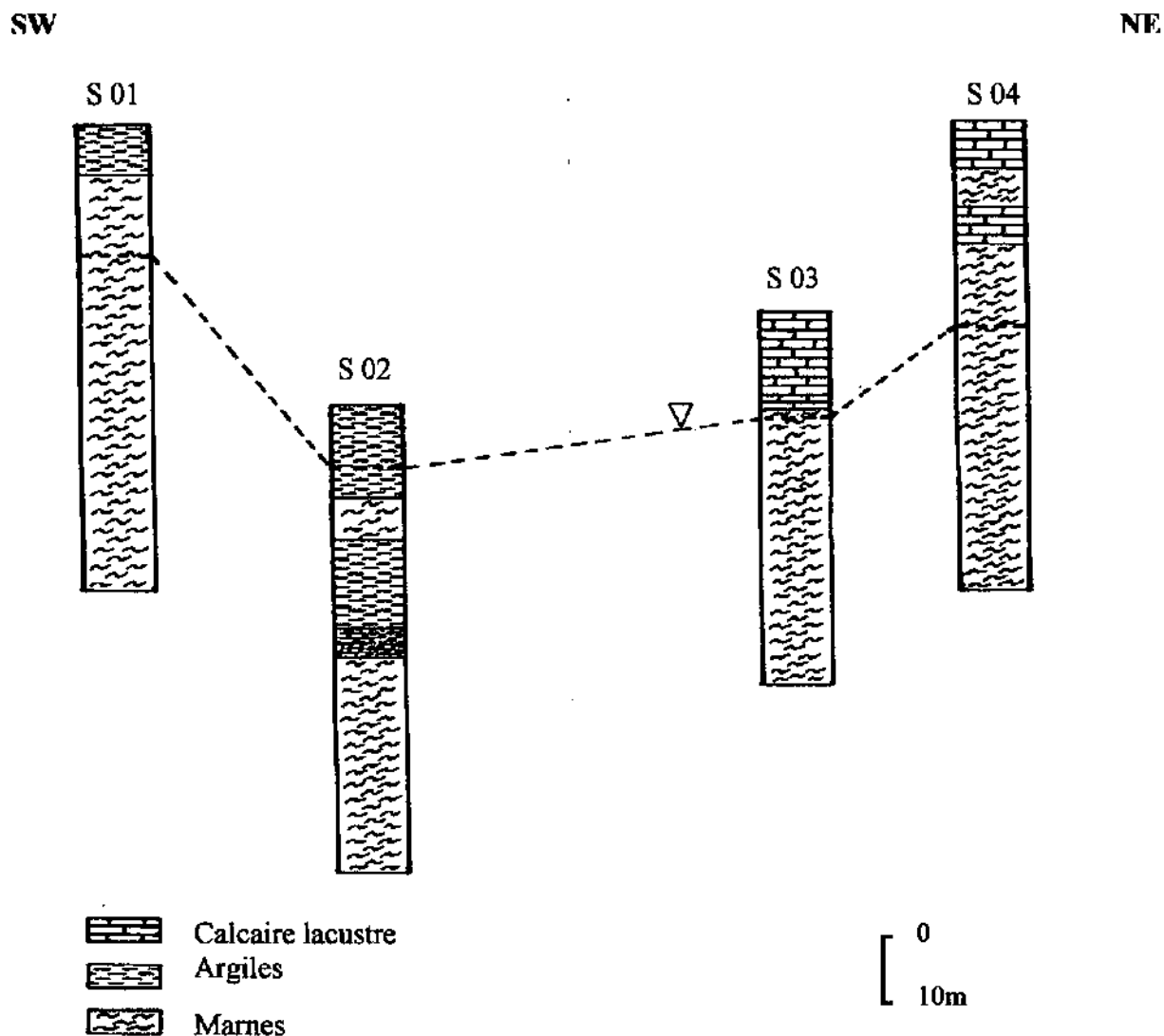


Fig. IV-09 : Coupe lithologique (corrélation des sondages)

La figure IV-09, montre que la nappe est libre dans tous les endroits. D'après les résultats des essais de perméabilité de type Lugeons et Lefranc (voir chapitre suivant), les terrains où la perméabilité est nulle est situés à 25m de profondeur, à ce niveau nous remarquons l'absence des bancs de grés et les cristaux de gypse. Ces terrains correspondent aux marnes grises (mi-dure à dure) qui constituent le substratum.

CHAPITRE V :

*Matériaux de
construction*

I- Introduction :

L'étude géologique permet d'avoir une analyse essentiellement descriptive qui ne répondait pas toute a fait aux besoins des ingénieurs spécialisés aux matériaux de construction donc, l'adaptation des méthodes géotechniques s'est avérée indispensable pour conforter et surmonter d'une manière satisfaisante les difficultés qui seront posées par le sol.

L'étude géotechnique permet de savoir le futur comportement de l'ouvrage après la détermination de la nature des terrains et leurs apports spéciaux et la vérification de la présence ou l'absence de l'eau dans le sol, et l'évolution des caractéristiques géotechniques des différentes formations.

II- Campagne géotechnique relative au barrage :

Vue la géologie de site du barrage réservoir sur Oued El Kaïm, qui établi sur les formations sédimentaires du bassin Néogène Constantinois, la campagne de reconnaissance a comporté plusieurs sondages carottés, essais in situ et au laboratoire.

Les travaux de reconnaissances in situ (*fig.V-01*) consistent essentiellement 10 forages carottés verticaux avec des essais de perméabilité (type Lugeon et Lefranc) et des essais pressiométriques en forages.

24 puits ont été creusés et 58 échantillons remaniés ont été prélevés, pour effectuer une série d'essais au laboratoire.

III- Sondages carottés :

Les sondages carottés sont destinés à permettre d'acquérir une connaissance suffisante de la constitution lithologique, pour une bonne compréhension des conditions de fondation des ouvrages.

La profondeur des forages est adapter à la taille de l'ouvrage et au contexte géologique, elle doit permettre de traverser le substratum sur au moins 5mètres d'épaisseur en fond de vallée. Dans les versants, elle doit permettre d'atteindre les premiers horizons du substratum rencontrés en fond de vallée (Philipponnat et Hubert, 2003).

Permet aussi de déterminer le niveau d'eau.

III-1- Interprétation des résultats :

Les dix sondages carottés réalisés pour ce barrage réservoir, ont été poussés à des profondeurs variées, le plus profond est le SC2 qui atteint 50.5m.

Les sondages ont recoupés grossièrement les mêmes formations avec une couche de terre végétale d'épaisseur variée de 0.5m à 2m.

Le sondage1 est poussé jusqu'à 50m en profondeur : entre 0 et 5m une couche d'argile beige jaunâtre avec des cristaux de gypse dans le premier mètre, puis de limon sableux marron entre 5 et 6m et jusqu'a 11m une argile marneuse marron suivi par des marnes marrons grisâtres.

Le sondage 2 montre dans les huit premiers mètres une argile limoneuse avec des graviers de calcaire et des brèches calcaires non cimentés de 1.5m d'épaisseur, sous celle-ci une couche de 5m d'épaisseur des marnes grises foncées puis une autre couche d'argile marneuse marron située entre 13 à 22m de profondeur avec l'intercalation des horizons de gypse, suivi par des blocs de calcaire cimentés. A partir de 22m c'est le substratum qui formé par des marnes grises foncées.

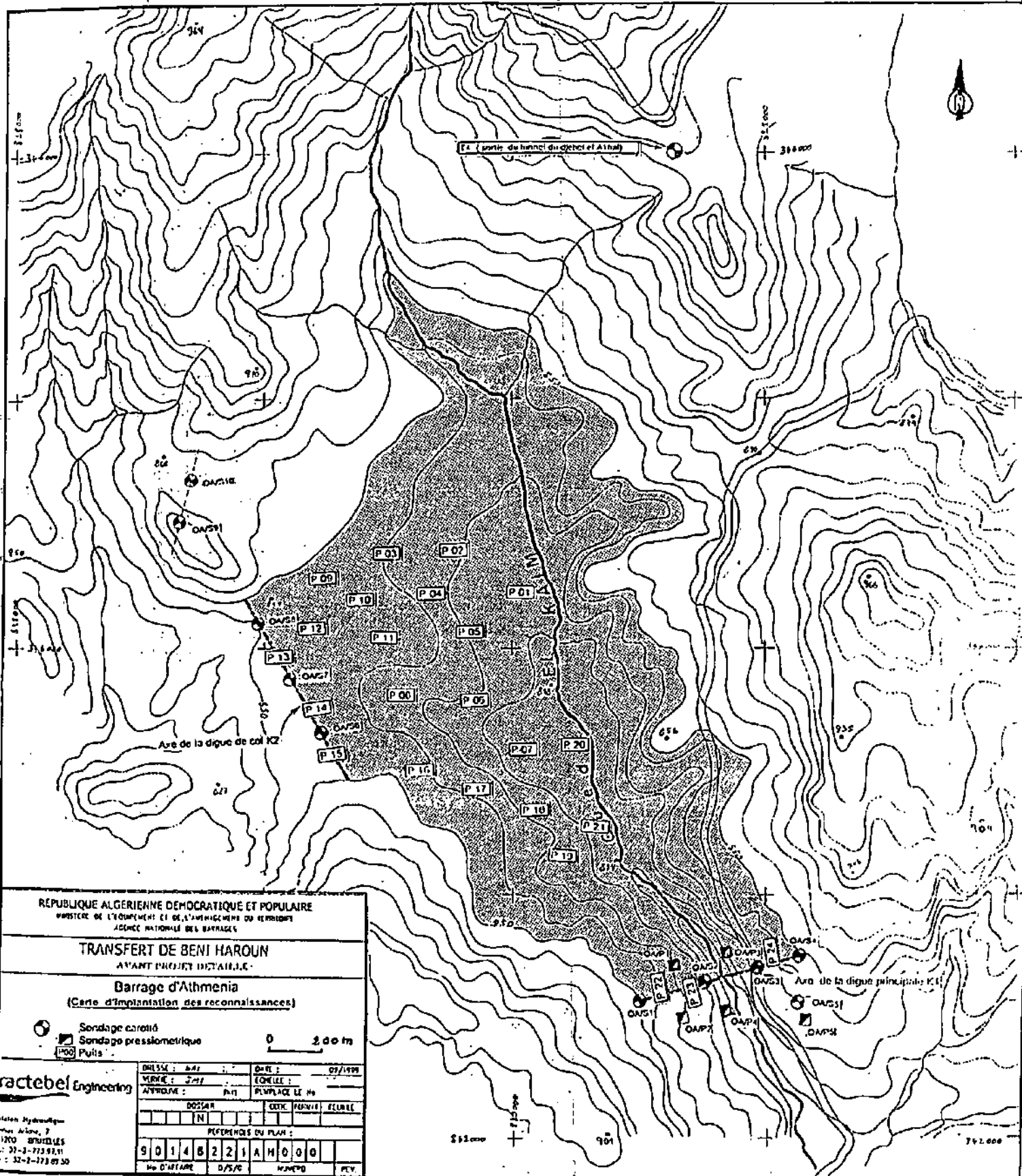


Fig. V-01 : Plan d'implantation des essais in situ (barrage Oued El Kaïm).

Les sondages 3 et 5 ont été creusés respectivement à 40.35m et à 25.25m en profondeur. Dans les 10 premiers mètres une couche de calcaire lacustre suivis par des marnes grises avec des passages gréseux de 17 à 31.5cm d'épaisseur. Le sondage 4 a été creusé jusqu'à 50m de profondeur, montre une alternance de calcaire lacustre et des marnes grises.

Dans les sondages 6, 7 et 8 qui ont été creusés jusqu'à 30m de profondeur, la terre végétale suivi directement par des marnes grises foncées avec des horizons de gypse.

Sur 36m de profondeur le sondage 9, montre une couche d'argile sableuse jaunâtre de 8m d'épaisseur, suivi par une couche des marnes beiges à brunes de 17m d'épaisseur et un banc de calcaire lacustre situé entre 25 à 33m puis des argiles grises.

Le sondage 10 a été poussé jusqu'à 30m en profondeur, montre entre 0 à 2.5m un limon sableux beige, puis une argile marneuse grisâtre de 1.5m d'épaisseur en suite des marnes beige à gris foncée avec un banc de calcaire situé entre 18 et 22m dans ce sondage.

IV- Essais in situ :

Plusieurs types d'essais et mesures in situ peuvent être réalisés à différents stades d'étude des sites de barrage en fonction de critères variés (nature des terrains de fondation, problèmes géotechniques rencontrés, taille de l'ouvrage envisagé...) (Degoutte, 1997).

IV-2- Essais de perméabilité :

Les sondages carottés sont accompagnés d'essais d'eau (type Lugeon, en pression, en terrains rocheux ; et type Lefranc, gravitaire, en terrains meubles). Les résultats des essais de perméabilité sont donnés sous forme d'un tableau (V-01).

IV-2-1- Essais type Lugeon :

L'essai de perméabilité « type Lugeon » est utilisée pour apprécier la perméabilité et le degré de fracturation des massifs rocheux.

L'essai consiste à injecter de l'eau sous pression dans une tranche de sondage isolée par un ou deux obturateurs. L'évolution du débit injecter en fonction de la pression appliquée permet d'obtenir, outre la perméabilité en grand du milieu, des indications précieuses sur l'importance des fissures et leur fréquence (Philipponnat et Hubert, 2003). Le résultat de l'essai s'exprime en unité Lugeon « U_L ». Un Lugeon correspond grossièrement 10^{-7} m/s.

IV-2-1-1- Interprétation des résultats :

Les résultats des essais de perméabilité de type Lugeon, fait au niveau du site du barrage, montrent que la perméabilité variée avec la profondeur. Sur la rive gauche de la vallée, la perméabilité est très faible de l'ordre de $0.5 U_L$. Pour la rive droite et dans la zone centrale de la vallée où le terrain est meuble, l'essai Lugeon ne donne pas des résultats fiables.

Tableau V-01 : Résultats des essais d'eau (barrage Oued El Kaïm).

N° de sondage	tranche(m)	perméabilité Lugeon/Lefranc	observations
OA/S1 (digue K1)	1,5 - 2	$K=1,29 \cdot 10^{-4}$ m/s	claquage du terrain à 7,5 bars claquage du terrain à 5 bars
	10 - 15,0	0,25 UL pour 5,5 bars	
	15 - 20,0	< 0,5 UL pour 5,5 bars	
	20 - 25,0	< 0,5 UL pour 3 bars	
	25 - 30,0	< 0,05 UL	
OA/S2 (digue K1)	1,5 - 2	$K=1,53 \cdot 10^{-7}$ m/s	
	3,5 - 4	$K= 3,55 \cdot 10^{-8}$ m/s	
	9,5 - 10	$K= 3,07 \cdot 10^{-8}$ m/s	
	17 - 20,4	UL =0	
	20 - 25	UL =0	
	25 - 30	UL =0	
OA/S3 (digue K1)	1,5 - 2	$K= 8,51 \cdot 10^{-24}$ m/s	claquage du terrain à 5 bars claquage du terrain à 7,5 bars
	3,5 - 4	$K= 3,60 \cdot 10^{-4}$ m/s	
	12,5 - 15	0,5 UL pour 5,8 bars	
	15 - 20	2 UL	
	20 - 25	1,56 UL pour 6,3 bars	
	27 - 30	0,01 UL	
	30 - 35	0,006 UL	
OA/S4 (digue K1)	1,5 - 2	$K= 5,1 \cdot 10^{-8}$ m/s	contournement d'eau à 1 bar
	3,5 - 4	$K= 9,08 \cdot 10^{-8}$ m/s	
	6,5 - 10		
	12 - 15,0	0,32 UL pour 6,5 bars	
	16,5 - 20	7 UL	
	20 - 25	1,36 UL	
25 - 30	5,2 UL		
OA/S5 (digue K1)	1,5 - 2	$K= 0$ m/s	absorption totale impossible de monter en pression à 3 bars la pression chute brusquement à 1 bar impossible de monter en pression au dela de 5 bars
	3,5 - 4	$K= 5,22 \cdot 10^{-6}$ m/s	
	9,5 - 10	$K= 1,9 \cdot 10^{-3}$ m/s	
	5 - 10,0	$K= 6,79 \cdot 10^{-7}$ m/s	
	13 - 15,0	2,26 UL pour 4,5 bars	
	18 - 20,0	3,05 UL pour 5,7 bars	
20 - 25,0	1,26 UL pour 5,2 bars $K= 3,34 \cdot 10^{-7}$ m/s		

IV-2-2- Essai de type Lefranc :

Pour évaluer la perméabilité des sols meubles, des essais de perméabilité «type Lefranc» a été réalisées au site du barrage.

Une cavité cylindrique de longueur L et diamètre B correspondant au diamètre du forage est ménagé à la partie inférieure du sondage, elle est surmontée par un tubage de revêtement. (Fig. V-2)

L'essai consiste à pomper ou à injecter de l'eau ; le pompage est préférable, les risques de colmatage de la cavité étant plus faibles (Philipponnat et Hubert, 2003).

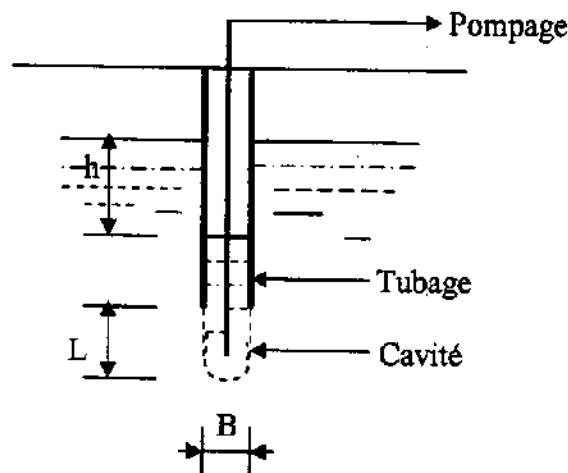


Fig. V-02 : Essai Lefranc (Philipponnat et Hubert, 2003).

La perméabilité est désignée par K_L et obtenue à l'aide de la formule générale suivante :

$$K_L = \frac{q(t)}{m \cdot h(t) \cdot B} \quad (\text{Philipponnat et Hubert, 2003})$$

Où :

$q(t)$: est le débit percolant à travers la paroi de la cavité à l'instant t sous une charge $h(t)$.

m : est le facteur de forme de la cavité :

$$m = \frac{(2\pi)}{\ln(2c)} \quad \text{pour : } c = \frac{L}{B} > 10$$

$$\text{et } m = \frac{2\pi}{\ln\left[c + (c^2 + 1)^{0.5}\right]} \quad \text{pour : } 1.2 \leq c < 10 \quad (\text{Philipponnat et Hubert, 2003})$$

IV-2-2-1- Interprétation des résultats :

Ce qui est concerne le terrain meuble, des essais de perméabilité (type Lefranc) ont été réalisés par le bureau d'étude TRACTEBEL au site du barrage réservoir d'Oued El Kaïm.

Les valeurs de la perméabilité sont diminués de la rive gauche au rive droite, de $1.29 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ à $9.08 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$, donc la valeur moyenne de l'ensemble du terrain est faible, d'environ $6.5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$.

IV-3- Essais Pressiométriques :

L'essai pressiométrique consiste à effectuer une mise en charge latérale du terrain grâce à une sonde descendue dans un avant-trou sensiblement de même diamètre, parfaitement réalisé, car il ne doit pas modifier les caractéristiques du sol. Cette sonde est dilatable radialement par application d'une pression interne croissante (Costet et Sanglerat, 1975).

On détermine les déformations correspondantes en mesurant la variation de volume de la cellule centrale.

On reporte les résultats des mesures sur un diagramme de chargement où courbe pressiométrique. En abscisse figurent les pressions P lues au nanomètre et en ordonnée la variation de volume correspondant V .

Le module pressiométrique E_p correspond à la phase de déformation pseudo-élastique. Ménard adopte la valeur 0,33 pour le coefficient de poisson E et définit le module par la relation :

$$E_p = 2.66V \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (\text{Costet et Sanglerat, 1975})$$

V et $\Delta P / \Delta V$: mesuré sur la courbe Pressiométrique, E_p en résulte directement.

L'essai permet aussi de déterminer la pression de fluage P_f (ou limite élastique), le coefficient de fluage, et pression naturelle au repos.

IV-3-1- Classification des sols à partir d'essai pressiométrique :

L'étude permet d'obtenir les caractéristiques essentielles du terrain à la profondeur où l'essai a été exécuté.

*Tableau V-02 : Valeurs de E_p et de P_L pour les principaux types de sol.
(Costet et Sanglerat, 1975).*

Sol	E_p (MPa)	P_L (MPa)
Vases et tourbes	0.2-1.5	0.02-0.15
Argiles molles	0.5-3	0.05-0.3
Argiles plastiques	3-8	0.3-0.8
Argiles raides	8-40	0.6-2
Marnes	5-100	0.6-6
Sables vaseux	0.5-2	0.1-0.5
Limons	2-10	0.2-1.5
Sables et graviers	8-100	1.2-5
Sables sédimentaires	7.5-40	1-5
Roches calcaires	80-20 000	3 à plus de 10
Remblais récents	0.5-1	0.05-0.3
Remblais anciens	4-15	0.4-1
Remblais graveleux récents bien compactés	10-15	1-2.5

Le rapport (E_p/P_L) est d'ailleurs une caractéristique du type de sol étudié :

Tableau V-03 : Les valeurs du rapport E_p/P_L (Costet et Sanglerat, 1975).

Type	Nature	Argile	Limon	Sable	Sable et gravier
Sur consolidé		>15	>14	>12	>10
Normalement consolidé		8-15	8-14	7-12	6-10
Sou consolidé		5-8	5-8	4-7	3-6
Altéré ou remanié		<5	<5	<4	<3

Dans le site étudié, les résultats des essais pressiométriques obtenues dans les sondages n° 01, 02, 03, 04, 05 sont données ci-après :

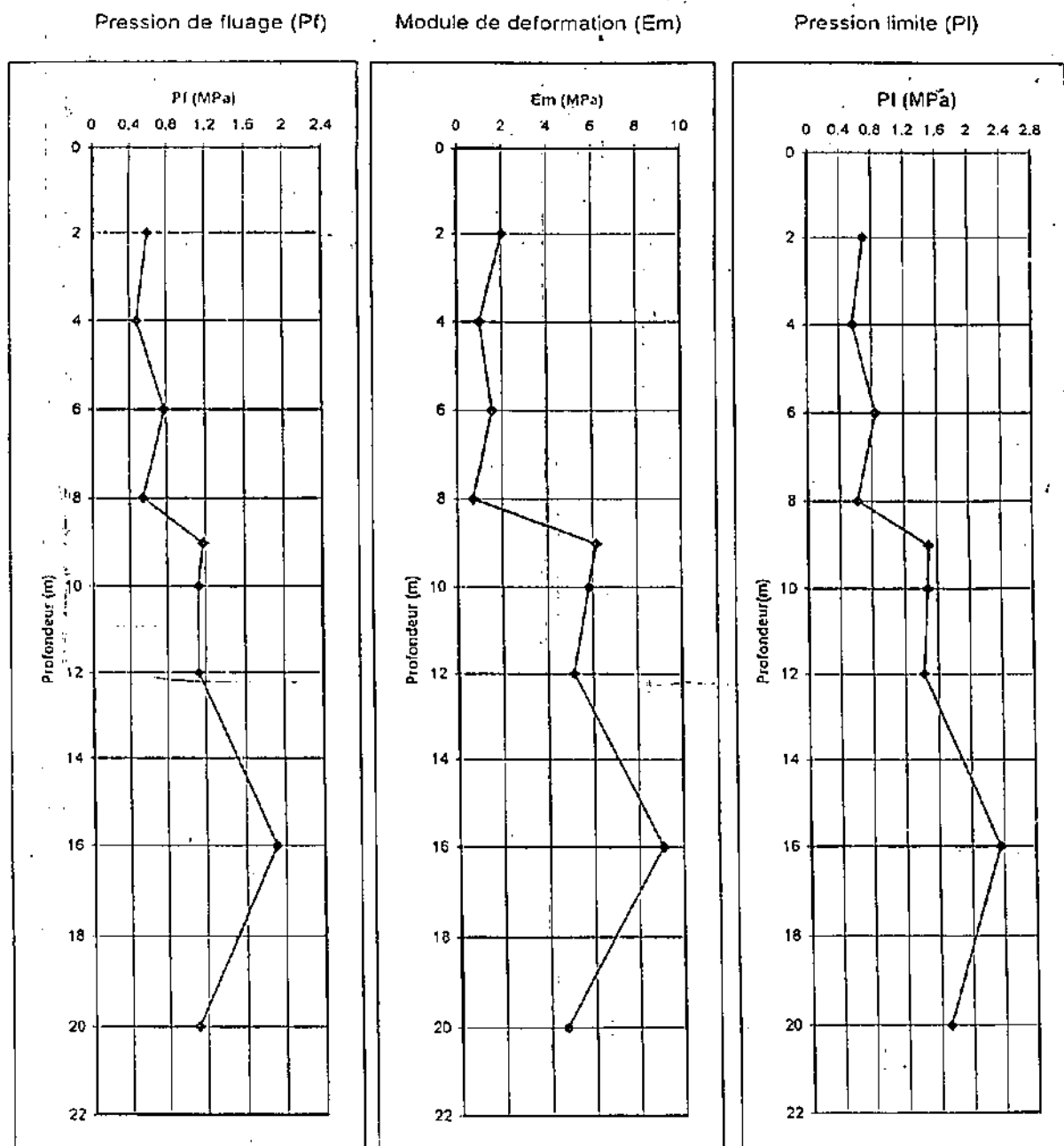


Fig. V-03 : Résultats des essais pressiométriques (OP/PI).

Pression de fluage (P_f)

Module de deformation (E_m)

Pression limite (P_l)

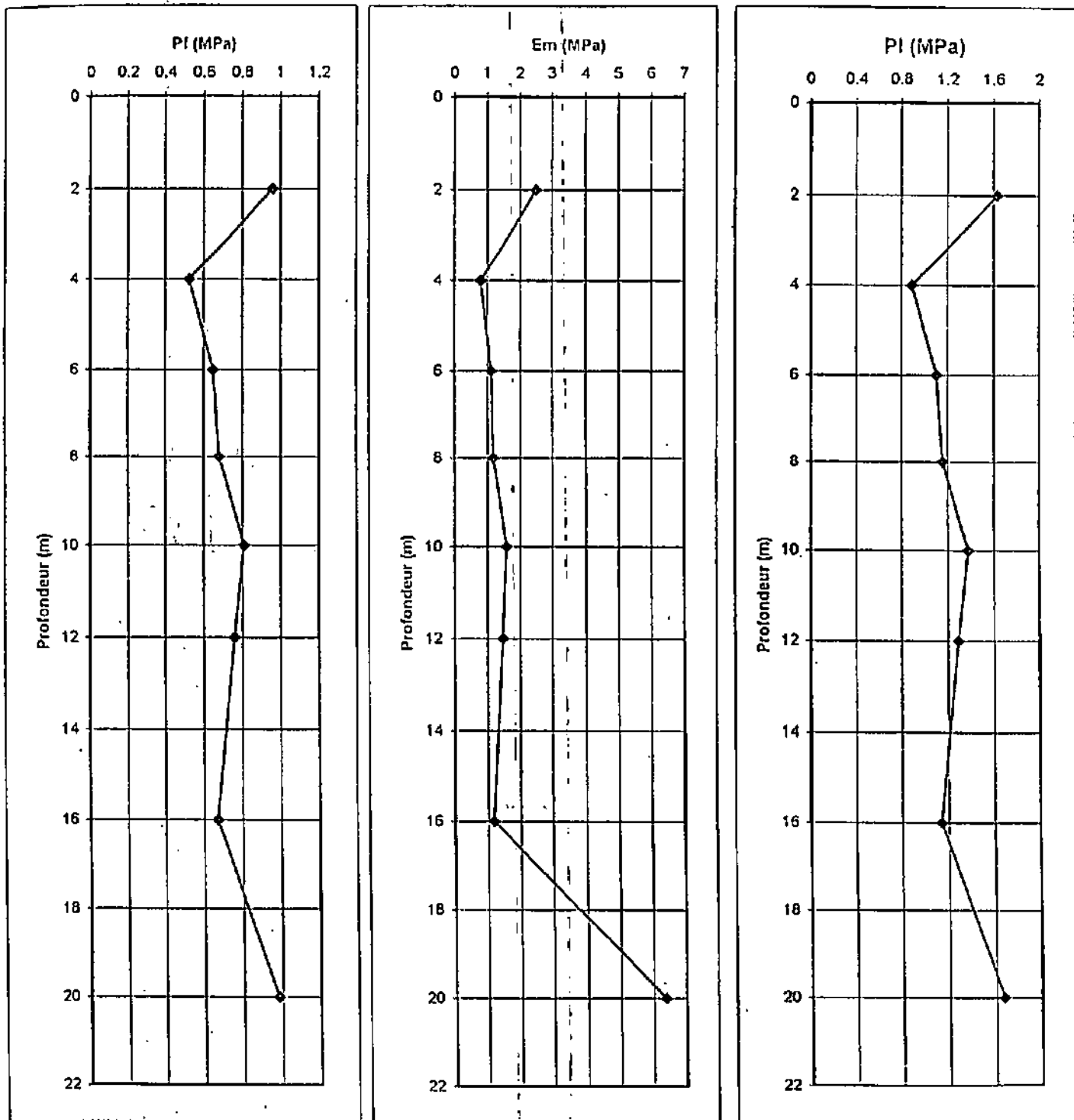


Fig. V-04 : Résultats des essais pressiométriques (OP/P2).

Pression de fluage (Pf)

Module de deformation (Em)

Pression limite (Pl)

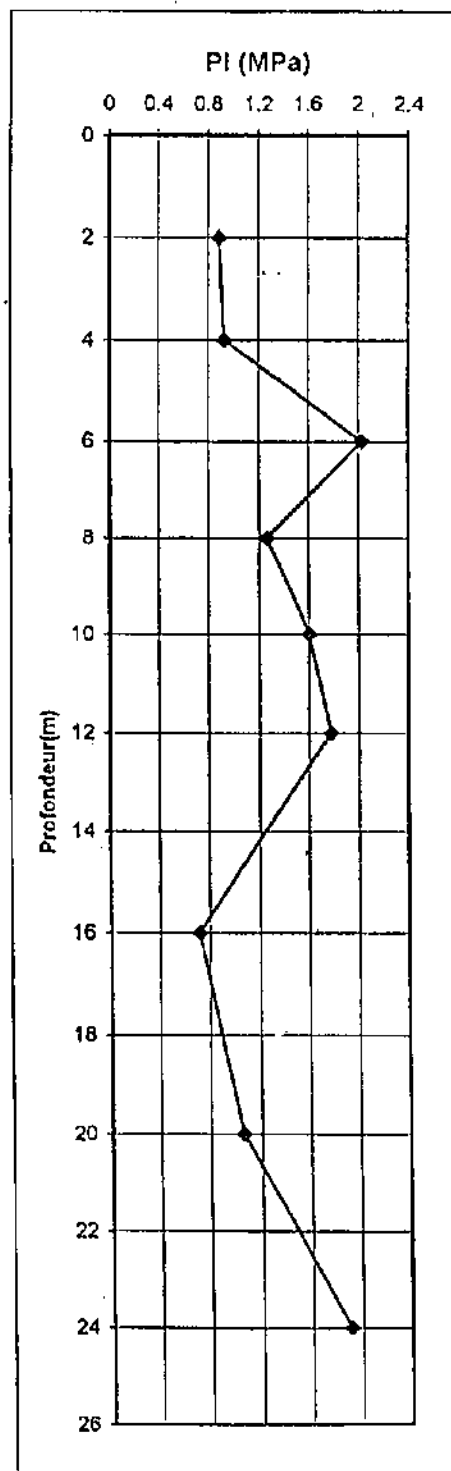
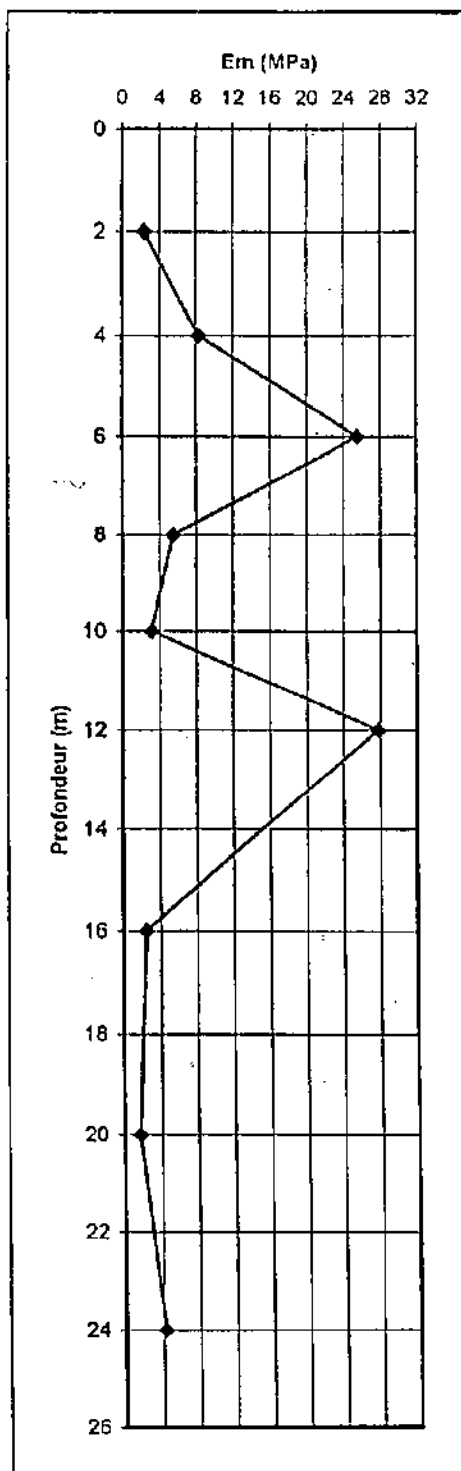
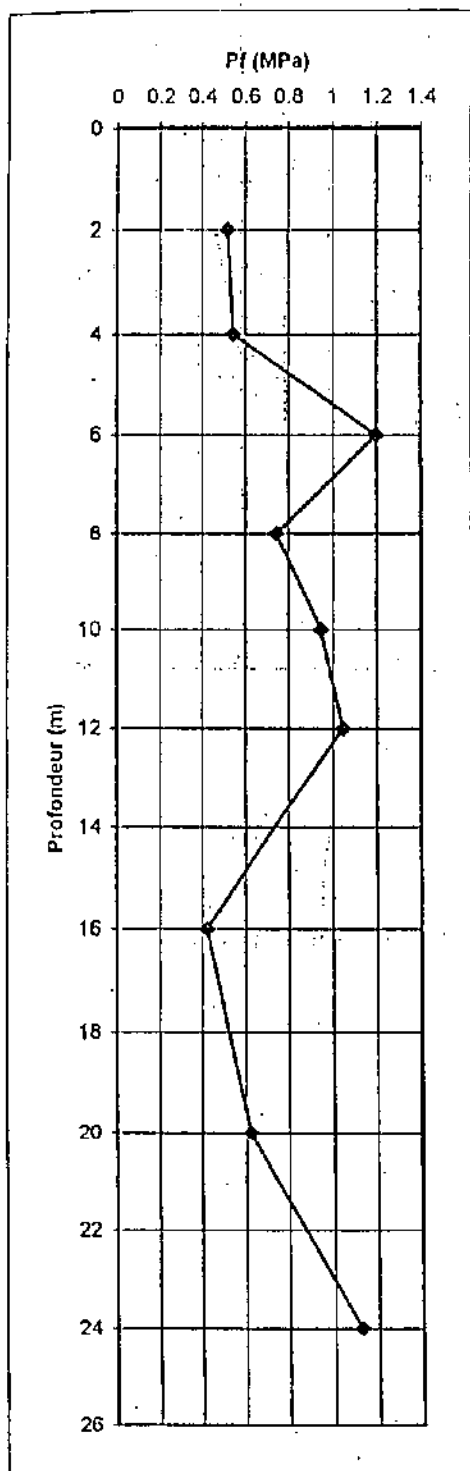


Fig. V-05 : Résultats des essais pressiométriques (OP/P3).

Pression de fluage (Pf)

Module de deformation (Em)

Pression limite (Pl)

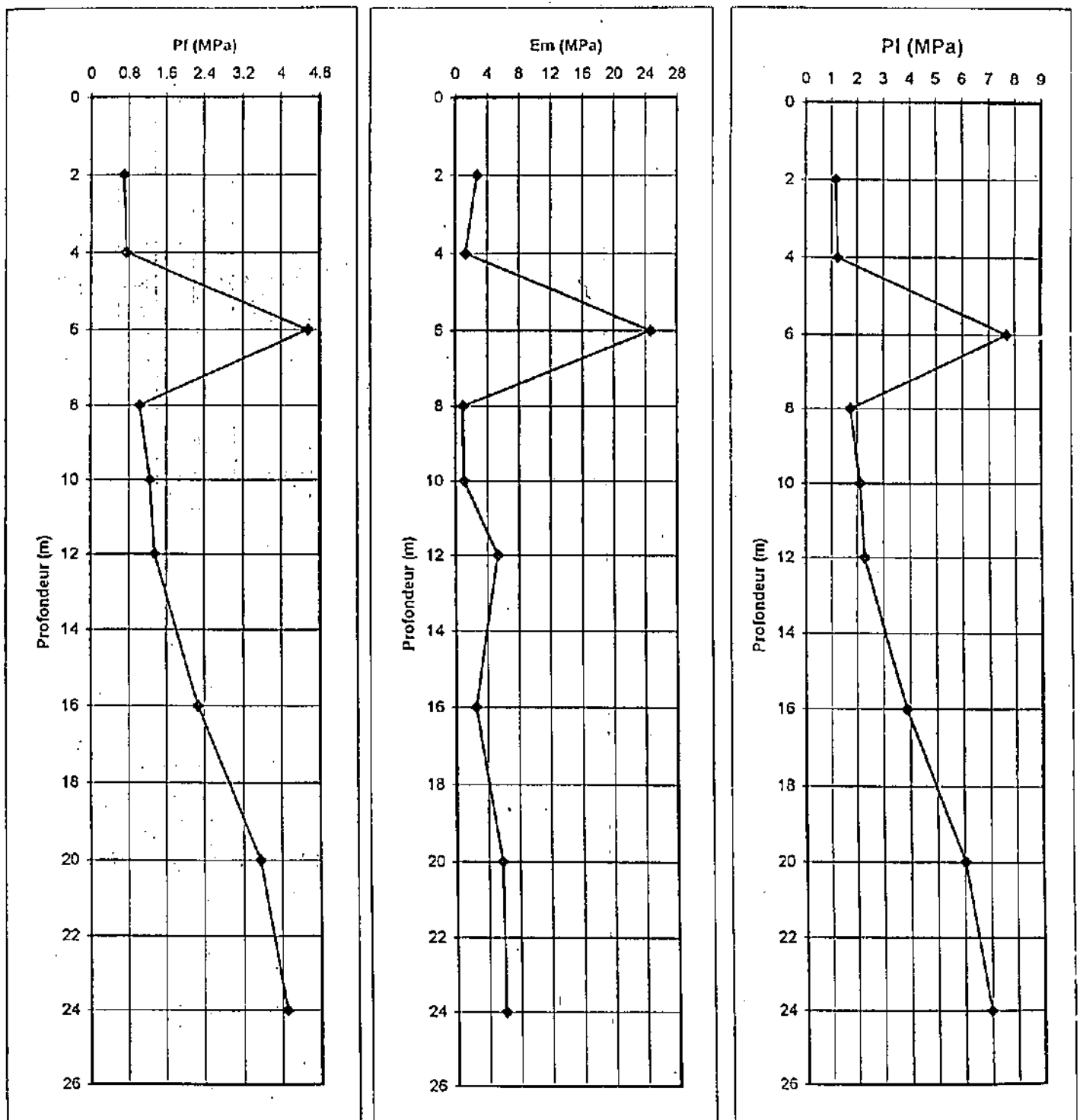


Fig. V-06 : Résultats des essais pressiométriques (OP/P4).

Pression de fluage (P_f)

Module de deformation (E_m)

Pression limite (P_l)

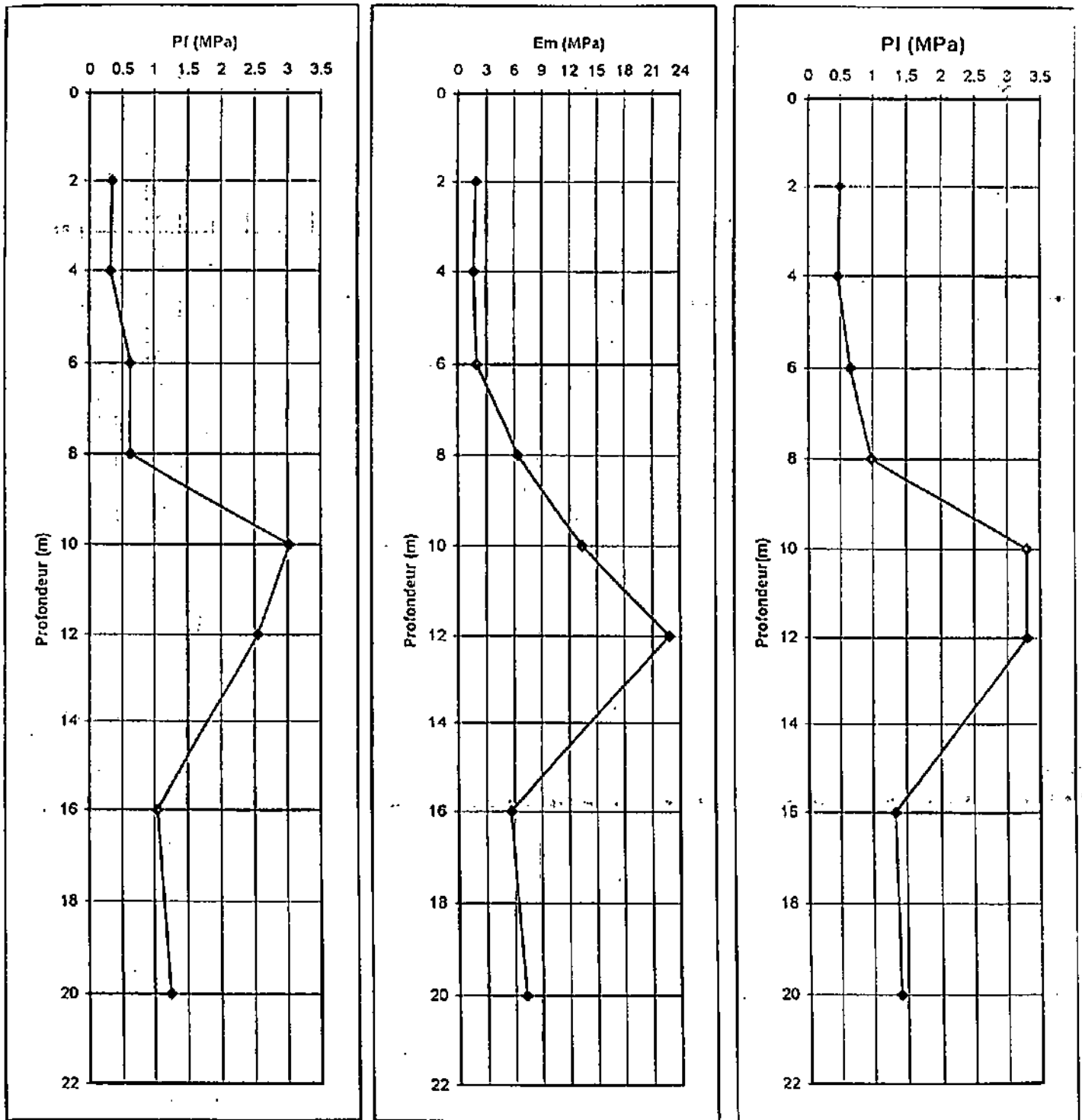


Fig. V-07 : Résultats des essais pressiométriques (OP/P5).

IV-3-2- Interprétation des résultats :

Cinq essais pressiométriques ont été réalisés sur l'axe du barrage d'Oued El Kaïm, ils ont été réalisés chaque 2mètres et parfois 1 à 4m. Les profondeurs atteintes étant 20 et 24m. Les résultats des essais pressiométriques sont représentés dans les figures V-03, ... et V-07. Sur les huit premiers mètres les valeurs des pressions limites P_0 et des modules de déformations E_p , montrent qu'une couche de 8m d'épaisseur est une argile sableuse, et a partir de 10 à 13m de profondeur, on est en présence d'une argile limoneuse parfois plastique.

IV-4- Puits de reconnaissances :

Le creusement s'effectue de façon mécanique ou manuelle. Ces puits permettent généralement une visualisation spatiale des coupes de terrain, lorsqu'ils sont accessibles et si la nature du terrain s'y prête, ils permettent aussi de prélever des échantillons non remaniés de grande taille.

Les puits sont d'un coût raisonnable, s'ils sont destinés à être visitables, la réalisation est soumise à des règles de sécurité concernant la tenue des parois (blindage) (Philipponnat et Hubert, 2003).

V- Essais au laboratoire :

La connaissance des caractéristiques physiques et du comportement mécanique et hydraulique des matériaux constituant la fondation de l'ouvrage étudié et de ceux dont on envisage l'utilisation pour sa construction, est nécessaire pour concevoir le barrage le mieux adapté à son contexte géotechnique. Ces essais se répartissent en (Degoutte, 1997) :

V-1- Essais d'identification des propriétés physiques du sol :**V-1-1- Teneur en eau :**

La teneur en eau d'un sol est le rapport entre le poids de la quantité d'eau contenue et le poids des grains solides contenus dans le même volume, on a donc (Costet et Sanglerat, 1975) :

$$w = \frac{\text{Poids d'eau } (P_w)}{\text{Poids sol sec } (P_s)} 100$$

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

V-1-1-1- La classification adoptée en fonction de ce paramètre est :

w	Etat
01-25%	Légèrement humide
25-50%	Humide
50-75%	Mouillé
75-90%	Détrempé
100 %	Saturé

Tableau V-04 : L'état du sol en fonction de la variation du w (FAER).

Sol	w
Sable	2 à 15 %
Limon	10 à 30 %
Argile moyenne à raide	20 à 50 %
Argile molle	50 à 100 %
Vases et Tourbe	80 à 300 %

Tableau V-05 : La nature du sol en fonction de la valeur du w (FAER).

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

V-1-1-2- Degré de saturation S_R :

C'est le rapport du volume d'eau sur le volume des vides d'un sol :

$$S_R = (V_w / V_v) \times 100 \quad (\text{Cordary, 1994})$$

V-1-1-3- Interprétation des résultats :

Les résultats obtenus par les essais au laboratoire sur des échantillons prélevés dans les puits sont donnés dans les tableaux (V-12 et V-13) ci-après.

Les teneurs en eau sont comprises entre 11.16% et 28.07%. Selon Philipponnat (1979) :
Si : $2\% < w < 15\%$, c'est un sable ; et lorsque : $10\% < w < 30\%$, est un limon. Selon la classification de FEAR, ce sol est à l'état légèrement humide à humide.

V-1-2- Densités :

L'essai de la densité permet d'obtenir les caractéristiques physiques sous plusieurs formes (densité sèche, densité humide, densité apparente, densité déjaugée) (L'ENTPA et LTPC).

V-1-2-1- La densité humide γ_h :

C'est le poids volumique du sol à l'état humide :

$$\gamma_h = w / V$$

γ_h : poids volumique humide.

γ : Poids volumique du sol à l'état naturel.

Tableau V-06 : Classification des sols selon la densité humide (Philipponnat et Hubert, 2003).

Sol	γ_h
Sable	17 à 20 kn/m ³
Argile	16 à 22 kn/m ³
Tombe	13 à 17 kn/m ³

V-1-2-2- La densité sèche γ_d :

Est le poids de sol par l'unité de volume exempte d'eau interstitielle :

$$\gamma_d = (P_s / V)$$

Tableau V-07 : Classification des sols selon la densité sèche (Philipponnat et Hubert, 2003).

Sol	γ_d
Sable	14 à 18 kn/m ³
Argile	10 à 20 kn/m ³
Tourbe	03 à 10 kn/m ³

V-1-2-3- Interprétation des résultats :

Les valeurs de la densité humide sont comprises entre 1.6g/cm³ et 2.17 g/cm³, selon Philipponnat et Hubert (2003), la nature de ce sol est une argile. En ce qui concerne les valeurs de la densité sèche, elles sont comprises entre 1.32 g/cm³ et 1.93 g/cm³, ce qui donne selon Philipponnat et Hubert (2003) une argile.

V-1-3- Granulométrie :

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

- Le tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 μm
- La sédimentométrie pour les grains les plus fins. La sédimentométrie est basée sur la loi de « Navier-Stockes » qui donne la vitesse limite d'une particule tombant sous l'action de la pesanteur dans un liquide visqueux.

$$V = \left(\frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} \right) D^2 \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\left(\frac{18\mu}{(\gamma_s - \gamma_w)} \right) V} \quad (\text{Tisot, 1983})$$

Où:

V : vitesse de décantation de la particule (cm/s).

γ_s : Poids spécifique des grains solides (kn/m³).

γ_w : Poids spécifique du liquide (kn/m³).

μ : La viscosité du liquide (Pa/s).

D : Diamètre équivalent (cm).

Les résultats sont exprimés sous forme d'une courbe appelée *courbe granulométrique*, qui donne le pourcentage cumulé d'éléments de dimension inférieure à chaque diamètre.

D₆₀, **D₃₀** et **D₁₀** étant respectivement les diamètres correspondant à 60%, 30% et 10% d'éléments de dimension inférieure. Deux paramètres sont utilisés pour caractériser l'allure de la courbe granulométrique d'un matériau (Philipponnat et Hubert, 2003) :

Le coefficient d'uniformité **Cu** tel que : **Cu = D₆₀ / D₁₀**.

Le facteur de courbure **Cc** tel que : **Cc = (D₃₀²) / D₁₀ x D₆₀**.

Tableau V-08 : Classification granulométrique du MIT
(Costet et Sanglerat, 1975).

Sol	Diamètre
Pierres	$\phi > 63\text{mm}$
Gravier gros	$63\text{mm} > \phi > 20\text{mm}$
Gravier moyen	$20\text{mm} > \phi > 6\text{mm}$
Gravier fin	$6\text{mm} > \phi > 2\text{mm}$
Sable gros	$2\text{mm} > \phi > 0.6\text{mm}$
Sable moyen	$0.6\text{mm} > \phi > 0.2\text{mm}$
Sable fin	$0.2\text{mm} > \phi > 0.06\text{mm}$
Limon grossier	$60\mu > \phi > 20\mu$
Limon moyen	$20\mu > \phi > 6\mu$
Limon fin	$6\mu > \phi > 2\mu$
Argile	$2\mu > \phi > 0.6\mu$

Interprétation des résultats :

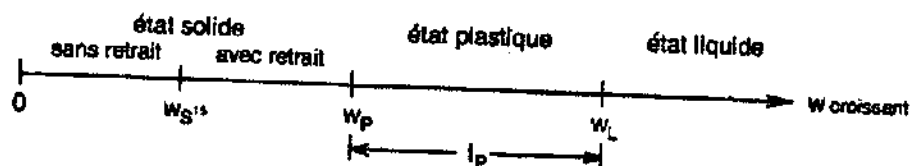
D'après les résultats obtenus, les sols constituant le terrain de la cuvette sont des sols fins, et selon les classifications données les sols sont des argiles sableuses peu limoneuses.

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

La plasticité d'un sol dépend, non des gros éléments qu'il contient, mais de ses seuls éléments fins. L'analyse granulométrique ne permet pas d'apprécier cette caractéristique, donc on a recours le plus souvent à la méthode d'Atterberg.

Cette méthode consiste à définir trois limites correspondant aux trois états dans lesquels peut se présenter un sol : liquide, plastique ou solide. L'état d'humidité du sol étant exprimé par sa teneur en eau. Ces limites sont (Costet et Sanglerat, 1975):

- La limite de plasticité W_P correspond au passage entre l'état plastique et l'état solide ;
- La limite de liquidité W_L traduit le passage entre l'état plastique et liquide.
- La limite de retrait W_S entre un état solide sans retrait d'un état solide avec retrait.



La détermination de ces limites se fait seulement sur les éléments fins passant au tamis à mailles carrées de 0.40mm (tamis AFNOR n°27).

V-1-4-1- La limite de liquidité W_L :

La limite de liquidité W_L est la teneur en eau (exprimée en %) qui correspond à une fermeture en 25 chocs, elle est traduite par la relation suivante :

$$W_L = w (N / 25)^{0.121} \quad (\text{Costet et Sanglerat, 1975})$$

Où :

W_L : la limite de liquidité.

w : teneur en eau du mortier pris des deux lèvres au voisinage de la fermeture.

N : nombre de coups correspondant à la fermeture sur 1cm.

Elle est déterminée au laboratoire en utilisant la boîte de Casagrande qui contient une coupelle de section normalisée le N est compris entre 15 et 35.

V-1-4-2- La limite de plasticité W_P :

Pour déterminer la limite de plasticité W_P , on roule l'échantillon sur un marbre à la main ou avec une plaque on forme d'un rouleau qu'on amincit progressivement. La limite de plasticité W_P est la teneur en eau w (%) du rouleau qui se brise en petits tronçons de 1 à 2cm de long au moment où son diamètre atteint 3mm (Costet et Sanglerat, 1975).

V-1-4-3- Utilisation des limites d'Atterberg :

❖ L'indice de plasticité I_P :

L'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Il mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol.

$$I_P = W_L - W_P$$

Il permet aussi de définir le degré de plasticité d'un sol :

I_P	Degré de plasticité
0-5	Non Plastique
5-15	Peu Plastique
15-40	Plastique
> 40	Très Plastique

Tableau V-09 : Classification des sols selon l'indice de plasticité (Costet et Sanglerat, 1975).

❖ L'indice de consistance I_C :

L'indice de consistance, ou teneur en eau relative par rapport aux limites de liquidité et la plasticité. Il donne une idée de la structure des argiles du sol.

$$I_c = \frac{W_L - w}{W_L - W_P}$$

Ou :

$$I_c = \frac{W_L - w}{I_P}$$

❖ L'indice de liquidité I_L :

L'indice de liquidité est le complément à 1 de l'indice de consistance :

$$I_L = \frac{w - W_P}{I_P}$$

V-1-4-4- Classification du sol selon les limites d'Atterberg :

Parmi les trois limites d'Atterberg, c'est la limite de liquidité qui varie le plus avec la nature du sol. Citons les ordres de grandeurs suivants (Schlosser, 1980) :

Sol	W_L
Sable argileux	15-40
Vase	30-100
Limon	50-100
Marne	40-90
Argile sableuse	50-150
Argile	80-180
Tourbe	120-150
Colloïdes	250-600

Tableau V-10 : Classification des sols selon la limite de liquidité.

❖ **L'indice de plasticité I_p :**

Une classification donnée par FAER est la suivante :

I_p	Sol
0 - 5	non plastique
5 - 15	moyennement plastique
15 - 40	Plastique
> 40	Très plastique

Tableau V-11 : Classification des sols selon l'indice de plasticité.

Les classifications les plus utilisées et les plus récentes sont celles qui tiennent compte de plusieurs paramètres en même temps, comme la classification LCPC des sols grenus et le diagramme de plasticité de Casagrande.

Les résultats des essais des limites d'Atterberg sont récapitulés dans les tableaux V-7 et V-8.

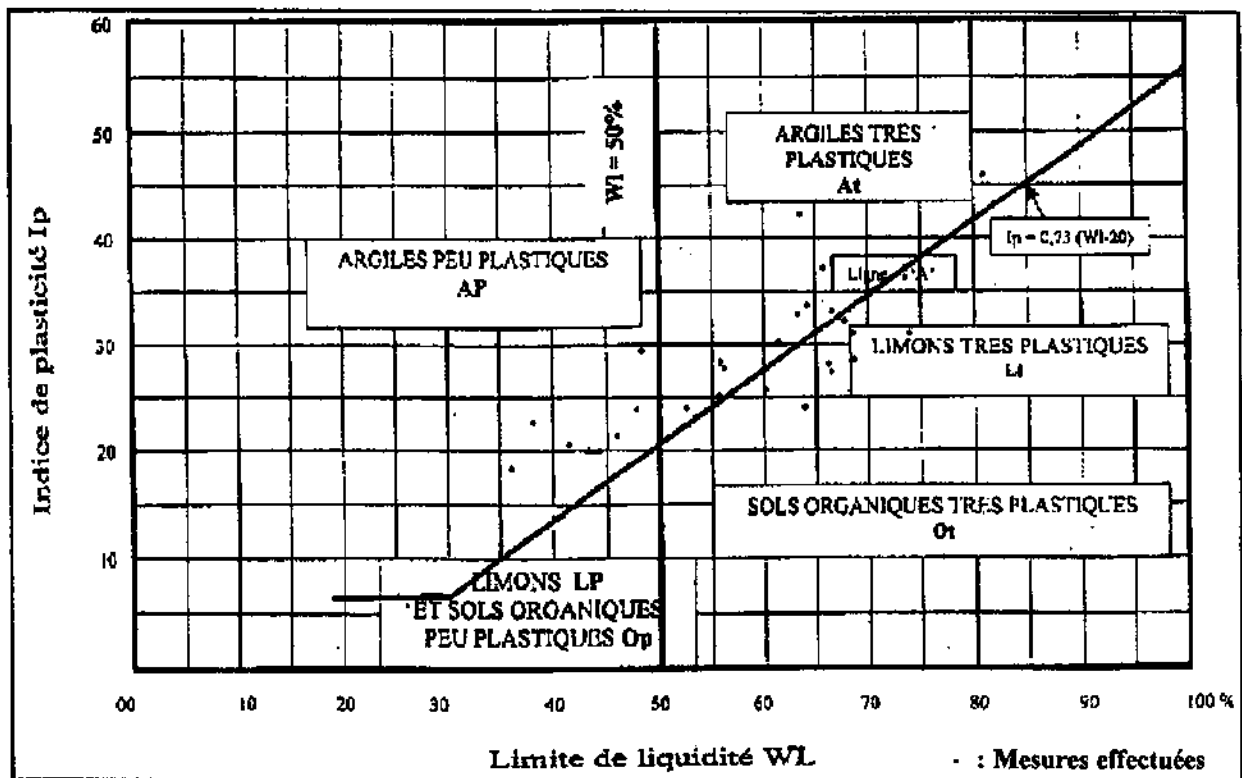


Fig. V-08 : Résultats obtenus par des essais de limites d'Atterberg.

La figure (V-8) montre le diagramme de Casagrande, où on a reporté les valeurs de chaque couple (W_L, I_p) et on a trouvé que les formations au niveau de la cuvette sont des argiles limoneuses peu plastiques à très plastiques.

V-2-Essais de compactage des matériaux des zones d'emprunt :

Le compactage est la diminution des vides à l'aide d'une force mécanique qui conduit à accroître la résistance en place d'un sol, sa résistance dépend considérablement de sa compacité, donc de sa densité ; plus un sol est dense et compact, plus il sera résistant (Karsenty, 2002). La résistance d'un sol dépend aussi de sa teneur en eau, par ce qu'une certaine teneur en eau facilite l'arrangement relatif des particules de sol et par conséquent son compactage.

L'essai Proctor détermine la teneur en eau optimale (T.E.O), pour obtenir un meilleur compactage du terrain pour une énergie donnée. Il est basé sur le fait que la compacité est proportionnelle à la densité sèche du terrain.

Il y a deux types d'essai Proctor ; l'essai normal et l'essai modifié. Les différences entre les deux types ce que le moule d'essai Proctor Modifié est plus grand et l'essai correspond à une énergie de compactage plus importante à celle d'essai Proctor Normal (Karsenty, 2002).

L'essai utilisé au cours des études faites sur le barrage réservoir d'Oued El Kaïm, par le bureau d'étude TRACTEBEL est l'essai Proctor Normal.

V-2-1- Essai Proctor Normal :

Le moule utilisé est cylindrique, de 4 pouces de diamètre et de 4,6 pouces de hauteur. Le compactage se fait en trois couches de 4cm d'épaisseur environ, à l'aide d'une dame pesant 5,5livres (2,490kg) qu'on laisse tomber d'une hauteur de 12pouces. Le nombre de coups de

dame est de 25 par couche. On n'utilise que des éléments de sols inférieurs à 5mm. (NIT, LCPC, 1982)

V-2-1-1- Interprétation des résultats obtenus:

Les essais qui ont été réalisés ont conduit à des valeurs de γ_d de 1.42 à 1.72g/cm³ en moyenne, pour des teneurs en eau comprises de 13 à 24.5%.

Les teneurs en eau de l'optimum Proctor sont comparables aux teneurs en eaux naturelles, inférieures aux limites de plasticité. Leur mise en place et leur compactage ne devraient pas poser de problème de teneur en eau sauf en période de forte pluviométrie.

V-3- Essais chimiques :

En plus des essais décrits précédemment, des essais chimiques (dosages de CaCO₃, SO₄ et les matières organiques) ont été réalisés. Ces essais permettent d'estimer l'agressivité en matière organique des sols de la cuvette du barrage.

V-3-1- Interprétation des résultats obtenus:

Les teneurs sont comprises entre 1 et 3% pour des matières organiques. Ces valeurs sont observées uniquement pour la couche superficielle (argile limoneuse brune à noirâtre) située dans les premiers mètres du terrain.

La teneur en carbonates (CaCO₃) est relativement faible et souvent comprise entre 4 et 20%.

La teneur en sulfates (SO₄) est très élevée au niveau de la couche d'argiles jaunes. Par opposition, les autres terrains (argiles limoneuses brunes) présentent des teneurs en sulfate faible à nulle.

Références des échantillons		Essais physiques										Essais mécaniques			Essais chimiques		
Puits N°	Profondeur (m)	Wnat. (%)	γ_s (g/cm ³)	γ_h (g/cm ³)	Sr (%)	Limites d'Atterberg		Granulométrie - Sédimentométrique				Proctor normal			CaCO ₃ (%)	SO ₄ (%)	Matières organiques (%)
						WL	IP	D _{max}	2 mm	≤ 0.080 mm	2 μ	Wopt (%)	γ_d opt (g/cm ³)	γ_d opt à 95 % (g/cm ³)			
1	0.80/2.00	21.30	1.57	1.91	79.89	50.0	26.7	31.5	53	35	17	13.0	1.72	1.63	47.0	1.49	2.36
2	0.10/0.80	23.26	1.44	1.78	71.77	73.0	36.2	0.80	100	100	64	23.6	1.42	1.35	9.70	Traces	1.48
	1.20/1.80	16.89	1.80	2.10	91.20	48.0	29.9	0.80	100	100	64	19.7	1.66	1.57	-	0.82	-
4	0.20/1.20	26.16	1.42	1.79	78.35	66.0	37.5	0.80	100	100	64	21.4	1.50	1.43	17.84	-	1.63
5	1.40/2.00	17.13	1.71	2.00	79.90	36.5	18.1	0.80	100	100	-	22.9	1.50	1.43	-	56.79	-
6	0.10/1.00	16.42	1.60	1.86	64.49	67.5	32.3	0.80	100	100	52	22.8	1.42	1.35	4.47	Traces	2.89
7	1.50/2.20	19.06	1.65	1.96	80.87	63.4	32.4	0.80	100	100	48	19.1	1.59	1.51	-	17.72	-
8	0.20/1.30	18.19	1.63	1.93	74.83	64.0	34.3	0.80	100	100	60	19.9	1.50	1.43	14.92	-	2.10
	2.80/3.70	26.37	1.58	2.00	100.00	66.5	28.1	0.80	100	100	64	21.5	1.53	1.45	-	-	-
10	2.50/2.80	13.82	1.91	2.17	90.21	55.5	28.6	0.80	100	100	4	23.4	1.59	1.51	-	-	-
11	0.20/1.00	24.20	1.50	1.86	81.67	64.0	24.2	0.80	100	100	56	19.3	1.51	1.43	-	-	1.53
12	0.20/1.20	26.47	1.34	1.70	70.42	66.5	33.6	0.80	100	100	56	22.7	1.48	1.41	16.41	1.16	1.69
13	1.00/1.40	24.55	1.36	1.69	67.28	68.5	28.6	0.80	100	100	68	-	-	-	-	-	-
	3.60/4.00	25.60	1.64	2.06	100.00	81.0	45.6	0.80	100	100	72	-	-	-	-	-	-
14	1.20/1.50	19.64	1.63	1.95	80.79	52.5	24.5	0.80	100	100	48	-	-	-	-	-	-
	3.60/4.00	16.79	1.76	2.05	84.88	46.5	21.8	0.80	100	100	44	-	-	-	-	-	-
15	0.40/0.90	20.22	1.33	1.60	53.00	60.0	25.5	0.80	100	100	52	-	-	-	-	-	-
	2.40/3.00	11.16	1.93	2.15	75.51	38.0	23.8	0.80	100	100	36	-	-	-	-	-	-
	3.50/4.00	17.34	1.83	2.15	98.47	42.6	20.5	0.80	100	100	40	-	-	-	-	-	-
19	0.20/0.80	19.75	1.49	1.79	65.66	74.5	31.7	0.80	100	100	60	24.5	1.42	1.35	10.44	4.31	2.44
20	0.40/0.90	28.07	1.52	1.95	97.63	66.0	27.6	0.80	100	100	60	16.5	1.52	1.44	-	-	-
21	0.30/0.90	26.76	1.32	1.67	69.11	63.0	42.4	0.80	100	100	56	22.5	1.48	1.41	20.89	Traces	-

Tableau V-12 : Tableau récapitulatif des résultats des essais au laboratoire (Barrage Oued El Kaïm).

Références des échantillons		Essais physiques						Essais mécaniques					Essais chimiques				
Puits N°	Profondeur (m)	Wnat. (%)	γ_s (g/cm ³)	γ_n (g/cm ³)	Sr (%)	Limites d'Atterberg		Granulométrie - Sédimentométrie				Proctor normal			CaCO ₃ (%)	SO ₄ (%)	Matières organiques (%)
						WL	IP	D _{max}	< 2 mm	< 0.080 mm	2 μ	W _{opt} (%)	γ_d opt (g/cm ³)	γ_d opt à 95 % (g/cm ³)			
22	0.60/0.80	15.99	1.81	2.10	87.81	62.2	30.2	0.80	100	100	52	-	-	-	-	-	-
	1.40/1.70	17.76	1.71	2.01	82.84	56.0	25.0	0.80	100	100	52	-	-	-	-	-	-
23	0.40/0.80	18.79	1.65	1.96	79.72	68.4	31.1	5.00	97	93	47	-	-	-	-	-	-
	4.20/4.80	20.51	1.78	2.15	100.00	56.0	27.6	0.80	100	100	52	-	-	-	-	-	-
24	1.40/1.70	20.51	1.57	1.89	76.83	47.8	24.2	0.80	100	100	56	-	-	-	-	-	-

Tableau V-13 : Suite du tableau récapitulatif des résultats des essais au laboratoire (Barrage Oued El Kaïm).

V-4- Essais mécaniques :

La détermination des caractéristiques mécaniques a été réalisée à partir d'échantillons composites.

Ces matériaux argileux forment la grande majorité des emprunts envisageables et par conséquent, les deux digues sont de types homogènes avec drains cheminés.

Six mélanges ont servi à la détermination des caractéristiques géomécaniques.

Les résultats des essais mécaniques effectués au niveau de site étudié sont récapitulés dans le tableau V-14 ci-après:

Réf. Bah. Mélange n°	Essais Mécaniques									
	Proctor Normal			Cisaillement Rectiligne (CU)		Cisaillement Rectiligne (CU)		Compression Essai oedomètre		
	γ_{dopm} (g/cm ³)	95% γ_{dopm} (g/cm ³)	Wopm (%)	C (bar)	ϕ (°)	C (bar)	ϕ (°)	Pc	Cc	Cg
A	1.51	1.43	19.8	0.99	11.0	-	-	2.14	0.313	0.049
B	1.58	1.50	18.9	0.27	3.0	-	-	1.90	0.296	0.059
C	1.52	1.44	18.6	-	-	0.43	22.0	1.64	0.353	0.067
D	1.49	1.41	20.0	0.14	12.0	-	-	2.29	0.331	0.040
E	1.65	1.57	19.5	-	-	0.40	21.0	1.67	0.282	0.057
F	1.62	1.54	15.8	0.36	7.0	-	-	1.55	0.212	0.043

Tableau V-14 : Résultats des essais mécaniques effectués dans la cuvette du barrage étudié.

V-4-1- Essais Proctor Normal :

L'analyse statique des données des essais Proctor Normale pour les six mélanges, montre une teneur en eau optimale de 19% et une densité sèche de 1.5g/cm³.

V-4-2- Essais de cisaillement rectiligne (à la boîte de Casagrande) :

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture au moment de la rupture.

L'essai de cisaillement à la boîte est un essai rapide, non coûteux, destiné à évaluer les caractéristiques mécaniques d'un sol. C'est-à-dire la cohésion C et l'angle de frottement ϕ (Tisot, 1983).

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi boîtes qui peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre. De plus, un piston permet d'exercer une contrainte normale au plan de cisaillement (Tisot, 1983).

La demi boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement N est mesurée à l'aide d'un anneau fixé à la demi boîtes supérieure, et un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon (Philipponnat et Hubert, 2003).

Soit : S la section de l'échantillon selon le plan de la rupture,

$\sigma = N/S$, la contrainte normale appliquée à l'échantillon,

$\tau = T/S$, la contrainte de cisaillement maximale mesurée à la rupture (la contrainte tangentielle).

Sur un graphique représentant la courbe « Contrainte-déformation » cette courbe obtenue est approximativement une droite appelée : « Droite Intrinsèque », l'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé φ et l'ordonnée à l'origine est appelée C, l'équation de la droite est (Tisot, 1983) :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

Elle exprime la loi de Coulomb, dans le cas des sols pulvérulents ; $C=0$ et l'équation de Coulomb devient (Tisot, 1983) :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

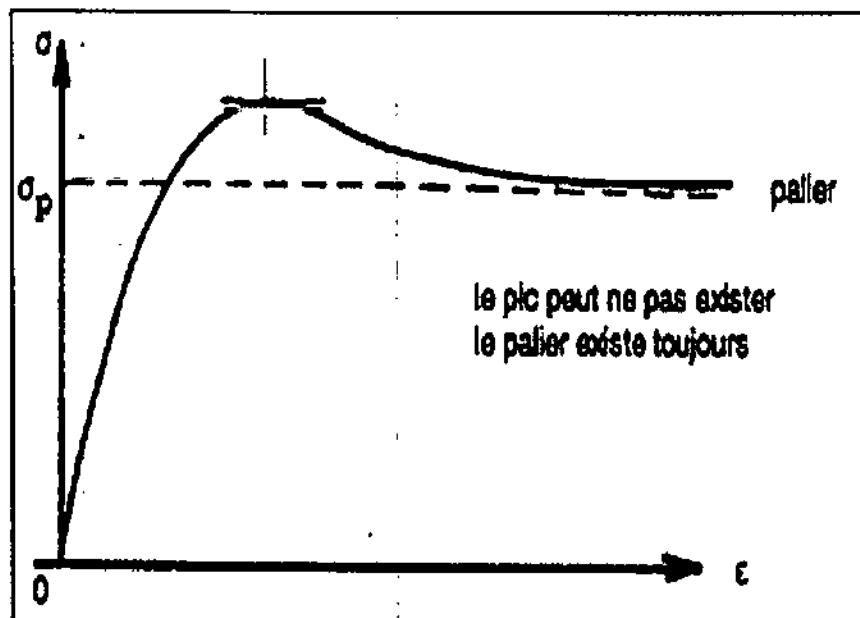


Fig. V-09 : La courbe de l'essai de cisaillement.

L'essai de cisaillement à la boîte ou rectiligne est très utilisé à cause de sa simplicité dans l'exécution, le calcul et l'interprétation.

Ses inconvénients principaux sont :

- Le plan de rupture horizontal imposé.
- L'impossibilité de faire des mesures de la pression interstitielle U.
- La vitesse est constante.

Dans le cas des sols cohérents, on étudie en général des échantillons saturés, mais pour une étude de remblai, on peut avoir des échantillons non saturés, qu'il ne faut pas consolider donc on peut réaliser des essais (CD, CU, UU) (Tisot, 1983).

Le type d'essai est choisi selon le type de sol, son utilisation à court ou à long terme.

V-4-2-1- Interprétation des résultats obtenus:

L'essai de cisaillement (UU) non consolidé non drainé à la boîte de Casagrande présente une cohésion faible ($C_{uu} = 0.44$ bars) et un angle de frottement interne faible ($\varphi_{uu} = 8.25^\circ$), ceci est dû au faible pourcentage des éléments fins et au fort pourcentage des sables.

De même, l'essai de cisaillement consolidé non drainé (CU), montre une cohésion $C_{cu} = 0.41$ bars (faible) et un angle de frottement interne $\varphi_{cu} = 21.5^\circ$ (moyen), qui est dû à la proportion élevée des sables fins par rapport à celle des argiles.

V-4-3- Essais œdométrique :

L'essai de compressibilité à l'Oedomètre ou essai Oedométrique a pour but d'étudier la consolidation d'échantillon de sols intacts ou remaniés, soumis à des charges verticales, drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide. Il permet de suivre la consolidation au cours du temps et déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges après consolidation (Tisot, 1983).

Pratiquement, cet essai permet de prévoir l'importance et la durée des tassements des sols sous une charge donnée, on obtient deux propriétés caractéristiques du sol en place :

- L'indice de compression (C_c) qui définit la compressibilité du Sol.
- Le coefficient de consolidation (C_v) qui permet de déterminer les temps de tassement sous une charge donnée.

Pour une charge donnée, la déformation totale se développe suivant trois phases successives :

- Compression (tassement) initiale.
- Consolidation primaire.
- Consolidation secondaire (Fluage) (Tisot, 1983).

L'essai œdométrique permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

- La courbe de compressibilité, (fig. V-10) qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée. On trace la courbe représentative de la variation de l'indice des vides de l'échantillon en fonction de la pression appliquée : courbe de chargement et de déchargement. Donc on représente la variation des indices des vides « e » en fonction de ($\log \sigma$), celle-ci est liée au tassement relatif par la relation suivante :

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

H : hauteur initiale de l'échantillon
 e_0 : indice des vides initial.

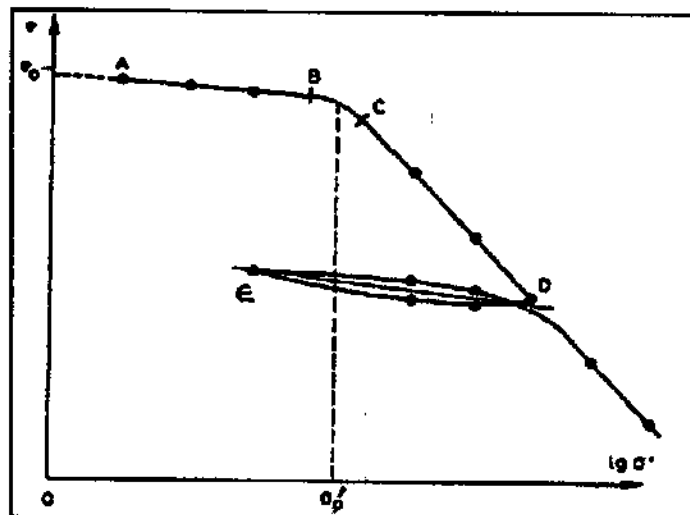


Fig. V-10 : Courbe de compressibilité.

- La courbe de consolidation, qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.

V-4-3-1- Caractéristiques de compressibilité :

1- l'indice des vides :

Pour tracer la courbe Oedométrique ($e, \log \sigma$) il est nécessaire de connaître l'indice des vides « e » après chaque charge.

$$e = \text{Volume des vides} / \text{Volumen des pleins}$$

- L'indice des vides initial :

$$e = V \text{ des vides} / V_s$$

$$e_0 = \frac{\text{Section} \times \text{hauteur initiale des vides}}{\text{Section} \times \text{hauteur des pleins}} = \frac{S \times (H - H_0)}{S \times H_0}$$

$$e_0 = H - H_0 / H_0$$

- L'indice des vides Final e_1 :

$$e_1 = H - H_0 - \Delta H / H_0$$

H : hauteur initiale de l'éprouvette en (cm).

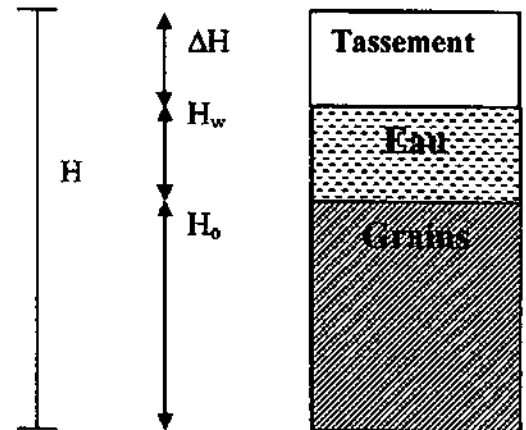
ΔH : hauteur du tassement final en (cm).

H_w : hauteur d'eau en (cm)

H_0 : hauteur des pleins en (cm)

$$H_w = \frac{\text{Poids d'eau final } (\gamma_w)}{\text{Section de l'éprouvette (S)}} \quad (\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3)$$

$$H_0 = \frac{\text{Poids sec de l'Echantillon}}{\gamma_s \times S} \quad (\gamma_s = 27 \text{ KN/m}^3)$$

B/ Contrainte effective de préconsolidation « σ'_p » :

C'est la contrainte effective maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire. Les figures (V-5), montrent la méthode graphique utilisée pour déterminer σ'_p . Elle est déterminée graphiquement selon la méthode suivante :

-Sur la courbe de consolidation on trace les deux tangentes aux deux parties de la courbe AB et BC.

-On trace la bissectrice de l'angle Formée par les deux tangentes cette bissectrice coupe la courbe en un Point M.

-De M, on trace la tangente à la courbe et on mène une droite horizontale. Finalement on trace la bissectrice de l'angle formé par cette tangente et l'horizontale.

-La pression de consolidation est l'abscisse du point d'intersection de la bissectrice avec la tangente de la partie droite de la courbe (Philipponnat et Hubert, 2003).

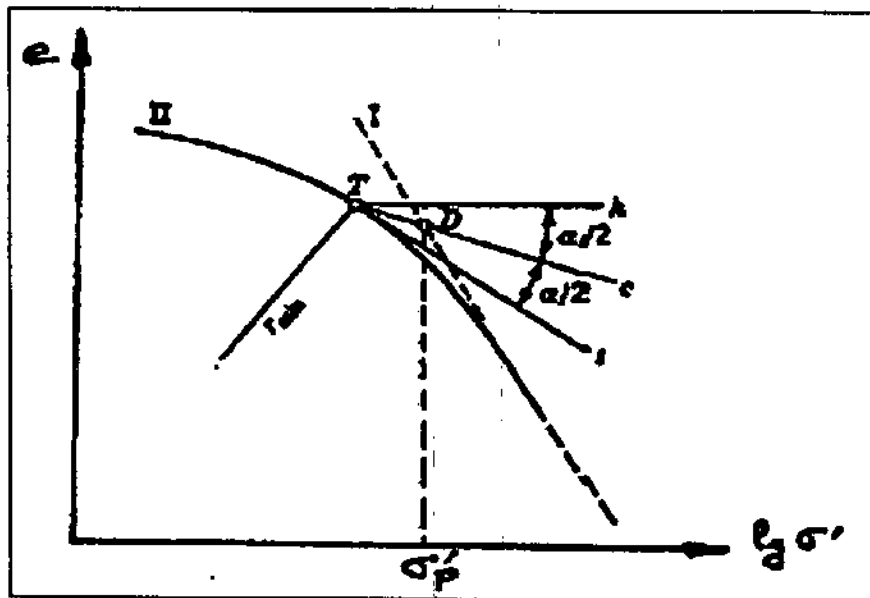


Fig. V-11 : Détermination de σ'_p (méthode de Casagrande).

C/ Le coefficient de compressibilité (indice de compressibilité) « C_c » :

L'indice de compressibilité est la pente de la tangente à la courbe vierge permet de préciser la sensibilité du sol au tassement le long de cette courbe (Philipponnat et Hubert, 2003).

Soit deux points quelconques M_1 et M_2 sur cette tangente (fig. V-5), il s'ensuit :

$$e_1 - e_2 = -C_c (\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1) = -C_c \log(\sigma'_2 / \sigma'_1)$$

d'où [2], compte tenu de la formule[1]:

$$\Delta H = -H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \quad [2]$$

La formule [2] fournit le tassement d'une couche d'épaisseur H lorsque la contrainte normale appliquée croît de σ'_1 à σ'_2 .

D'après Skempton, on peut relier l'indice de compression aux propriétés physiques du Matériau :

$$C_c = 0.009 (W_L - 10)$$

Une classification assez grossière a été faite suivant l'indice de compressibilité C_c :

Sol	C_c
Sable	$0.01 < C_c < 0.10$
Argile raide	$0.10 < C_c < 0.25$
Argile moyenne	$0.25 < C_c < 0.80$
Argile molle	$0.80 < C_c < 2.50$

Tableau V-15 : Classification selon C_c (Costet et Sanglerat, 1975).

C_c	Sol
$C_c < 0.02$	Sol incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	Sol peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c > 0.500$	Sol extrêmement compressible

Tableau V-16 : Classification selon C_c (Philipponnat et Hubert, 2003).

D/ L'indice de gonflement « C_s » :

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

$$\Delta H = -H \frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma_p'}{\sigma_1'} + \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma_2'}{\sigma_p'}$$

Deux autres paramètres sont utilisés pour caractériser le gonflement:

- La pression de gonflement σ_g , qui est la pression à la quelle le sol gonfle (augmentation de l'indice des vides) lorsqu'on le met en présence d'eau ;
- Le coefficient de gonflement C_g , qui est la pente de la courbe de déchargement.

$$C_g = \Delta e / \Delta \log \sigma$$

$$C_g < 0.005 \rightarrow \text{Sol non gonflant}$$

$$C_g > 0.005 \rightarrow \text{Sol pouvant gonfler}$$

E/ Le coefficient de consolidation « C_v » :

Le coefficient de consolidation C_v est défini à partir de la théorie de Terzaghi en consolidation primaire par la relation (Catalogue LTPC et ENTPA) :

$$C_v = (T_v / t) (h^2 / H)$$

$$10^{-5} < C_v < 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{S} \quad \text{pour les sols compressibles courants.}$$

T_v : facteur temps

t : temps nécessaire pour obtenir un pourcentage donné de consolidation en fonction de T_v .

H : hauteur de l'éprouvette.

F/ Le Module oedométrique E_{oed} :

Le module oedométrique sécant entre deux points N_1 (σ_1, e_1) et N_2 (σ_2, e_2) de la couche de chargement est défini par la formule suivante :

$$E_{oed} = -\frac{\Delta\sigma}{\Delta e}(1 + e_1) \quad (\text{Philipponnat et Hubert, 2003})$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le Tableau V-14

Les valeurs de C_c et C_g obtenues montre que les six mélanges sont des sols compressibles ($0.20 < C_c < 0.35$) et non gonflants ($C_g \leq 0.05$).

Remarque :

Le nombre d'essais de chaque type est à adapter au volume probable des remblais, à sa hauteur, au nombre de matériaux de différents types utilisés et à la variabilité naturelle des matériaux étudiés.

Pour la fondation, le nombre d'essais à entre prendre peut être du même ordre de grandeur si l'épaisseur meuble est importante (les essais de compactage étant inutiles) (Degoutte, 1997).

Conclusion :

L'analyse des résultats des essais géotechniques effectuées dans la cuvette du barrage réservoir d'Oued El Km, montre que les sols de fondation présentent jusqu'à 8m de profondeur, de mauvaises caractéristiques géotechniques. Ces formations ne peuvent donc constitués un substratum solide pour les fondations du barrage et ces ouvrages annexes.

Les zones d'emprunt sont caractérisées par la présence de différents types de matériaux : Des argiles limoneuses, en raison de leurs caractéristiques géotechniques pour la construction de deux digues.

Des sables gros à fin sont utilisés aussi en raison de leurs caractéristiques géotechniques pour les filtres et drains.

CHAPITRE VI :

*Etude de stabilité
du barrage*

I- Introduction :

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pentes des talus, en particulier) et du principe de drainage à appliquer : deux paramètres conditionnent, bien sur le volume et la nature des matériaux à mettre en œuvre et, donc le prix de revient final de l'aménagement (Djemili, 2006). Cependant, en se basant sur la maîtrise des caractéristiques des matériaux de construction à utiliser et du sol de fondation, il est important de vérifier pour chaque retenue sa stabilité vis-à-vis du glissement des talus ainsi que l'érosion interne.

II- Réseau d'écoulement :

Une des étapes préliminaires aux études de stabilité consiste à déterminer le réseau d'écoulement qui s'établit à long terme au travers du corps de la digue, où la retenue est supposée pleine et le régime permanent.

Parmi les conditions aux limites supposées connues, figure la position de la surface phréatique (ou ligne de saturation) et détermine les débits d'infiltration à travers le corps du barrage et sa fondation.

Pour la retenue d'Oued El Kaïm, des analyses d'infiltration ont été effectuées par le bureau d'étude TRACTEBEL, pour déterminer la ligne de saturation et les débits d'infiltration à travers le corps du barrage et sa fondation, montre que les pertes d'eau dues aux écoulements seraient dans l'ordre de quelques L/s, ce qui est considéré comme négligeable.

III- Érosion interne (Phénomène de renard) :

L'érosion interne provient de la migration, sous l'action d'un écoulement, de certaines particules constitutives de l'ouvrage. Cette migration est mal connue à cause de sa complexité et de la difficulté de sa détection. Elle engendre une modification des caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau constituant l'ouvrage. La perméabilité du matériau peut être considérablement modifiée, ce qui peut provoquer une perte d'étanchéité ou des surpressions interstitielles. L'arrachage de certaines particules porte préjudice à la stabilité structurelle du matériau et peut même conduire à la rupture de l'ouvrage (Bendahmane et al, 2004).

L'érosion interne ne se développe que si deux conditions nécessaires sont réunies: le détachement des particules et leur transport. Huit phénomènes de détachement (la boullance, la suffusion, l'érosion régressive, le débouillage, la dissolution, la dispersion, l'entraînement et l'exsolution) et deux types de transport (transport dans un conduit, et transport dans l'espace poreux intergranulaires) ont été identifiés (Monne et al, 2007).

- La boullance qui correspond à l'état d'un volume de sol dans lequel les grains flottent, entourés d'une phase liquide continue, sous l'action d'une pression d'eau qui annule la contrainte effective,
- La suffusion qui ne provoque que le mouvement de grains de petite taille non structuraux lorsque la vitesse locale (ou le gradient local) dépasse une certaine limite,
- L'érosion régressive qui produit un vide en un point aval et qui se poursuit en progressant vers l'amont,
- Le débouillage qui déséquilibre un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement sur le pourtour du volume ne parvient plus à compenser. Il concerne principalement les matériaux argileux coincés dans une discontinuité d'un milieu rocheux,
- La dissolution qui provoque la disparition d'une partie des constituants des particules, sous une action chimique ou thermique,

- La dispersion qui est un phénomène physico-chimique tendant à séparer les particules argileuses, à diminuer la taille des agglomérats de particules argileuses, à disperser les plaquettes d'argile et faciliter leur mobilité,
- L'entraînement qui détache des particules des parois d'une conduite, d'un canal ou d'une rivière à partir d'une certaine valeur du cisaillement engendré par l'écoulement,
- L'exsolution qui piège l'air dans le noyau lors de la mise en eau, le comprime et le dissout partiellement dans l'eau en partie amont du noyau. L'air est finalement transporté par l'eau via le corps du barrage et relâché dans les parties aval du noyau où la pression de l'eau interstitielle est plus faible. Il en résulte une diminution locale de la perméabilité et une augmentation nette des pressions interstitielles.

Des méthodes fondées sur la comparaison du gradient hydraulique de sortie avec un seuil de gradient critique sont utilisées. Ils ont montré, à l'aide de la modélisation numérique, que les gradients critiques changent selon le mécanisme d'érosion étudié. Les phénomènes de transport ont aussi fait l'objet de plusieurs études mais restent toujours du domaine de la recherche.

On peut distinguer quatre phases de développement de l'érosion interne (Foster et Fell, 2001) : l'initiation, la filtration, la progression, la rupture par brèche :

- L'initiation représente le fait que la sollicitation hydraulique est supérieure à un seuil d'érosion.
- La filtration est une phase qui dépend de la présence d'un filtre, et de son efficacité : cette phase reflète les conditions aux limites.
- La progression est la phase de développement de l'érosion interne au sein du matériau.
- La rupture par brèche est la phase ultime spécifique à l'ouvrage.

Parmi les quatre phases de progression d'une érosion interne par écoulement localisé dans un barrage en terre, dénommé «phénomène de Renard » est particulièrement importante et sera détaillée dans ce qui suit :

III-1- Mécanisme du renard hydraulique dans la superstructure d'une digue en terre :

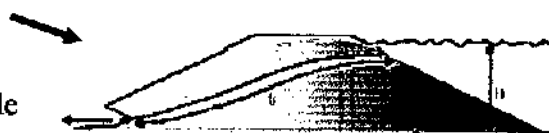
A- Avec l'augmentation du niveau d'eau amont (H), le remblai se sature progressivement et le gradient hydraulique (H/L) augmente (Cosson et al, 2006).



B- Après, un écoulement se crée et génère une petite fuite à l'aval de l'ouvrage.



C- La fuite est établie et des matériaux du remblai sont entraînés par l'écoulement au débouché de la fuite. Progressivement, le chemin hydraulique se raccourcit, le gradient hydraulique (H/L) augmente et accentue le phénomène.



D- La fuite s'agrandit, les matériaux entraînés par l'eau de fuite laissent un vide, développant une cavité qui se propage vers l'amont et s'élargit à l'aval. La galerie ainsi formée peut traverser entièrement l'ouvrage et conduire à sa ruine en une ou plusieurs étapes successives.



Ce phénomène peut se produire dans les cas suivants :

- A réservoir vide, à la suite de grosses pluies persistantes ;
- Dans le talus aval en régime permanent (retenue pleine) ;
- Dans le talus amont à la suite d'une vidange rapide.

III-2- Formation d'un renard dans le terrain de l'infrastructure d'une digue en terre :

Lorsqu'un barrage est fondé sur une assise perméable, des courants d'infiltration passent sous l'ouvrage et débouchent à l'extrémité aval à l'air libre, ce qui tend à soulever les particules du terrain. Ce phénomène d'érosion interne se développera jusqu'à la formation d'une petite source en aval de l'ouvrage (Verlet, 1966).

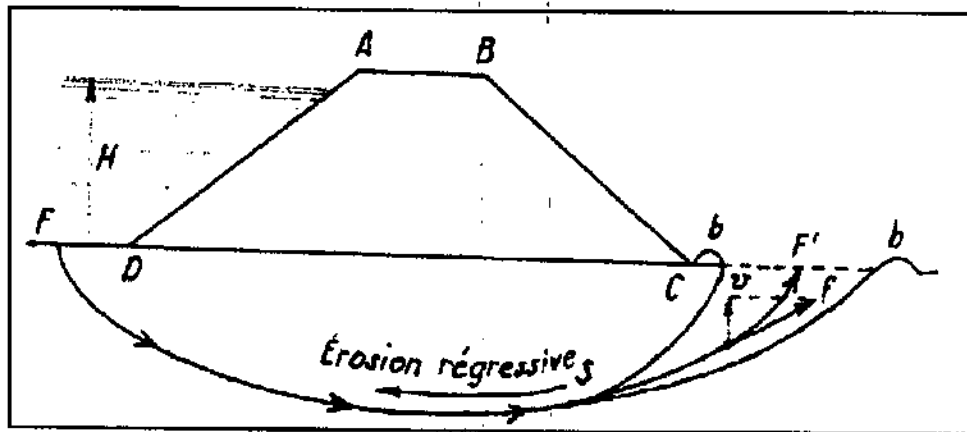


Fig. VI-01 : Formation d'un renard par érosion régressive dans le terrain de l'infrastructure d'une digue en terre.

L'érosion régressive sous l'ouvrage conduit à la formation d'un véritable tunnel, d'aval en amont. Sous le poids du barrage, il se produit un tassement (ou mieux un affaissement de l'ouvrage).

Par conséquent, lorsque le réservoir est plein, le plan d'eau passe par-dessus le couronnement : c'est la submersion qui provoque la ruine (Verlet, 1966).

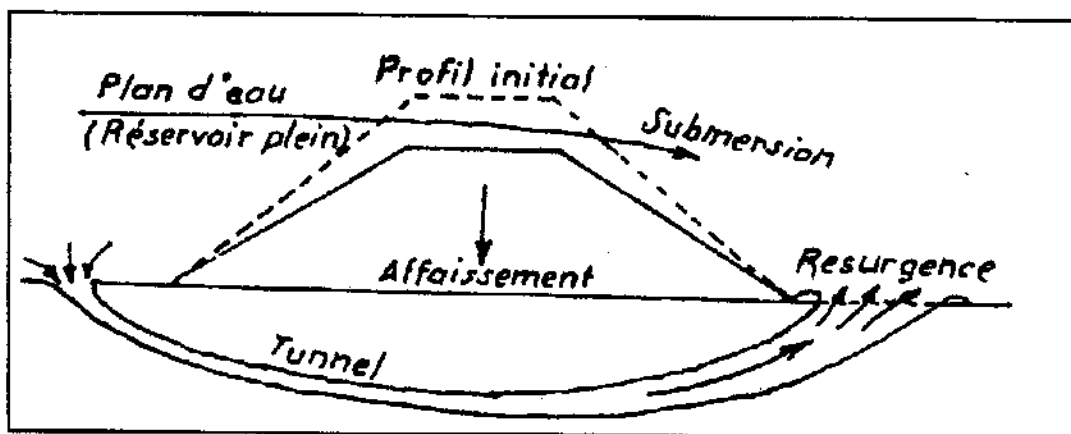


Fig. VI-02 : Affaissement et submersion d'un barrage en terre miné par un renard.

La solution est avant tout le respect des règles de l'art de conception d'un ouvrage hydraulique en remblai. Il s'agit notamment (Cosson et al, 2006):

- Du respect de l'étanchéité amont ou centrale et de la continuité verticale des étanchéités;

- Du drainage aval : il s'agit de contrôler les écoulements sans entraînement des matériaux, avec une continuité de la granulométrie;
- De respecter les règles de filtre (interfaces entre couches), auto-filtration de chaque couche;
- Un compactage à l'OPN du remblai.

Il est possible à tout moment de réaliser un confortement préventif, y compris en crue, par exemple par la mise en place d'un géotextile et d'un remblai drainant par-dessus celui-ci, pour limiter l'évolution de l'érosion. Cependant, un confortement définitif sera alors à prévoir ultérieurement.

Dans le barrage réservoir d'Oued El Kaïm wilaya de Mila, l'étanchéité de la digue est assurée par le matériaux du remblai lui-même (argiles limoneuses) plus un système de drainage qui se compose par des drains et filtres. La même chose pour le sol de fondation, qui est des marnes compactées avec un voile d'injection (étanchéité) qui passe au centre sous la digue.

IV- Stabilité des talus de la digue :

IV-1- Introduction :

Un barrage en terre contient deux talus (talus amont et talus aval) qui sont susceptible de subir des glissements. Il est ainsi nécessaire d'étudier leur stabilité. L'analyse de la stabilité d'un talus revient à déterminer le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement pour le talus. Ce facteur est calculé en établissant le rapport entre les forces stabilisatrices et les forces motrices agissant sur la masse de sol instable (Philipponnat et Hubert, 2003).

Le problème majeur dans l'analyse de la stabilité des pentes est la connaissance de la surface de rupture. Cette surface peut avoir plusieurs formes :

A- Rupture plane (glissement plan) :

En générale la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon (Philipponnat et Hubert, 2003).

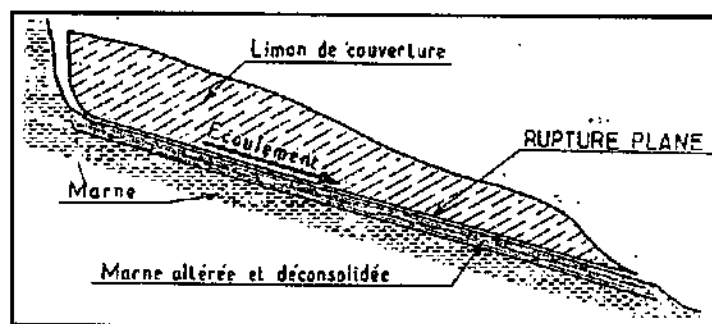


Fig. VI-03 : Glissement plan.

B- Rupture quelconque (glissement rotationnel complexe) :

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-

dessus, qui ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont (Philipponnat et Hubert, 2003).

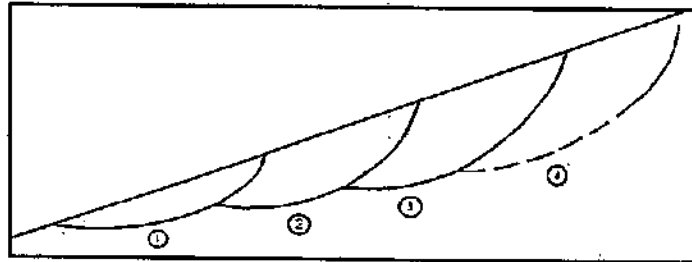


Fig. VI-04 : Glissements successifs emboîtés.

C- Rupture circulaire (glissement rotationnel simple) :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture peut être assimilée à une portion de cylindre à section circulaire (Philipponnat et Hubert, 2003).

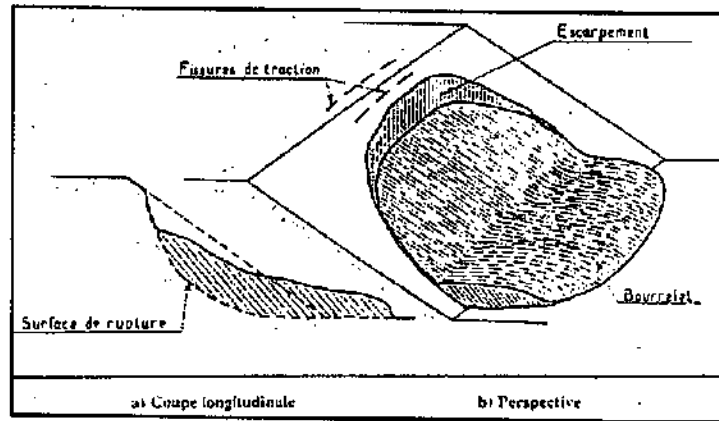


Fig. VI-05 : Glissement rotationnel.

L'expérience a montrée que pour les massifs de sol faiblement hétérogène la surface de rupture est généralement circulaire.

Si le cercle de rupture recoupe le talus, on le nommera « cercle de talus », s'il passe par le pied du talus, il sera dit « cercle de pied ». Enfin, s'il recoupe le sol situé sous le niveau de pied de talus et s'il est de mauvaise qualité, on l'appellera « cercle de profond », ce dernier est le plus courant dans les ouvrages en remblai sur sol non compressible (Philipponnat et Hubert, 2003).

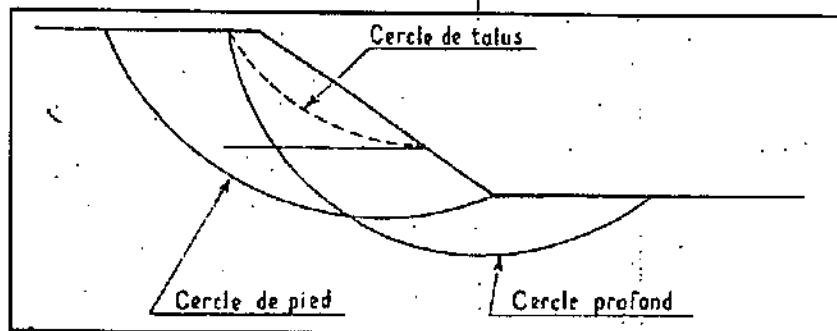


Fig. VI-06 : Différents types de rupture circulaire.

III-2- Causes de glissement des talus des barrages en terre :

Elles sont très variées et une seule peut suffire à provoquer un glissement, mais lorsque plusieurs sont réunies, leur étude est rendue difficile par le fait qu'elles réagissent les unes sur les autres. Notons qu'une des plus importantes est la présence d'eau.

A- Caractéristiques des matériaux constitutifs :

C'est le premier paramètre qui conditionne dans l'explication de la stabilité d'un barrage en terre. D'une part, le matériau de construction du remblai est un sol. Ce sol est remanié par les travaux de terrassement (déblai et transport) et mise en œuvre (compactage destiné à améliorer les propriétés mécaniques du matériau initial), d'autre part, par sa fondation, le matériau correspondant est alors un sol en place, généralement décapé en surface.

Les propriétés mécaniques de ces matériaux jouent logiquement, un rôle primordial et direct dans la stabilité de l'ouvrage. Leurs cohésions et leurs angles de frottement interne déterminent la résistance au cisaillement et donc au glissement des talus sur leur fondation (Durand, 1999).

B- Profil du remblai :

La largeur en crête du remblai est déterminée par des considérations d'accessibilité ou de communication d'une rive à l'autre ($l = 3.5\text{m}$ au minimum).

Les pentes des talus amont et aval forment le corps du barrage, apparaissent comme les paramètres déterminant de la stabilité du remblai sur sa fondation (plus la pente est grande, plus le glissement est possible) (Durand, 1999). Dans notre cas, la pente du talus amont de la digue est de $1/3.5$ et l'autre du talus aval est $1/2.7$.

C- L'hydraulique interne :

Sur le plan microscopique et très schématiquement, la résistance d'un sol réside, dans la reprise des efforts extérieurs par le frottement grain à grain des particules solides qui le constituent et par la cohésion entre particules dans le cas de matériaux fins. La pression interstitielle diminue, voire nulle ce frottement, donc les sols saturés résistent moins aux contraintes de cisaillement qui tendent à les faire glisser suivant des surfaces de rupture privilégiées. Il faut également jouer sur le drainage du remblai (Durand, 1999).

III-3- Conséquences pour l'ouvrage :

Le mouvement, qu'il soit brutal ou progressifs, peut provoquer des dégâts irréversibles sur des ouvrages attenants au barrage (Durand, 1999):

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage ;
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau ;
- Dégâts éventuels à l'évacuateur de crues s'il est posé sur le remblai ;
- Obstruction du fossé aval et/ou destruction des bâtiments annexes par le front du glissement ;... etc.

A- Le glissement des talus :

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement quasi circulaire dans le corps du remblai au niveau des pentes des talus trop raides :

- ❖ Le glissement le plus grave est celui qui peut entraîner la vidange accidentelle de la retenue, si un cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à celui de la cote du plan d'eau, ou si un renard se développe après un glissement.
- ❖ Ce phénomène se traduit par la réduction de la largeur du remblai, qui est susceptible d'affecter le comportement hydraulique ultérieur de l'ouvrage (par exemple la remontée de la ligne de saturation).

B- L'instabilité mécanique en fondation :

La résistance mécanique de la fondation peut conditionner la stabilité. En effet, les lignes de glissement affectant les talus peuvent également recouper la fondation.

IV- Analyse de la stabilité au glissement :

IV-1- les méthodes de calcul :

Il existe de nombreuses méthodes de calcul de stabilité des glissements, les plus courantes sont *les méthodes de calcul à la rupture* (la méthode de Fellenius et celle de Bishop). Les progrès récents de l'informatique ont permis d'envisager la mise en œuvre de méthodes plus complexes telles que le calcul par éléments finis.

Pour les barrages en terre, il est préférable d'utiliser les méthodes classiques de calcul de rupture, car elles donnent généralement des coefficients de sécurité modérés ce qui va dans le sens de la sécurité.

IV-1-1- La méthode des tranches de Fellenius :

A- Principe de la méthode :

Soit un talus recouper par un certain nombre de couches de sol de caractéristiques différentes (C_i , ϕ_i , γ_i):

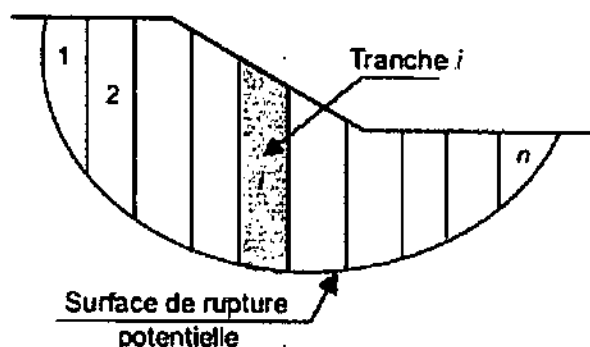


Fig. VI-07 : Découpage en tranches d'un talus.

La figure VI-07, est soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifié la sécurité vis à vis du risque de glissement. La méthode consiste à découper le volume de sol intéressé en « n » tranches de largeur « b » limités par des plans verticaux, puis on analyse l'équilibre de chaque tranche, par exemple la tranche « ABCD »

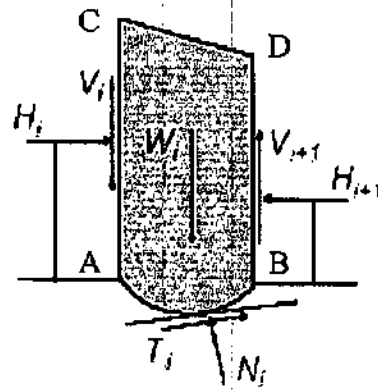


Fig. VI-08 : Forces agissant sur la tranche i .

B - Détermination du coefficient de sécurité (F_s) :

Le coefficient de sécurité est défini comme (Philipponnat, 2002):

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

a - Détermination de F_s en absence d'une nappe d'eau :

Etude d'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche « ABCD » affectée de l'indice « n ».

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- Son poids propre « W ».
- Décomposant cette force agissante « W » en une force « N_n » normale à AB , et une force « T_n » tangentielle à AB .

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n .

D'après la loi de Coulomb :

$$(R_n)_t = C_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i$$

Alors que la somme des moments résistants pour toutes les tranches est :

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

Où :

$$N = W \cos \alpha.$$

m : nombre totale des tranches.

M_r : moments résistants total.

C_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la tranche dans la quelle est situé AB .

➤ Détermination de F_s dans le cas d'un sol homogène :

$C = Cte$, $\varphi = Cte$ et L étant la longueur développée de la surface de rupture :

$$F_s = \frac{C.L + \tan \varphi \sum Nn}{\sum Tn}$$

➤ Détermination de F_s dans le cas d'un sol hétérogène :

$$AB = \frac{b}{\cos \alpha}$$

b : la largeur des tranches ;

α : l'angle orienté que fait le rayon de cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;

$\sum_1^n W \sin \alpha = \sum_1^n T$: est le moment moteur total.

Donc F_s sera :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [C_i \frac{b}{\cos \alpha} + W \cos \alpha \tan \varphi_i]}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \quad (1)$$

b- Détermination de F_s en présence d'une nappe d'eau :

Soit V_1 et V_2 les volumes situés respectivement au-dessus et au dessous de la surface libre tels que :

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

Avec :

$$V = S \cdot 1m$$

S : surface de la tranche (m^2).

V : volume de la tranche (m^3).

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

$$C' \cdot AB + (N - u \cdot AB) \tan \varphi'$$

Avec :

$$u = h_w \cdot \gamma_w$$

u : la pression de l'eau.

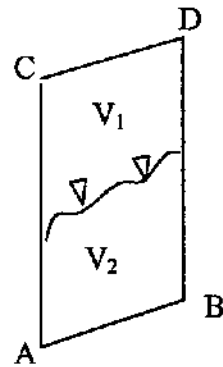
Où :

γ_w : poids volumique de l'eau.

h_w : la hauteur de l'eau dans la tranche étudiée.

La formule (1) devient :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [C'_i \frac{b}{\cos \alpha} + (W \cos \alpha - \frac{u \cdot b}{\cos \alpha}) \tan \varphi'_i]}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha}$$



IV-1-2- Méthode des tranches de Bishop :

Bishop a élaboré une méthode pour les calcul de facteur de sécurité en se basent sur l'hypothèse :

$$V_n - V_{n+1} = 0 \text{ (quelque soit la tranche considérée).}$$

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - U_n \cdot b) \tan \varphi'_i + C'_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'_i}{F_s}}$$

La méthode de Bishop est basée sur une itération qui a pour origine le coefficient F_s de Fellinius, on calcul F_{s1} de Bishop, en donnant une valeur quelconque au valeur F_s , on trouve une valeur de

$F_{s1(\text{Bishop})}$. On donne cette valeur $F_{s1(\text{Bishop})}$ à F_s on trouve une deuxième valeur $F_{s2(\text{Bishop})}$, ... etc. La valeur de $F_{s \text{ min}}$ de Bishop va correspondre au cercle critique.

IV-3- Les cas de calcul :

Les principaux cas à étudier pour vérifier la stabilité des talus d'un barrage en terre sont les suivants :

IV-3-1- Stabilité en fin de construction :

La méthode la plus simple est de faire le calcul de stabilité en contrainte totale en adoptant les valeurs de C_{un} et φ_{un} (caractéristiques mécaniques non consolidé non drainé) correspondant au taux de compactage du remblai, parce qu'il y a une diminution de la stabilité à causes des pressions interstitielles créés lors du compactage.

Donc, le coefficient de sécurité doit être supérieur à 1.5 pour les talus (Philipponnat, 2002).

IV-3-2- Stabilité en régime permanent :

Le régime permanent est souvent dimensionné pour le talus aval, c'est souvent le cas le plus défavorable du fait des pressions interstitielles (Philipponnat, 2002).

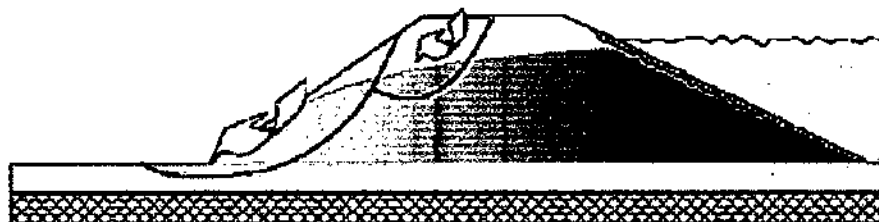


Fig. VI-09 : Le mécanisme de glissement côté aval d'une digue en terre.

IV-3-3- Vidange rapide :

Il s'agit d'une situation très défavorable pour le talus amont. Si à partir d'une retenue pleine, le niveau de la nappe baisse rapidement, il se crée un écoulement, en régime transitoire, de l'eau libre contenue dans le corps de la digue (Philipponnat, 2002).

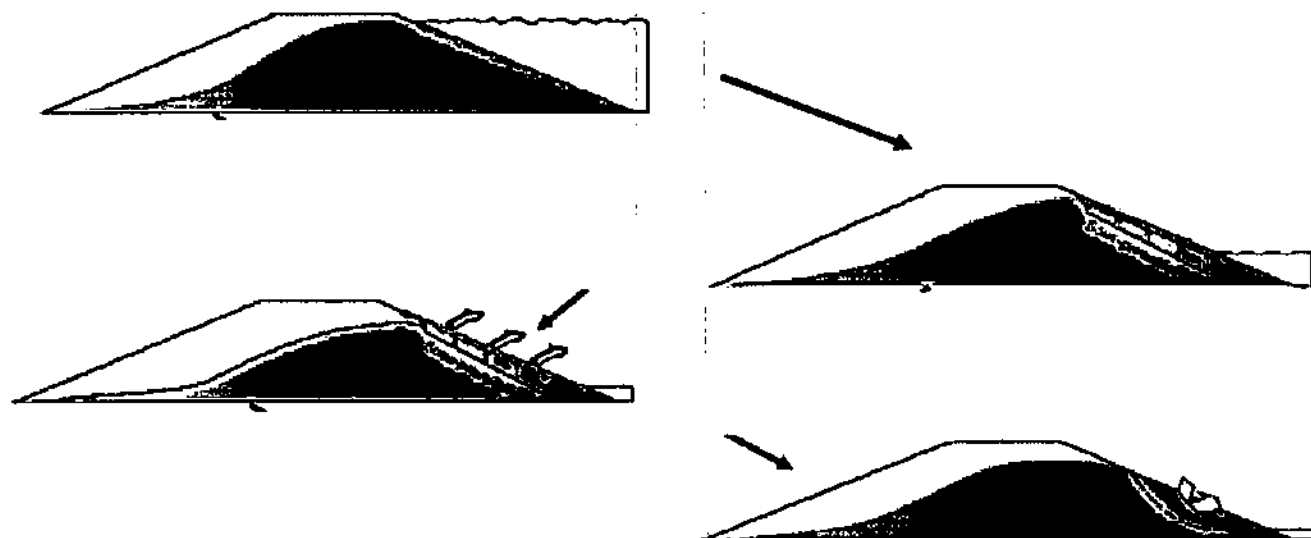


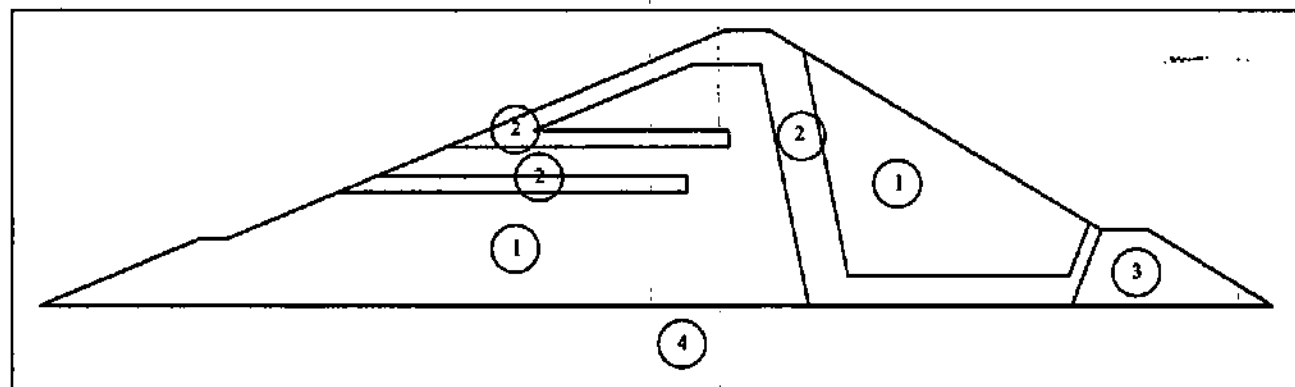
Fig. VI-10 : Le mécanisme de glissement côté amont d'une digue en terre.

IV-4- Calcul pratique de la stabilité des talus du barrage réservoir d'Oued El Kaïm :

IV-4-1- Données requises pour les calculs :

Le barrage est formé d'un remblai d'argile (zones 1 et 2) avec un drain cheminé incliné (zones 3, 4 et 5), un lit de drainage aval (zones 3 et 4), des drains horizontaux dans les talus amont (zones 3 et 4) pour réduire les pressions interstitielles dans le cas de vidange rapide.

En se basant sur les essais des compagnies géotechniques, pour les paramètres de sol utilisés lors des analyses de stabilité de la digue K1 et sa fondation, ils ont été adoptés par le bureau d'étude TRACTEBEL dans la figure VI-11:



- ① Matériaux de recharges
- ② Matériaux des drains et filtres
- ③ Enrochements
- ④ Sol de fondation

Fig. VI-11 : Les matériaux constituant la digue K1.

Selon les résultats disponibles des essais de laboratoire, caractérisant les matériaux de construction et du sol de fondation, on a vérifié la stabilité dans les deux cas suivants :

A- A long terme :

Lorsque la retenue est pleine, c'est à dire dans les conditions normales d'exploitation, un écoulement se produit à travers le barrage, ce qui est défavorable à la stabilité du talus aval. En utilisant les caractéristiques mécaniques d'un sol non consolidé non drainé (C_{uu}, ϕ_{uu}).

B- A court terme :

Lors d'une vidange rapide, c'est-à-dire quand le niveau de l'eau est abaissé pour l'entretien, ou en cas de danger particulier et rapide par rapport à la vitesse de drainage du corps du barrage. Dans ce cas la charge de pression interstitielle demeure inchangée alors que la pression d'eau extérieure a disparu, un régime transitoire d'écoulement s'établit dans le corps de la digue du barrage, le talus amont se trouve alors dans une situation bien plus défavorable qu'en condition normale d'exploitation. Dans ce cas les calculs se font à l'aide des caractéristiques mécaniques consolidé non drainé (C_{cu}, ϕ_{cu}) avec mesure des pressions interstitielles.

Type de sol	Nature de sol	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	γ' (KN/m ³)	Court terme		Long terme	
					C_u (KPa)	ϕ_u (°)	C' (KPa)	ϕ' (°)
Matériaux de recharges	Argiles	20	22.6	12.6	41	2	10	26
Matériaux des drains et filtres	Sables gros à fins	20	22.6	12.6	00	27	00	32
Sol de fondation	Marnes	22	23.76	13.76	50	19	20	24

Tableau VI-01 : Paramètres utilisés dans les calculs.

IV-4-2- Résultats de calcul :

Le calcul a été effectué sur plusieurs cercles. Les 12 figures suivantes illustrent cercles de glissement qui donnent des coefficients de sécurité différents, et chaque figure est accompagnée par un tableau qui résume les différentes étapes de calcul.

Les coefficients de sécurités obtenus pour des différents cercles de glissement sont représentés dans le tableau VI-2 ci-après :

Talus amont			Talus aval		
Cercle « C »	Rayon « R » (m)	Coefficient de sécurité « F_s »	Cercle « C »	Rayon « R » (m)	Coefficient de sécurité « F_s »
C_1	127.5	0.81	C'_1	69.75	2.5
C_2	127.5	0.73	C'_2	69.75	3.72
C_3	127.5	2.12	C'_3	69.75	2.16
C_4	127.5	0.63	C'_4	69.75	1.71
C_5	127.5	0.9	C'_5	127.5	1.28
C_6	127.5	0.91	C'_6	127.5	2.15

Tableau VI-02 : Tableau récapitulatif des facteurs de sécurité obtenus pour les différentes cercles de glissement.

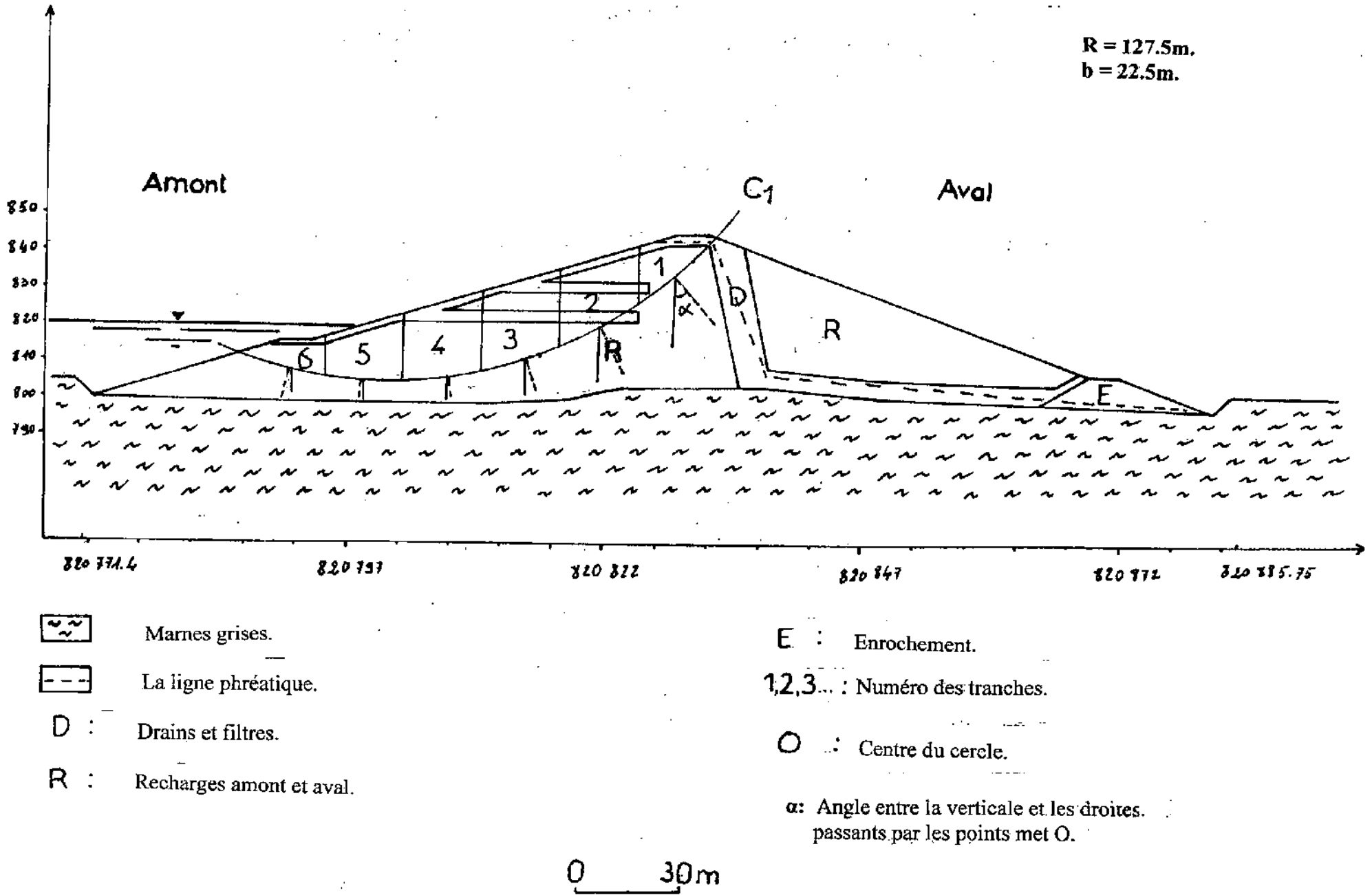
L'examen de ce tableau suffit à montrer l'excellente stabilité du parement aval de cette digue à cause de leurs coefficients de sécurité qui sont largement suffisant. Par contre, dans le parement amont, presque tous les cercles traversant ce talus présentent des coefficients de sécurité inférieure à 1.00.

V- Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons montré que les infiltrations (les pressions interstitielles) - dans l'infrastructure ou bien dans la superstructure- dans un barrage en terre, pouvaient dans certaines conditions, créer des renards dangereux.

Nous avons également vérifié la stabilité des talus de notre digue vis-à-vis au glissement par la méthode des tranches de Fellinius, mais le problème reste toujours majeur pour les barrages en terre.

Fig. VI - Exemple d'un cercle de glissement C₁ probable en cas d'une vidange rapide.



Cercle C1 :

N°	α (°)	W (KN)	cos α	W cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\cos \alpha}$	$\frac{Ub}{\cos \alpha}$	$W \cos \alpha - \frac{Ub}{\cos \alpha}$	φ_i	C_i
1	40	4805.32	0.76	3652.047	0.64	3075.40	210	29.6	6217.10	-2565.053	26	10
2	30	9725.69	0.86	8364.09	0.5	4862.84	202.5	26.16	5297.96	3066.13	26	10
3	19	11441.25	0.94	10754.77	0.32	3661.2	225	23.93	5385.63	5369.14	26	10
4	6	10487.75	0.994	10424.82	0.1	1048.77	210	22.63	4753.52	5671.3	26	10
5	-4	7436.76	0.997	7414.43	-0.06	-446.2	150	22.56	3385.15	4056.28	26	10
6	-13	2669.62	0.97	2589.53	-0.22	-587.31	75	23.19	1739.39	849.84	26	10

R=127.5m

b= 22.5m

 $\sum W \sin \alpha = 11614.71$

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=m} \left[C_i \frac{b}{\cos \alpha} + (W \cos \alpha - \frac{Ub}{\cos \alpha}) \tan \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^{n=m} W \sin \alpha} = 0.81$$

Tableau VI-03 : Résultat du calcul du F_s (cercle C1) pour le talus amont en vidange rapide.

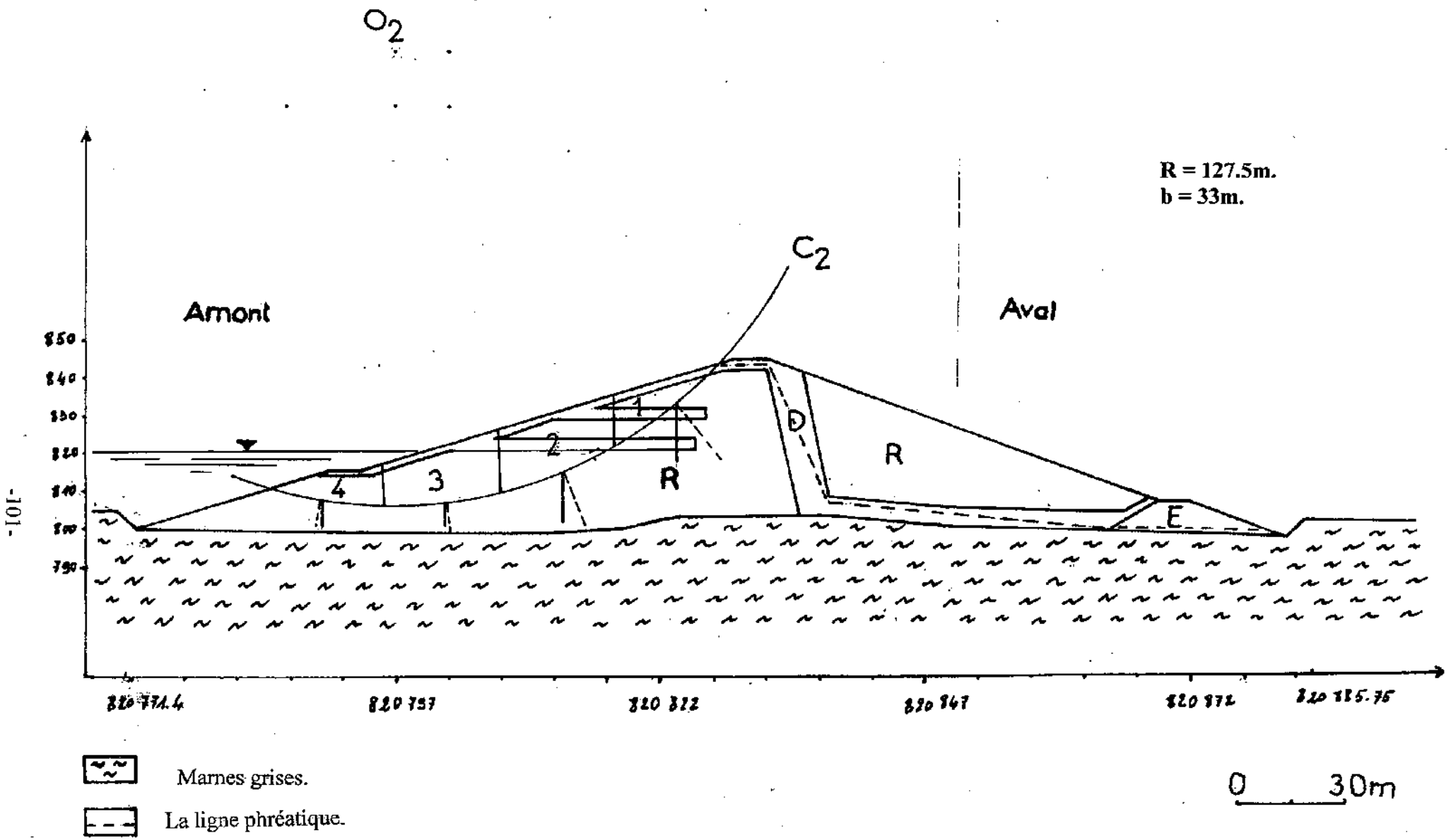


Fig. VI- : Exemple d'un cercle de glissement C₂ probable en cas d'une vidange rapide.

Cercle C2 :

N°	α (°)	W (KN)	Cos α	W Cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\text{Cos } \alpha}$	$\frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	$W \text{Cos } \alpha - \frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	φ_i	C_i
1	38	5873.17	0.78	4581.07	0.61	3582.63	90	42.30	3807.69	773.38	32	0
2	24	12865.05	0.91	11707.19	0.40	5146.02	187.5	36.26	6799.45	4907.74	26	10
3	9	11466.56	0.98	11237.22	0.15	1719.98	180	33.67	6061.22	5176	26	10
4	-11	4474.8	0.98	4385.30	-0.19	-850.21	90	33.67	3030.61	1354.69	26	10

R= 127.5m

b= 33m

 $\sum W \text{ Sin } \alpha = 9598.42$

$$F_s = 0.73$$

Tableau VI-04 : Résultat du calcul du F_s (cercle C2) pour le talus amont en vidange rapide.

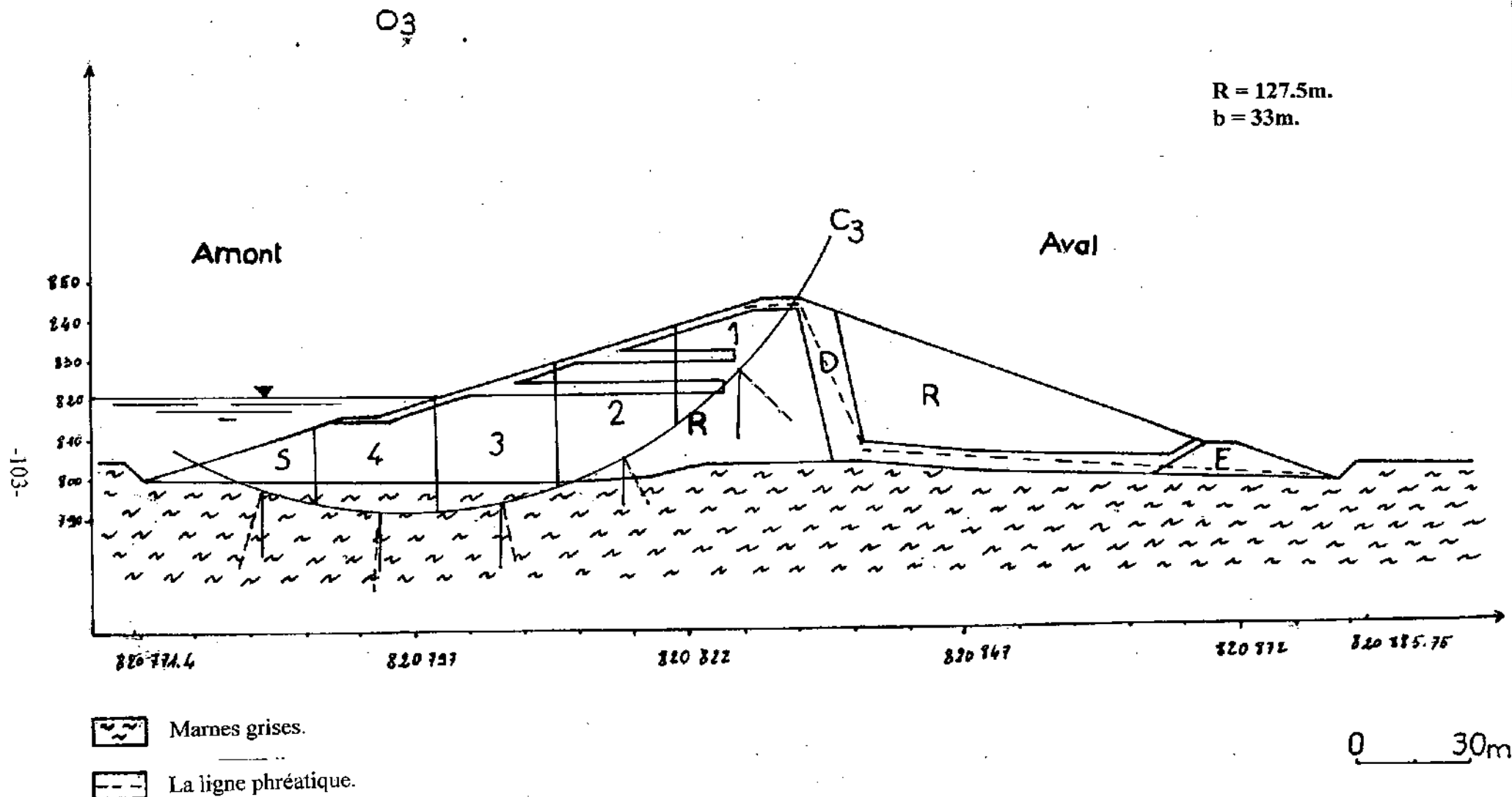


Fig. VI- : Exemple d'un cercle de glissement C_3 probable en cas d'une vidange rapide.

Cercle C3 :

N°	α (°)	W (KN)	Cos α	W Cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\text{Cos } \alpha}$	$\frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	$W \text{Cos } \alpha - \frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	ϕ_1	C_1
1	42	9025.76	0.74	6679.06	0.66	5957	180	44.59	8027.02	-1347.96	26	10
2	28	22933.35	0.88	20181.34	0.46	10549.34	315	37.5	11812.5	8368.84	26	10
3	13	32613.56	0.97	31635.15	0.22	7174.98	345	34.02	11737.11	19898.04	24	20
4	-4	21040.47	0.99	20830.06	-0.06	-1262.62	270	33.33	9000	11830.06	24	20
5	-18	12846.87	0.95	12204.52	-0.3	-3854.06	135	34.73	4689.47	7515.05	23	20

R= 127.5m

b= 33m

 $\Sigma W \text{ Sin } \alpha = 18564.82$

$$F_s = 2.12$$

Tableau VI-05 : Résultat du calcul du F_s (cercle C3) pour le talus amont en vidange rapide.

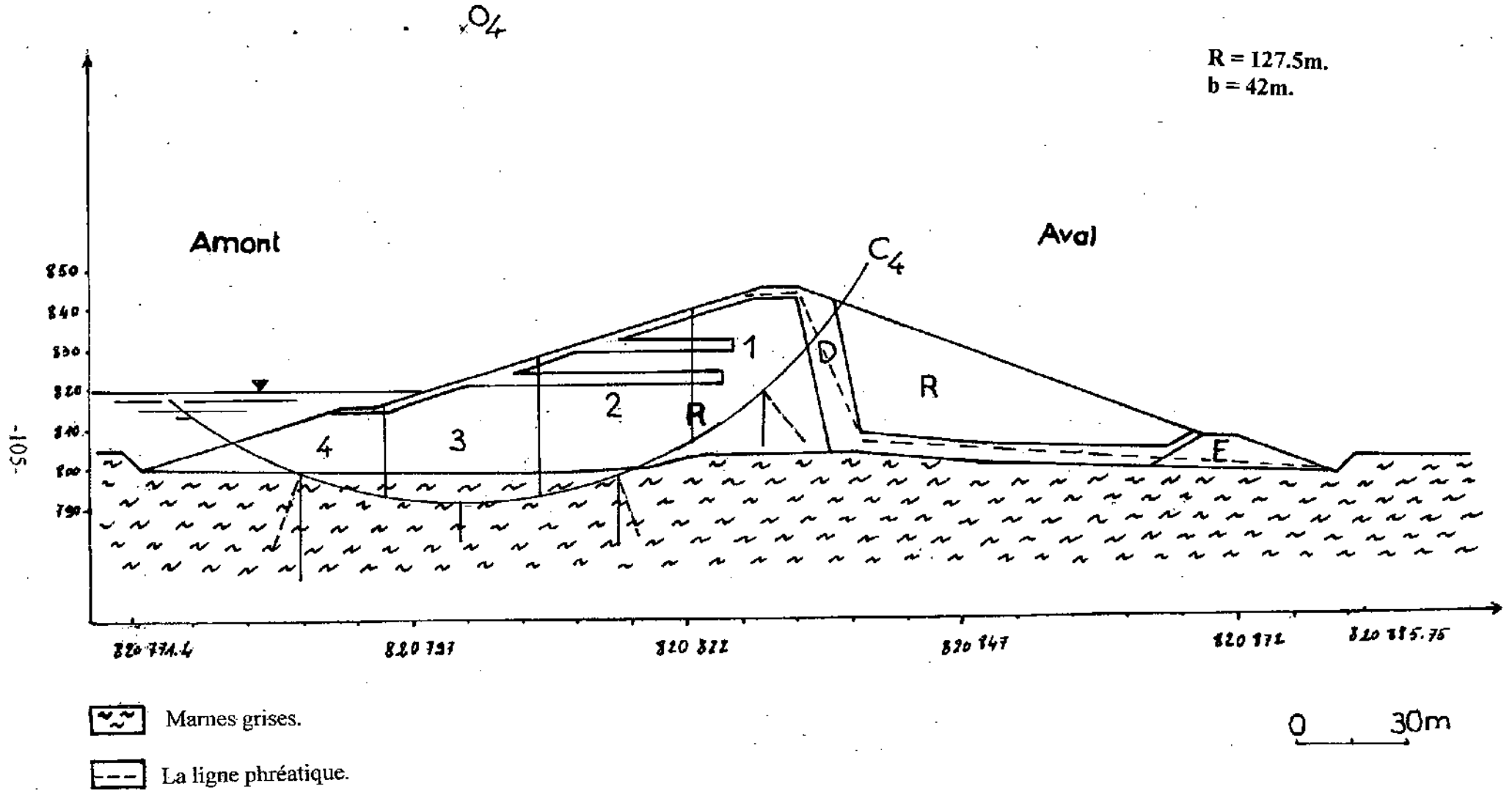


Fig. VI- : Exemple d'un cercle de glissement C₄ probable en cas d'une vidange rapide.

-105-

Cercle C4 :

N°	α (°)	W (KN)	Cos α	W Cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\text{Cos } \alpha}$	$\frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	$W \text{Cos } \alpha - \frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	φ_i	C_i
1	41	15445.68	0.75	11584.26	0.65	10039.69	270	56	15120	-3535.74	26	10
2	20	6351.66	0.93	5907.04	0.34	2159.56	382.5	45.16	17274.19	-11367.15	25	15
3	00	30265.2	1	30265.2	00	00	330	42	13860	16405.2	24	20
4	-20	12819	0.93	11921.67	-0.34	-4358.46	172.5	45.16	7790.32	4131.35	25	15

R= 127.5m

b= 42m

$\sum W \text{ Sin } \alpha = 7840.79$

$F_s = 0.63$

Tableau VI-06 : Résultat du calcul du F_s (cercle C4) pour le talus amont en vidange rapide.

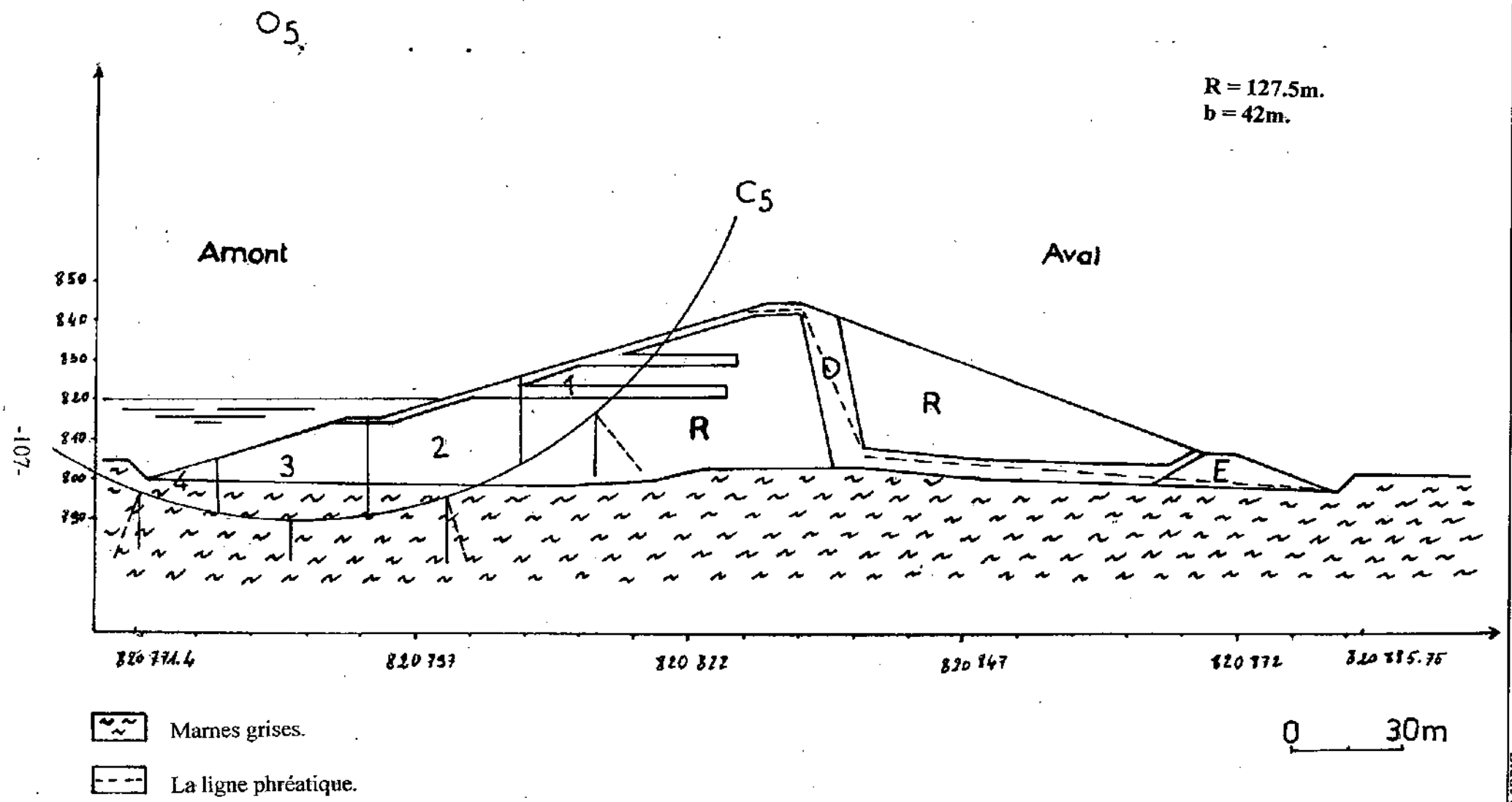


Fig. VI- : Exemple d'un cercle de glissement C₅ probable en cas d'une vidange rapide.

Cercle C5 :

N°	α (°)	W (KN)	cos α	W cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\cos \alpha}$	$\frac{Ub}{\cos \alpha}$	$W \cos \alpha - \frac{Ub}{\cos \alpha}$	ϕ_i	C_i
1	40	11390.4	0.76	8656.70	0.64	7289.85	240	55.26	13263.15	-4606.45	26	10
2	18	25236.5	0.95	23974.67	0.30	7570.95	195	44.21	8621.05	15353.62	24	20
3	00	20371.68	1	20371.68	00	00	232.5	42	97.65	10606.68	24	20
4	-20	5708.43	0.93	5308.83	-0.34	-1940.86	150	45.16	6774.19	-1465.36	24	20

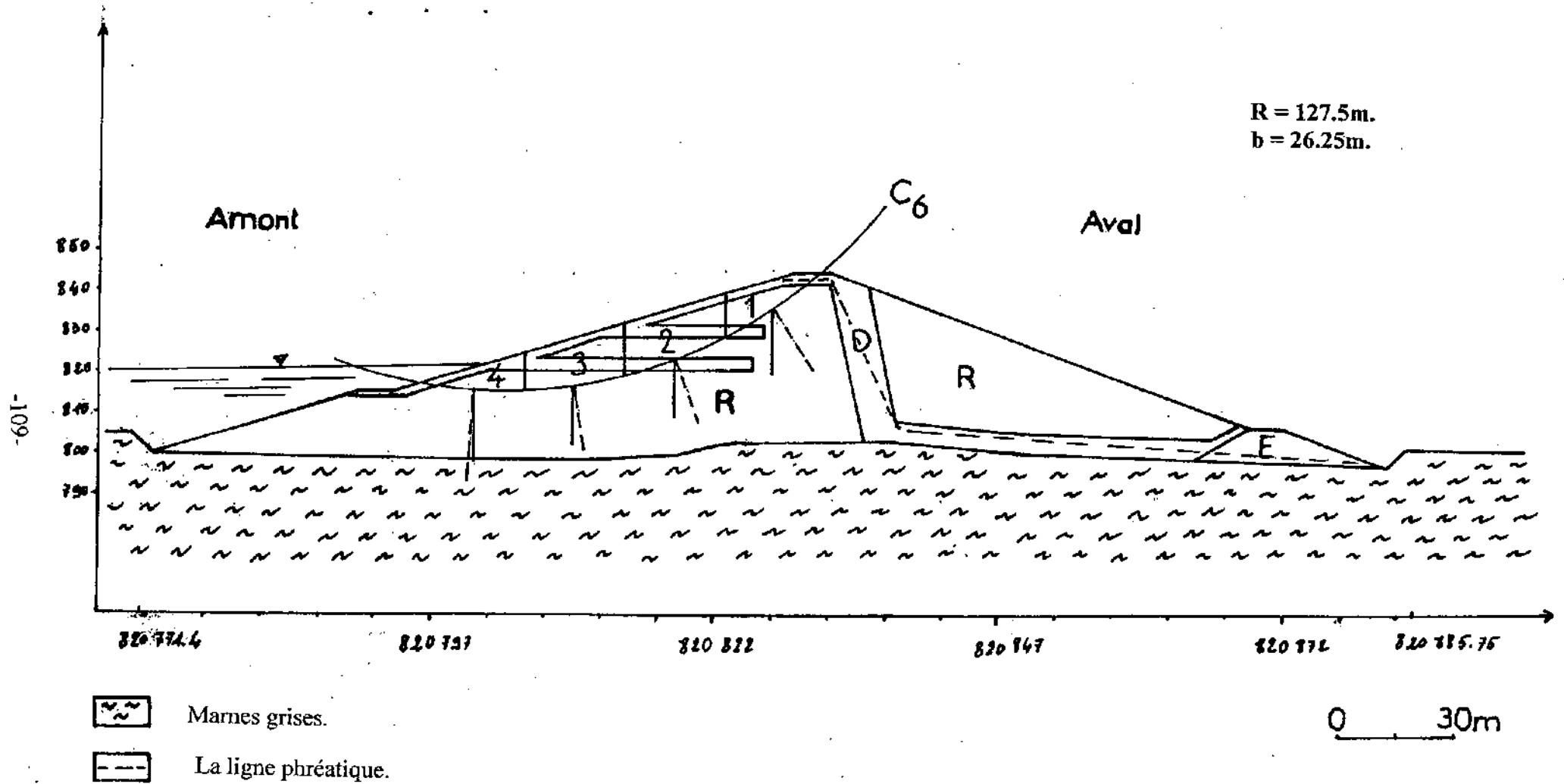
R= 127.5m

b= 42m

 $\sum W \sin \alpha = 12919.94$

$$F_s = 0.90$$

Tableau VI-07 : Résultat du calcul du F_s (cercle C5) pour le talus amont en vidange rapide.



$R = 127.5m.$
 $b = 26.25m.$

Fig. VI- : Exemple d'un cercle de glissement C_6 probable en cas d'une vidange rapide.

Cercle C6 :

N°	α (°)	W (KN)	Cos α	W Cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\text{Cos } \alpha}$	$\frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	$W \text{Cos } \alpha - \frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	ϕ_i	C_i
1	33	4093.28	0.83	3397.42	0.54	2210.37	75	31.62	2371.98	1025.44	26	10
2	21	7341.35	0.93	6827.45	0.35	2569.47	127.5	28.22	3598.79	3228.66	29	5
3	8.5	6896.36	0.98	6758.43	0.14	965.49	120	26.78	3214.28	3544.15	26	10
4	-4	2892.09	0.99	2863.16	-0.06	-173.52	26.51	26.51	2585.22	277.94	26	10

R= 127.5m

b= 26.25m

 $\Sigma W \text{ Sin } \alpha = 5571.81$

$$F_s = 0.91$$

Tableau VI-08 : Résultat du calcul du F_s (cercle C6) pour le talus amont en vidange rapide.

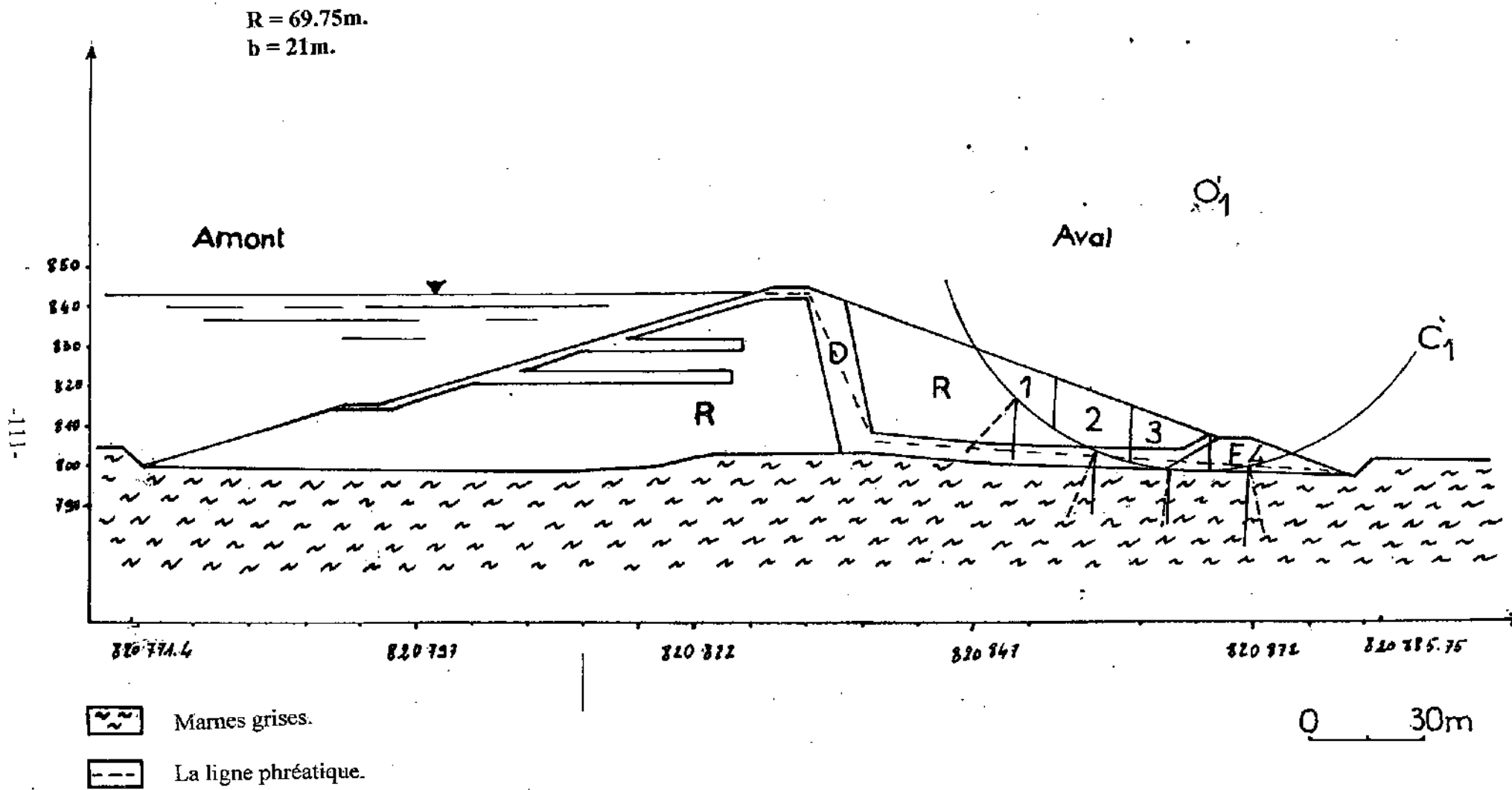


Fig. VI- : Exemple d'un cercle de glissement C_1 probable en régime permanent.

Cercle C'1 :

N°	α (°)	W (KN)	Cos α	W Cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\text{Cos } \alpha}$	$\frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	$W \text{Cos } \alpha - \frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	φ_u	C_u
1	-39	2835	0.77	2182.95	-0.62	-1757.70	-	27.27	-	2182.95	21.5	41
2	-19	5985	0.94	5625.90	-0.32	-1915.20	-	22.34	-	5625.90	26.75	20.5
3	-2	5799.15	0.99	5741.15	-0.03	-173.97	52.5	21.21	1113.63	4627.52	32	00
4	15	2262.82	0.96	2172.31	0.25	565.70	90	21.87	1968.75	203.56	32	00

$$R = 69.75\text{m}$$

$$b = 21\text{m}$$

$$\sum W \text{ Sin } \alpha = 3281.174$$

$$F_s = 2.50$$

Tableau VI-09 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'1) pour le talus aval en régime permanent.

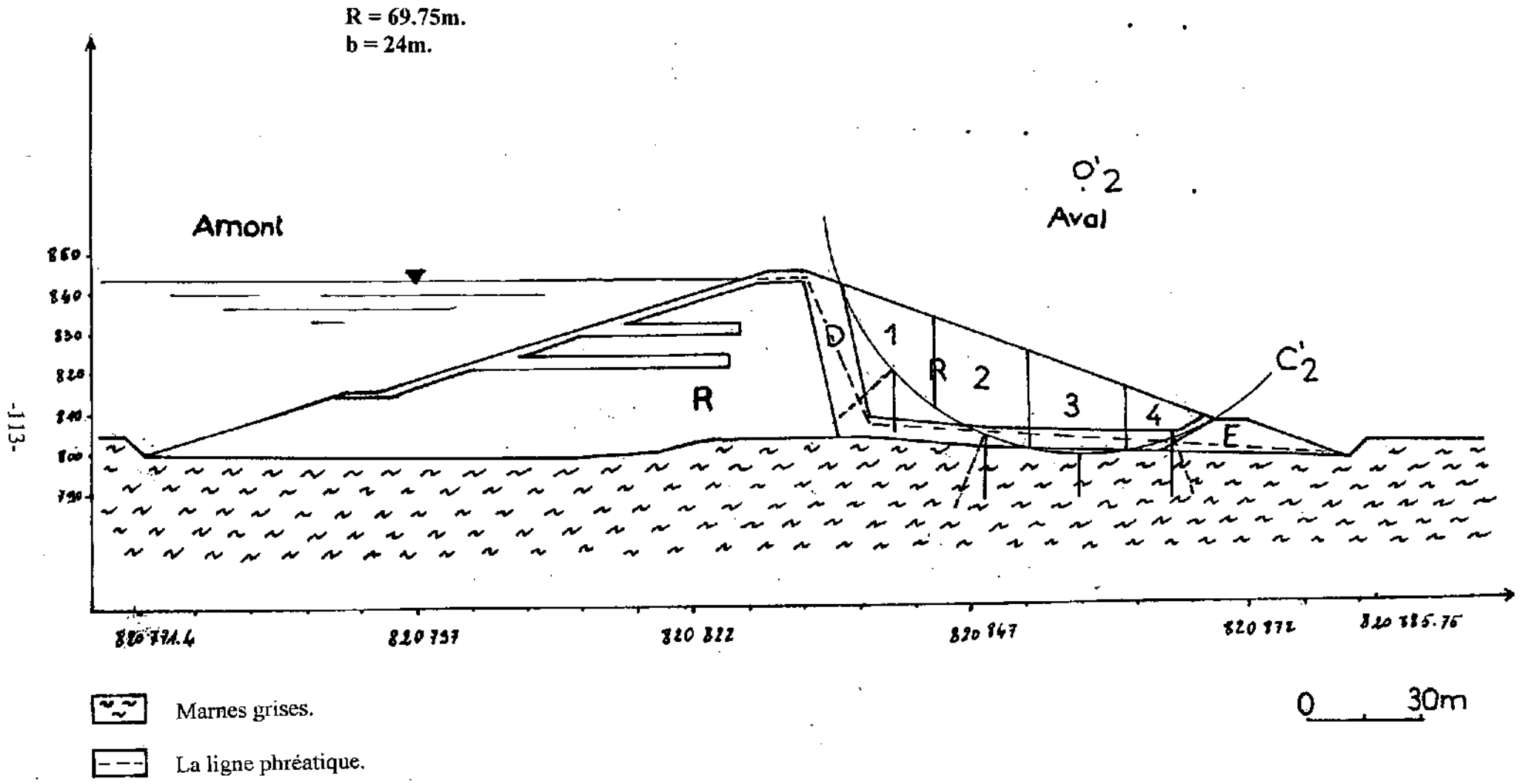


Fig. VI- : Exemple d'un cercle de glissement C'_2 probable en régime permanent.

Cercle C'2 :

N°	α (°)	W (KN)	Cos α	W Cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\text{Cos } \alpha}$	$\frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	$W \text{Cos } \alpha - \frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	ϕ_u	C_u
1	-48	5580	0.66	3682.8	-0.74	-4129.2	-	36.36	-	3682.8	21.5	41
2	-22	11970	0.92	11012.4	-0.37	-4428.9	-	26.08	-	11012.4	26.75	20.5
3	00	10587.6	01	10587.6	00	00	52.5	24	1260	9327.60	32	00
4	20	4052.28	0.93	3768.62	0.34	1377.77	15	25.80	387.09	3361.53	32	00

R= 69.75m

b= 24m

 $\sum W \text{ Sin } \alpha = 4513.67$

$$F_s = 3.72$$

Tableau VI-10 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'2) pour le talus aval en régime permanent.

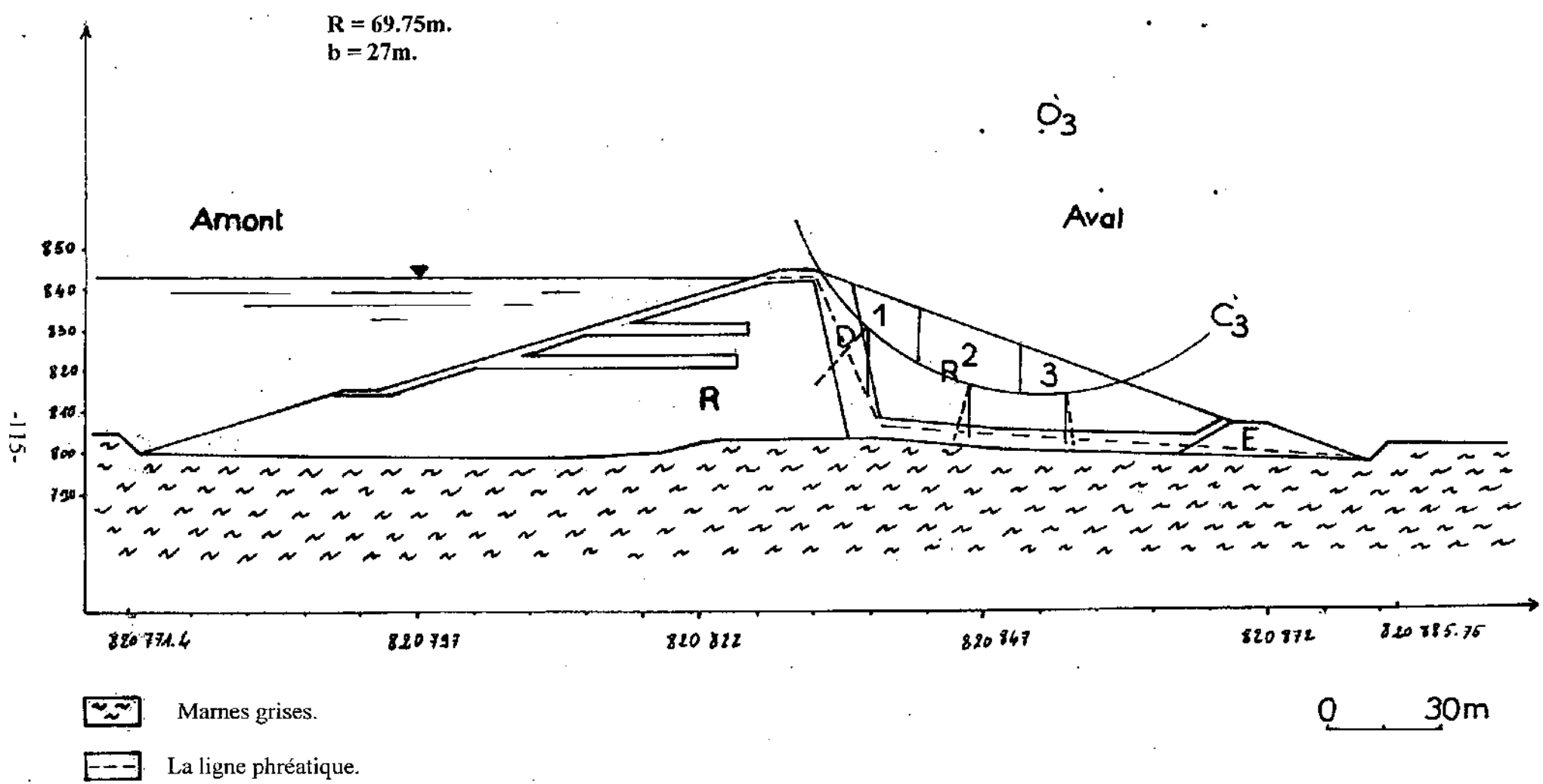


Fig. VI- : Exemple d'un cercle de glissement C_3 probable en régime permanent.

Cercle C'3 :

N°	α (°)	W (KN)	Cos α	W Cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\text{Cos } \alpha}$	$\frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	$W \text{Cos } \alpha - \frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	φ_u	C_u
1	-42	3847.5	0.74	2847.15	-0.66	-2539.35	-	36.48	-	2847.15	26.75	20.5
2	-15	7695	0.96	7387.2	-0.25	-1923.75	-	28.125	-	7387.2	21.5	41
3	7	3645	0.99	3608.55	0.12	437.4	-	27.27	-	3608.55	21.5	41

R= 69.75m

b= 27m

 $\sum W \text{ Sin } \alpha = -4025.7$

$$F_s = 2.16$$

Tableau VI-11 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'3) pour le talus aval en régime permanent.

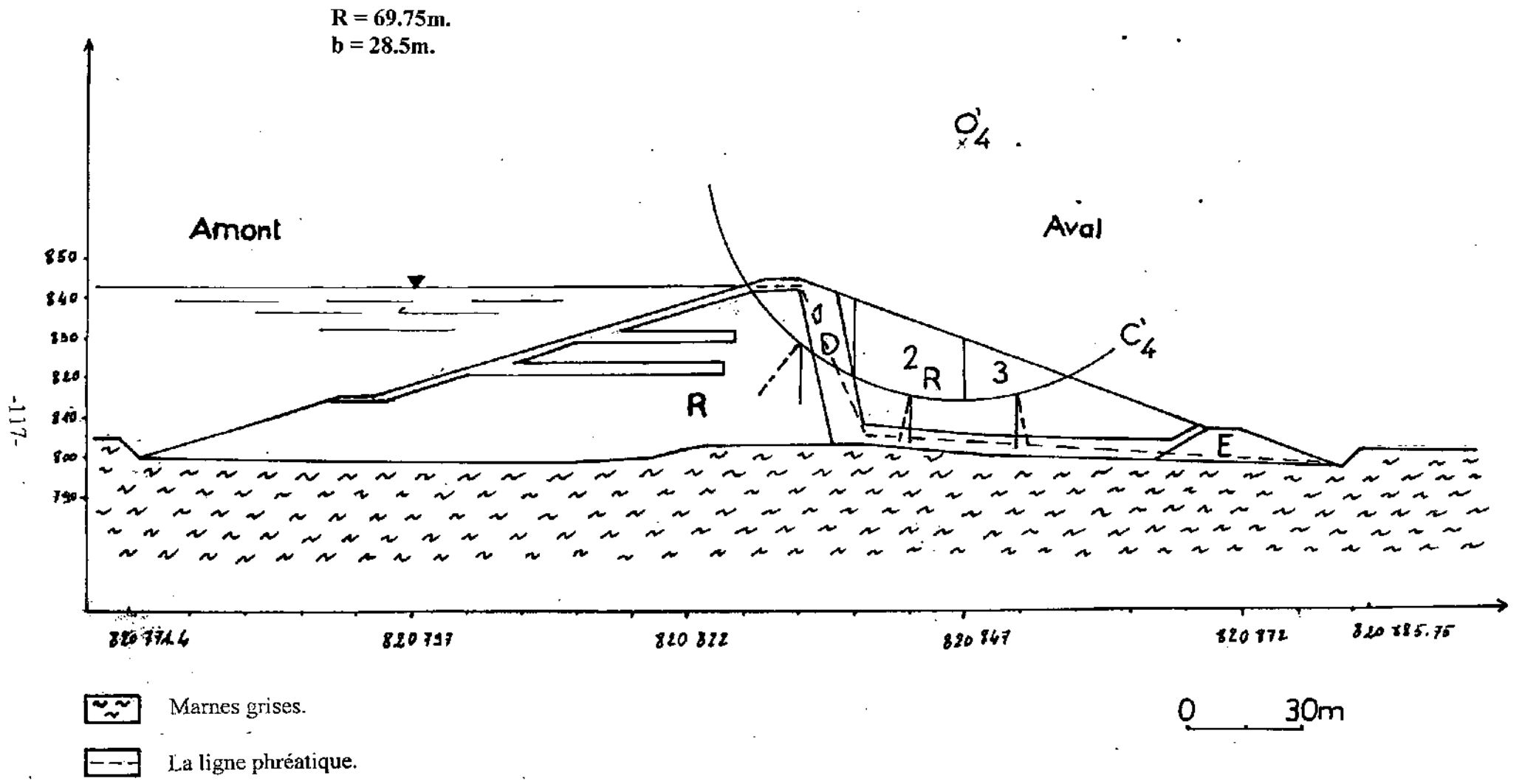


Fig. VI- : Exemple d'un cercle de glissement C_4 probable en régime permanent.

Cercle C'4 :

N°	α (°)	W (KN)	Cos α	W Cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\text{Cos } \alpha}$	$\frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	$W \text{Cos } \alpha - \frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	φ_u	C_u
1	-38	6592.4	0.78	5142.07	-0.61	-4021.36	150	36.53	5480.76	-338.69	26.75	20.5
2	-12	10687.6	0.97	10366.97	-0.2	-2137.52	-	29.38	-	10366.97	21.5	41
3	13	4702.5	0.97	4561.42	0.22	1034.55	-	29.38	-	4561.42	21.5	41

R= 69.75m

b= 28.5m

 $\sum W \text{ Sin } \alpha = -5124.33$

$$F_s = 1.71$$

Tableau VI-12 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'4) pour le talus aval en régime permanent.

Cercle C'5 :

N°	α (°)	W (KN)	Cos α	W Cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\text{Cos } \alpha}$	$\frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	$W \text{Cos } \alpha - \frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	ϕ_u	C_u
1	-47	8769.15	0.68	5963.022	-0.73	-6401.48	180	44.11	7941.17	-1978.14	26.75	20.5
2	-30	18736.65	0.86	16113.52	-0.5	-9368.32	210	34.88	7325.58	8787.94	26.75	20.5
3	-16	11083.05	0.96	10639.73	-0.27	-2992.42	165	31.25	5156.25	5483.48	19	50
4	-3	18301.5	0.99	18118.48	-0.05	-915.075	210	30.30	6363.63	11754.85	19	50
5	12	12131.1	0.97	11767.16	0.2	2426.22	135	30.92	4175.25	7591.91	19	50
6	27	4811.4	0.89	4282.14	0.45	2165.13	75	33.70	2528.08	1754.06	19	50

R= 127.5m

b= 30m

 $\sum W \text{ Sin } \alpha = -15085.95$

$F_s = 1.28$

Tableau VI-13 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'5) pour le talus aval en régime permanent.

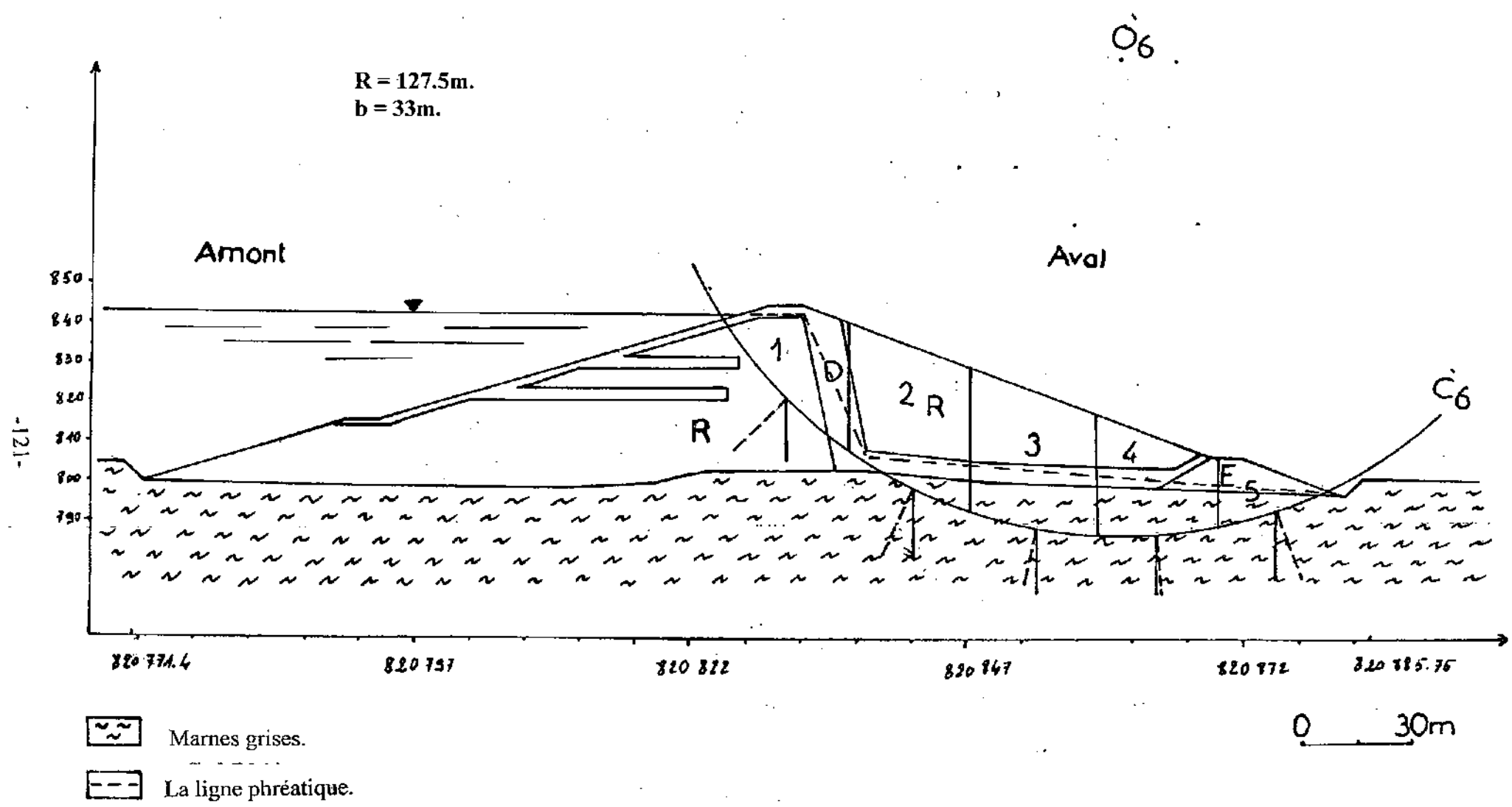


Fig. VI- : Exemple d'un cercle de glissement C_6 probable en régime permanent.

Cercle C'6 :

N°	α (°)	W (KN)	Cos α	W Cos α	Sin α	W Sin α	U (KN/m ²)	$\frac{b}{\text{Cos } \alpha}$	$\frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	$W \text{Cos } \alpha - \frac{Ub}{\text{Cos } \alpha}$	φ_u	C_u
1	-45	18762.52	0.70	13133.75	-0.7	-13133.75	225	47.14	10607.14	2526.61	21.5	41
2	-27	24849.78	0.89	22116.3	-0.45	-11182.4	75	37.07	2780.89	19335.41	19	50
3	-12	23375.88	0.97	22674.6	-0.2	-4675.17	165	34.02	5613.4	17061.2	19	50
4	4	15703.38	0.99	15546.34	0.06	942.20	240	33.33	8000	7546.34	19	50
5	18	6379.83	0.95	6060.83	0.3	1913.94	105	34.73	3647.36	2413.47	19	50

R= 127.5m

b= 33m

 $\sum W \text{ Sin } \alpha = -26135.18$

$$F_s = 2.15$$

Tableau VI-14 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'6) pour le talus aval en régime permanent.

CHAPITRE VII :

*Calcul du
Tassement*

I- Introduction :

Lorsque un sol est soumis à des charges (fondations, remblais, barrages, digues, ... etc.) il y a variation de contrainte et donc déformation de celui-ci et comme ces charges sont le plus souvent verticales, les déformations sont particulièrement marquées dans la même direction des forces appliquées qui s'ajoutent à la pesanteur. On appelle tassement la déformation verticale du sol dirigé vers le bas. Le tassement est habituellement noté « S_t » (Holtz et al, 1991).

I-1- Les facteurs déterminant le tassement (causes) :

Le facteur traduisant la sensibilité au tassement du remblai ou de la fondation est leur indice de compressibilité.

Dans le cas du barrage réservoir d'Oued El Kaïm, les couches de fondations reconnues comme très compressibles à l'étude préalable (terre végétale, tourbe, alluvions non stabilisées) sont à décaper lors des travaux préparatoires afin de minimiser la valeur des tassements potentiels.

Nota : Si l'ensemble complet de ces couches n'est pas économiquement possible, des dispositions constructives particulières doivent être prévus dans le projet (larges risbermes amont et aval).

Même, le remblai après compactage reste un matériau compressible, surtout s'il s'agit d'une argile. Les couches de bas du remblai sont, en effet, soumises au poids des couches supérieures et sont d'autant plus sujettes au tassement que la hauteur de l'ouvrage est importante (Durand, 1999).

I-2- Conséquences pour l'ouvrage :

Un tassement significatif de la fondation et du remblai, local ou généralisé peut :

- Réduire la revanche en crête d'ouvrage en ce cumulant, par exemple, avec un tassement du remblai ;
- Détruire ou endommager des conduites et des dispositifs de drainage situés à la base du remblai : cassures ou déboîtement des canalisations, apparition de contre-pentes, ... etc.

II- Comportement de remblai sur sol compressible :**II-1- Contrainte dans les sols :****II-1-1- Contrainte totale :**

Soit un massif de sol fin saturer, homogène et isotrope (sans distinguer la phase solide et la phase liquide) on peut assimiler le sol à un milieu continu et étudier les contraintes qui s'exercent sur une facette donnée en un point donné de ce massif, les contraintes sont alors appelées contraintes totales (Terzaghi et al, 1995).

II-1-2- Contraintes effectives :

Les contraintes transmises dans le squelette des grains solides du sol se sont les contraintes effectives : σ' , τ'

Les contraintes effectives et contraintes totales sont liées par les relations suivantes (Postulat de Terzaghi) (Terzaghi et al, 1995) :

$$\sigma' = \sigma - U$$

$$\tau' = \tau$$

Où : σ et τ : Les composantes de la contrainte totale ;

U : Pression interstitielle.

II-1-3- Contrainte réelle (principe de superposition) :

Dans le domaine élastique linéaire, l'effet produit par l'action simultanée de plusieurs forces est égal à la somme de ceux produits par chacune des forces agissant séparément (Terzaghi et al, 1995) :

$$\sigma_z = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_z$$

σ_z : La contrainte réelle à la profondeur z sur une facette horizontale ;

σ_{v0} : La contrainte naturelle, due au poids du sol sus-jacent ;

$\Delta\sigma_z$: La contrainte due aux surcharges.

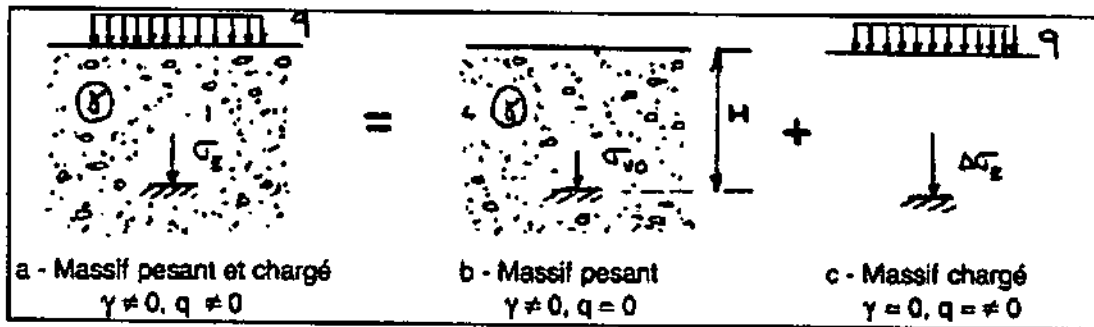


Fig. VII-01 : Principe de superposition (Lerou, 05-06).

II-1-4- Contrainte naturelle ou géostatique σ_{v0} :

La contrainte naturelle (ou géostatique) dans un sol, avant tout chargement supplémentaire; elle correspond généralement au poids des terres qui surmontent le point considéré (Sanglerat, 1981).

II-1-4-1- Sol homogène à surface horizontale :

$$\sigma_{v0} = \int_0^H \gamma \cdot dz \Rightarrow T = \sigma_z = \sigma_{v0} = \gamma \cdot H$$

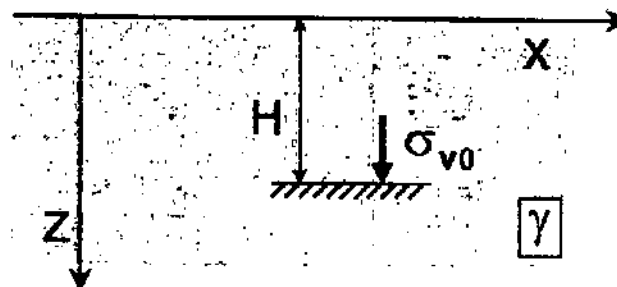


Fig. VII-02 : Sol homogène à surface horizontale (Lerou, 05-06).

II-1-4-2- Sol stratifié à surface horizontale :

$$\sigma_z = \sigma_{v0} = \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i \cdot h_i$$

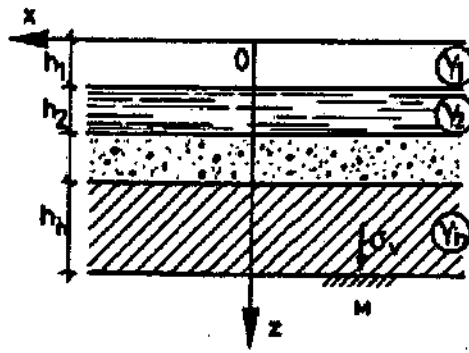


Fig. VII-03 : Sol stratifié à surface horizontale (Lerou, 05-06).

II-1-5- Contrainte due aux surcharges : $\Delta\sigma_z$

La contrainte due aux surcharges $\Delta\sigma_z$ est le surplus de charge qui va engendrer un déséquilibre du sol.

II-2- Distribution des contraintes sous différentes charges :

II-2-1- Cas d'une charge concentrée (relations de Boussinesq) : (Sanglerat, 1981)

Calcul de $\Delta\sigma_z$ en fonction de la profondeur z : formule de Boussinesq (1885)

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^2} \cdot \cos^5 \theta$$

$$\Delta\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^2}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^3} \cdot \cos^5 \theta$$

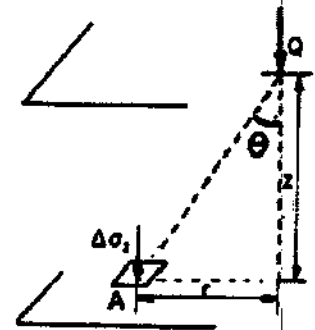
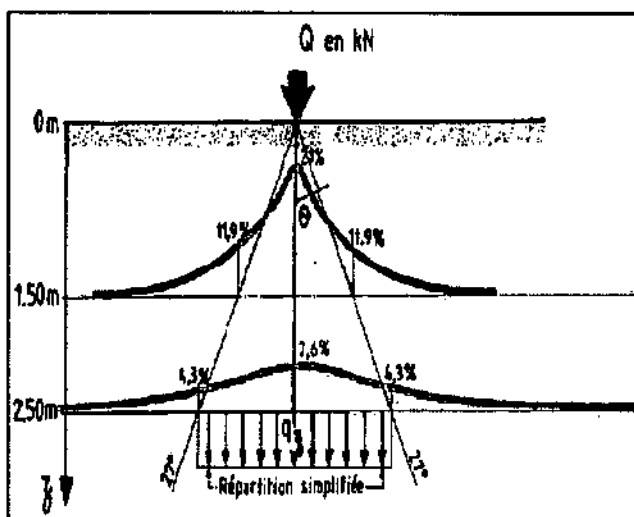
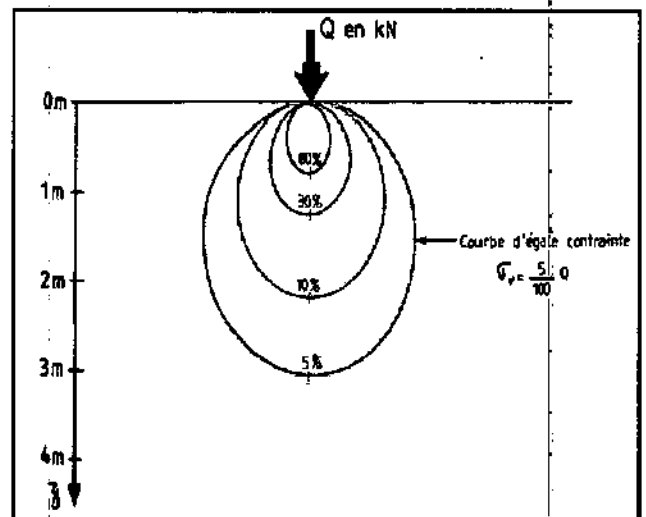


Fig. VII-04 : Répartition des contraintes sous une charge ponctuelle.



- a - suivant des plans horizontaux.



- b - bulbe des contraintes

Fig. VII-05 : Distribution des contraintes dues à une charge concentrée.

II-2-2- Cas d'une charge répartie q :**II-2-2-1- Principe de calcul :**

Considérons une surcharge répartie d'intensité q s'exerçant sur une aire (S) à la surface du milieu élastique non pesant. L'intégration de la formule de Boussinesq permet de déterminer la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ pour différentes distributions de charges (Sanglerat, 1981).

La force élémentaire $dQ = q \cdot dS$ provoque à la profondeur z et à la distance r , une contrainte $d(\Delta\sigma_z)$:

$$d(\Delta\sigma_z) = \frac{3qdS}{2\pi} \frac{1}{z^2} \cos^5 \theta$$

$$\Delta\sigma_z = \int d(\Delta\sigma)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_z = \frac{3}{2\pi z^2} \iint_S q \cos^5 \theta dS$$

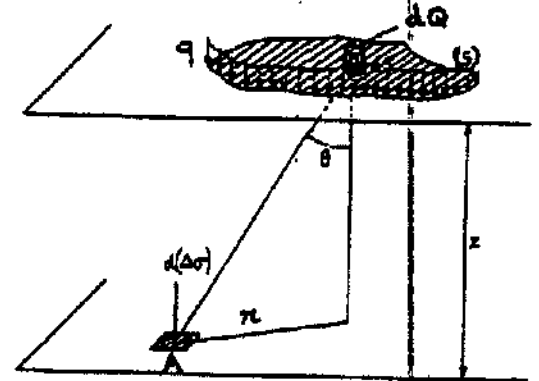


Fig. VII-06 : Cas d'une charge répartie.

Cette intégration a été faite pour tous les types usuels de chargement (fondations ou remblais) et se présente soit sous forme de formules dans les cas simples, soit sous forme d'abaques.

D'une façon générale, la contrainte $\Delta\sigma_z$ est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_z = I \cdot q$$

I est un nombre sans dimension, inférieur à 1, appelé coefficient d'influence. Il est fonction de

- la profondeur z ;
- la forme et de la dimension de l'aire chargée ;
- l'écartement du point A considéré par rapport au centre de gravité de l'aire chargée.

Dans la pratique, I est en général déterminé à l'aide d'abaques établis pour des géométries données de chargement.

II-2-2-2- Charge trapézoïdale de longueur infinie L'abaque d'Osterberg :

Permet de calculer $\Delta\sigma_z$, s'exerçant sur une facette horizontale à la profondeur z sous le bord de l'aire chargée, en fonction des paramètres a/z et b/z (Sanglerat, 1981).

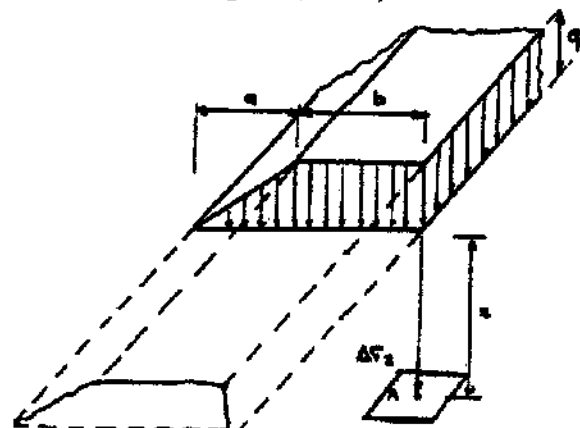


Fig. VII-07 : Forme de remblai avec talus.

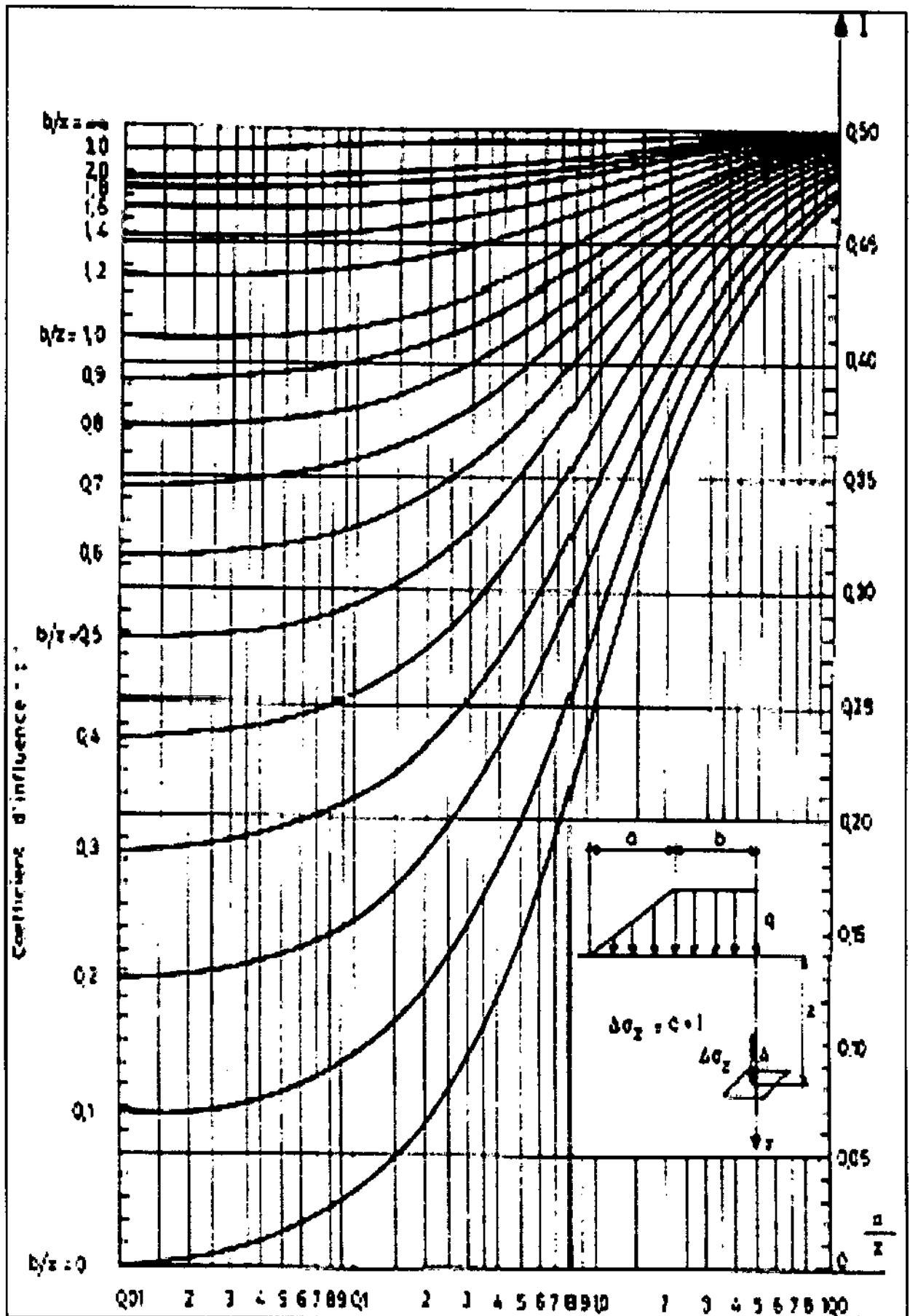


Fig. VII-08 : Abaque d'Osterberg : coefficient de I en fonction de z (Magnan, 1988).

II-2-2-3- Charge triangulaire (en forme de talus), de longueur b :

Donne I dans le cas d'une charge triangulaire répartie sur un rectangle de cotés a et b en fonction des paramètres a/z et b/z. Le point considéré est sous un angle de l'aire chargée (Sanglerat, 1981).

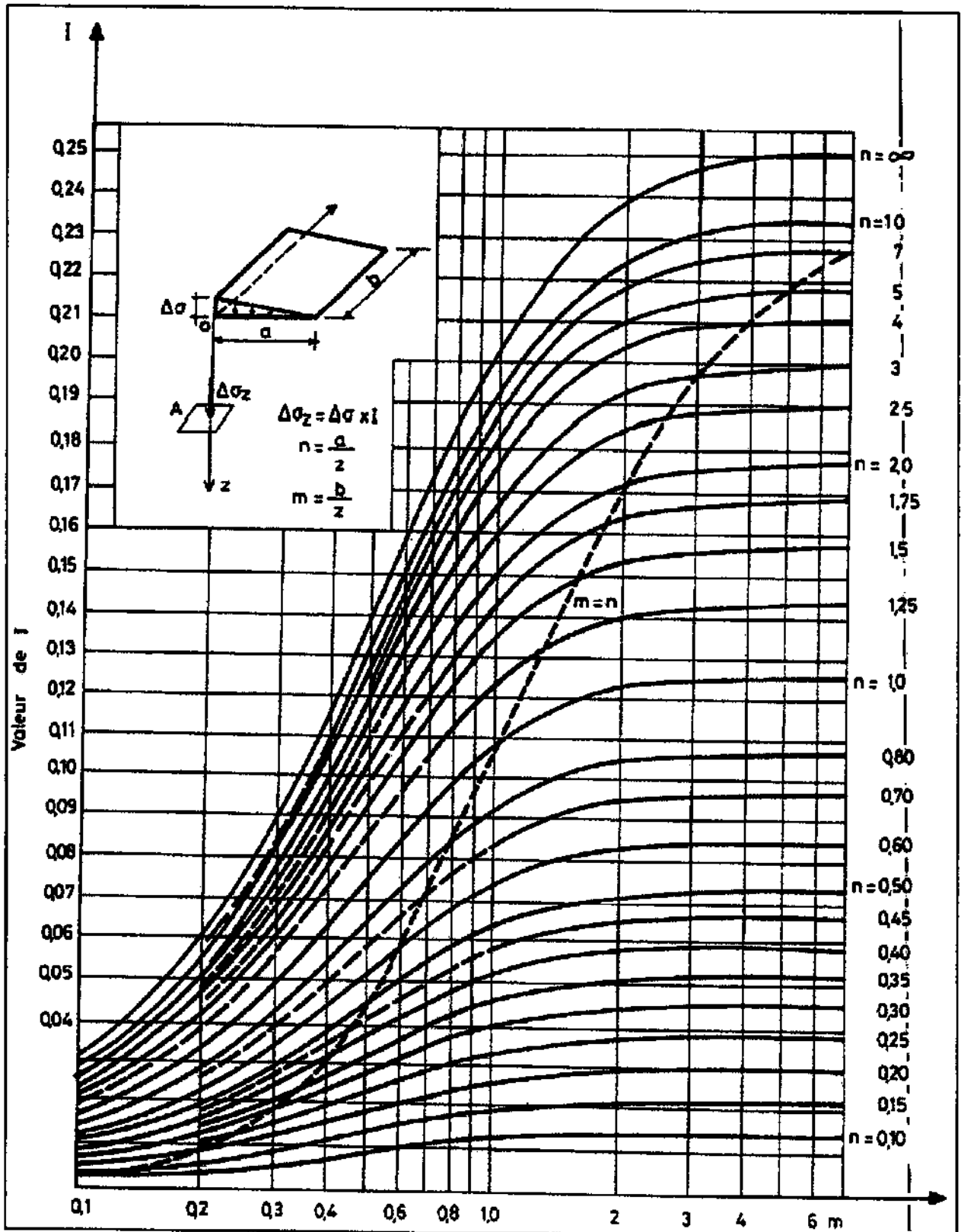


Fig. VII-09 :L'abaque de Fadum (Magnan, 1988).

II-3- Réduction du temps de consolidation (Accélération de la consolidation) :

$T_v = \frac{C_v}{d^2} \cdot t$. Pour diminuer t , il faut augmenter C_v .

Où : $C_v = \frac{k \cdot E_{oed}}{\gamma_w}$ \Rightarrow l'augmentation du k et cela revient à favoriser le drainage de la couche compressible.

Il y a deux principales méthodes qui sont :

II-3-1- Méthode des drains

Principe :

- La réalisation des forages verticaux perméables qui traversent la couche compressible ;
- Une trame régulière. (fig. 23) (Philipponnat, 2003).

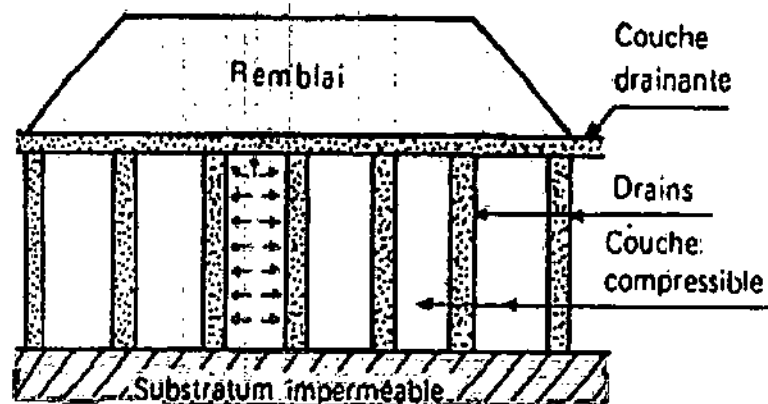


Fig. VII-10 : Schéma d'une installation de drains de sable verticaux.

II-3-2- Méthode des surcharges

La méthode consiste à placer pendant quelques mois une surcharge constituée généralement par 2 à 3m de remblai supplémentaire qu'on enlèvera au temps t pour lequel le tassement final prévu pour le remblai sans surcharge aura été obtenu (ou à un temps inférieur qui aura permis d'atteindre un pourcentage de consolidation suffisant pour le problème posé) (Philipponnat, 2003).

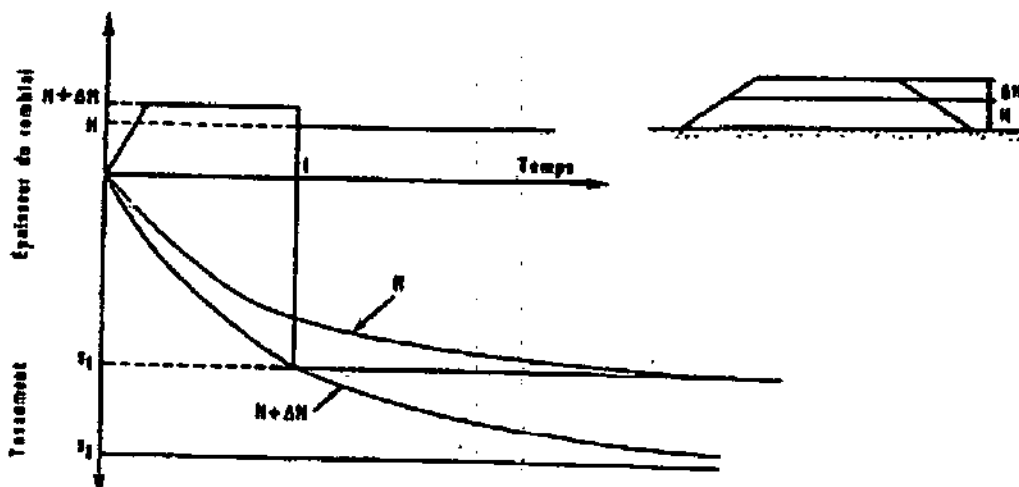


Fig. VII-11 : Utilisation d'une surcharge temporaire (Philipponnat, 2003).

La surcharge temporaire peut être associée au système de drains pour augmenter l'efficacité du système.

III- Théorie de la consolidation :

Le tassement est dû à la compressibilité du sol c'est à dire au fait qu'il peut diminuer de volume.

La compressibilité du sol résulte de :

- la compression de l'air qui remplit des vides. L'eau est supposée incompressible. L'air, très compressible, provoquera un tassement quasiment instantané.
- l'évacuation de l'eau contenue dans les vides. C'est la consolidation primaire, elle produit le tassement le plus important : le sol subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsée (le sol est supposé saturé).
- la compression du squelette solide. C'est la consolidation secondaire, elle correspond au tassement des grains qui s'arrangent entre eux de façon à occuper un volume plus réduit. Il se produit un fluage dû au déplacement des couches adsorbées (Sanglerat, 1981).

III-1- Théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi :

Soit une couche de sol compressible, d'épaisseur H , indéfini dans le sens horizontal, à la surface de laquelle est appliquée une pression uniforme σ .

III-1-1- Hypothèses :

Le problème consiste à étudier l'évolution du tassement dans le temps avec les hypothèses suivantes :

- La couche compressible est homogène et saturée.
- Les grains et l'eau interstitielle sont incompressibles.
- Cette couche est limitée dans sa partie supérieure par un drain permettant à l'eau interstitielle de s'évacuer et dans sa partie inférieure par un substratum imperméable.
- La loi de Darcy est applicable.
- Le coefficient de perméabilité k est constant dans la couche compressible et dans le temps.
- Les déformations du squelette sont uniquement verticales.
- La surcharge σ provoquant la consolidation est uniforme et appliquée instantanément (Philipponnat, 2003).

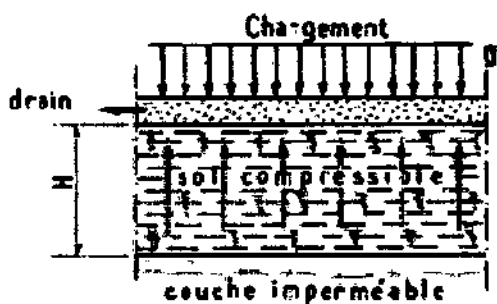


Fig. VII-12 : Couche drainée d'un seul côté (Philipponnat, 2003).

L'équation différentielle qui régit le phénomène de la consolidation s'écrit :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (a)$$

Où :

u : Pression interstitielle en un point quelconque situé à une cote z dans la couche et à l'instant t ;

C_v : Coefficient de consolidation du sol tel que :

$$C_v = \frac{K \cdot E_{oed}}{\gamma_w}$$

C_v s'exprime en cm^2/s et dépend de la perméabilité et de la compressibilité du sol.

La résolution du problème conduit à définir un nombre sans dimension T_v appelé facteur temps.

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} \cdot t \quad \text{Ou} \quad t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v}$$

III-1-2- Détermination du degré de consolidation :

On appelle degré de consolidation moyen d'une couche compressible, le rapport de l'augmentation moyenne de la contrainte effective dans la couche au temps t à sa valeur finale, est égale à la valeur de la charge appliquée σ (Philipponnat, 2003).

L'équation de consolidation (a) est supposée résolue, de solution $u = f(t)$. Une telle courbe est appelée isochrone :

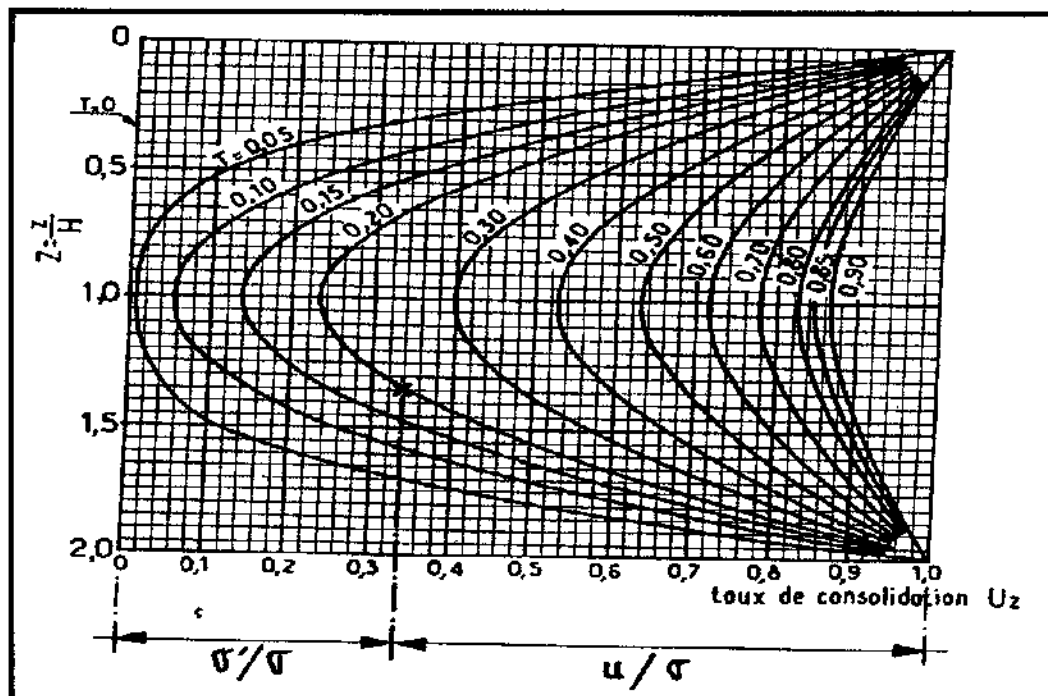


Fig. VII-13 : Isochrones pour différents degrés de consolidation (Philipponnat, 2003).

En considérant le tassement comme positif, le tassement à l'instant t est :

$$S_t = \int_0^H \frac{\sigma'}{E_{oed}} dz$$

Soit :

$$S_t = \int_0^H \frac{\sigma - u}{E_{oed}} dz = S_\infty - \frac{1}{E_{oed}} \int_0^H u dz$$

Or :

$$U_t = \frac{S_t}{S_\infty} \quad \text{et} \quad S_\infty = \frac{\sigma}{E_{oed}} \cdot H$$

$$\text{D'où : } U_t \% = \left(1 - \frac{\int_0^H u dz}{\sigma \cdot H} \right) \cdot 100 \quad (b)$$

Il existe une relation unique entre le degré de consolidation U et le facteur temps T_v :

$$U_t = f(T_v) \quad \text{Avec} \quad T_v = \frac{C_v}{H^2} t$$

T_v	U	T_v	U
0,004	0,0795	0,175	0,4718
0,008	0,1038	0,200	0,5041
0,012	0,1248	0,250	0,5622
0,020	0,1598	0,300	0,6132
0,028	0,1889	0,350	0,6582
0,036	0,2141	0,400	0,6973
0,048	0,2464	0,500	0,7640
0,060	0,2764	0,600	0,8156
0,072	0,3028	0,700	0,8559
0,083	0,3233	0,800	0,8874
0,100	0,3562	0,900	0,9119
0,125	0,3989	1,000	0,9313
0,150	0,4370	2,000	0,9942
0,167	0,4610	∞	1,0000

Tableau VII-01 : Tableau de la fonction $U(T_v)$ (Magnan, 1988).

U	10 %	20 %	30 %	40 %	50 %	60 %	70 %	80 %	90 %	100 %
T_v	0,008	0,031	0,071	0,127	0,197	0,287	0,403	0,567	0,848	∞

Tableau VII-02 : Tableau de la fonction $T_v(U)$ (Magnan, 1988).

III-1-3- Solution mathématique de l'équation différentielle (a) :

Dans le cas de la figure précédente, les conditions aux limites sont les suivantes :

1. Pour $t = 0$, $u_z = \sigma$ quel que soit z ;
2. Pour t quelconque, la vitesse de l'eau à la base imperméable est nulle : $\frac{\delta u}{\delta z} = 0$ pour $z = 0$.
3. Pour $t = \infty$, $u = 0$ quel que soit z .

Avec ces conditions aux limites, la solution de l'équation (a) est une série de Fourier qui s'écrit :

$$u = \frac{4}{\pi} \sigma \sum_{N=0}^{N=\infty} \frac{1}{2N+1} \sin \left[\frac{(2N+1)\pi \cdot (H-z)}{2H} \right] e^{-\frac{(2N+1)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_v}{4}}$$

Avec :

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t$$

De l'équation (b) on tire ensuite :

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{N=0}^{N=\infty} \frac{1}{(2N+1)^2} \cdot e^{-\frac{(2N+1)^2 \cdot \pi^2 \cdot T_v}{4}}$$

III-2- Durée des tassements :

Les sols grenus tassent en des temps très courts (en même temps que se produit le chargement); la question de la durée des tassements concerne donc seulement les sols fins (phénomène différé).

Le facteur temps est défini par la relation : $T_v = \frac{C_v}{H^2} t$

Il permet donc, connaissant le coefficient de consolidation C_v , de déterminer le temps t nécessaire pour atteindre un degré de consolidation U choisi (pour U donné $\Rightarrow T_v$ est déterminé \Rightarrow

$t = \frac{H^2}{C_v} T_v$, est calculé) (Philipponnat, 2003).

III-2-1- Détermination de C_v à l'œdomètre- méthode de Casagrande :

C_v est déterminé à partir de la courbe de consolidation ($S - \log t$) ou ($H - \log t$), avec: S (ou H) : tassement (ou hauteur) de l'échantillon sous une charge donnée.

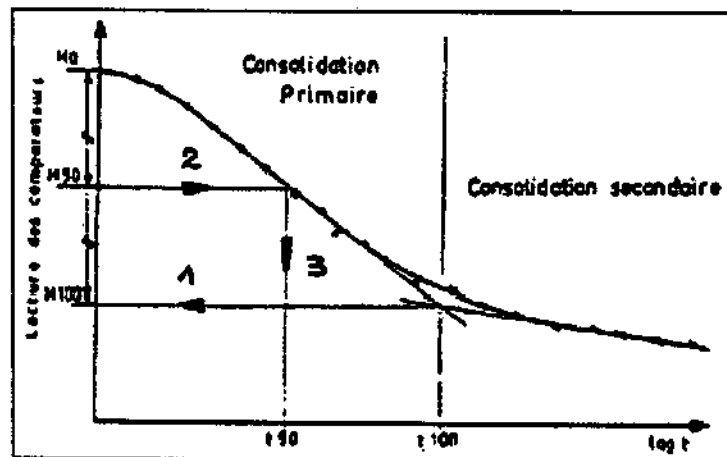


Fig. VII-14 : Courbe de consolidation « construction de Casagrande » (Lerou, 05-06).

Pour un degré de consolidation moyen U égal à 0,5, correspond à un facteur de temps $T_v = 0,197$:

- Si le drainage se fait d'un seul côté :

$$C_v = 0.197 \frac{H^2}{t_{50}}$$

t_{50} : Temps nécessaire pour obtenir 50% de la consolidation primaire.

H : épaisseur de l'échantillon.

- Si le drainage se fait de deux côtés :

$$C_v = 0.196 \frac{h^2}{4t_{50}}$$

h : Demi épaisseur de l'échantillon drainé sur ses deux faces à l'instant t_{50} , est appelé distance de drainage.

IV- Evaluation des tassements :

Le tassement global S_t peut être décomposé en plusieurs termes liés chacun à un phénomène différent :

- Le tassement initial, instantané sans expulsion d'eau S_i ;
- Le tassement de consolidation S_c (sans déformation latérale) ;
- Le caractère visqueux des argiles crée une composante de tassement de fluage S_f (sans déformation latérale) ;
- Le tassement induit par les déplacements latéraux du sol au cours du temps S_{lat} .

$$S_t = S_i + S_c + S_f + S_{lat}$$

IV-1- Méthodes de calcul du tassement:

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement :

- Les méthodes à partir des essais de laboratoire ; il s'agit essentiellement de l'essai œdométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents.
- Les méthodes à partir des essais en place (essai de pénétration statique, essai pressiométrique, ... etc.) très utilisés notamment pour les sols pulvérulents à cause des difficultés évidentes de prélèvements et d'essai au laboratoire (Roger, 2003).

Deux méthodes de prévisions du tassement sont développées dans ce qui suit :

- Méthode classique, fondée sur l'utilisation des courbes de compressibilité œdométrique et les paramètres de compressibilité.
- Méthode numérique (utilisation de logiciel Plaxis 8.2), basé sur un calcul par les éléments finis.

IV-1-1- La méthode œdométrique :

A partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai œdométrique, on peut définir, le module œdométrique $E_{œd}$, l'indice de compression C_c . La distribution avec la profondeur de l'un ou l'autre de ces paramètres, ainsi que de celle de la contrainte verticale sous la fondation, on calcule le tassement de consolidation (Roger, 2003).

La méthode œdométrique s'appuie sur un découpage fictif de la fondation en tranches horizontales d'épaisseur H , suffisamment faible pour que leur indice des vides et la contrainte appliquée puisse être supposées constantes (Durand, 1999).

Donc, ΔH est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène :

$$\Delta H = H + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_z}{\sigma'_p} \quad (\text{Roger, 2003})$$

Avec :

H : Epaisseur de la couche de sol compressible ;

e_0 : Son indice des vides initial (avant consolidation) ;

$\Delta \sigma_z$: Accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche ;

σ'_{v0} : Contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche ;

σ'_p : Pression de préconsolidation.

Soit un échantillon de sol prélevé intact à la profondeur z . On peut, d'une part, calculer la contrainte naturelle σ'_{v0} qui s'exerce à la profondeur z et, d'autre part, déterminer à l'œdomètre la pression de préconsolidation σ'_p . Selon les valeurs respectives σ'_{v0} et de σ'_p , trois cas peuvent se présenter.

Si : $\sigma'_{v0} < \sigma'_p \Rightarrow$ sols sur consolidés :

On a deux cas :

$$\bullet \quad \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z > \sigma'_p : \quad \Delta H = H \frac{C_g}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + H \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p}$$

Où : C_g : indice de gonflement.

$$\bullet \quad \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p : \quad \Delta H = H \frac{C_g}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Si : $\sigma'_{v0} = \sigma'_p \Rightarrow$ sols normalement consolidés :

- $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z > \sigma'_p$ (le tassement est dû au supplément de contrainte) :

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p \text{ ou } \sigma'_{v0}}$$

Si : $\sigma'_{v0} > \sigma'_p \Rightarrow$ sols sous consolidés :

$$\bullet \quad \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z > \sigma'_p : \quad \Delta H = H \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}}$$

$$S_{Oed} = \Sigma \Delta H.$$

S_{Oed} : Tassement primaire (œdométrique).

IV-1-2- La méthode numérique (Plaxis 8.2) :

Plaxis V8 est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et anisotropie. De même, le sol étant un matériau poly-phasique, des procédures spéciales est nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques.

Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. (<http://www.terrasol.com>)

Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous:

IV-1-2-1- Saisie des données:





Définition graphique de la géométrie : la définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe. Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.






Génération automatique du maillage : Plaxis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour affiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.


Élément de degré élevé : des éléments triangulaires quadratiques à 6 noeuds et du 4ème ordre à 15 noeuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.


 **Coques** : des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures. Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



 **Articulations et raideurs à la rotation** : une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.



 **Interfaces** : ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.

  **Ancrages** : des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les butons. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.


 **Géotextiles** : les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé. Ils peuvent être simulés dans Plaxis par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'associer ceux-ci avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.

 **Tunnels** : Plaxis offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant. Des éléments iso-paramétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage. Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.

  **Conditions aux limites** : les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. D'autre part, il est possible de définir des déplacements imposés non nuls pour certaines frontières du modèle. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

  **Chargements** : deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

IV-1-2-2- Lois de comportement du sol:

 **Base de données des matériaux** : les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de

différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

Modèle de Mohr-coulomb : ce modèle non linéaire simple et robuste n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non linéarité ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture de fondations circulaires, de pieux courts, etc. Il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de ϕ -c réduction.

Modèles avancés de sol : Plaxis offre d'autres modèles de comportement de sol : le Hardening Soil Model (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles sur consolidées et les sables ; le Soft Soil Creep Model (modèle de type Cam Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. En complément, Plaxis inclut un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotropique: le Jointed Rock model.

Modèles définis par l'utilisateur : dans Plaxis 8, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les chercheurs, dans les universités et les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels. Dans les années à venir, les modèles validés et documentés fournis par les utilisateurs seront mis à disposition sur Internet.



Régime d'écoulement permanent : des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.



Calcul du réseau d'écoulement : les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

Surpressions interstitielles : Plaxis distingue le comportement drainé ou non drainé des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

IV-1-2-3- Fonctions de calcul:



Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de Consolidation ou un calcul en Grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul. Incrémentation automatique du pas de chargement: Ce mode évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

Contrôle de la longueur d'ARC: Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. Dans les calculs à charge contrôlée, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de la longueur d'arc, la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

Construction par étapes : il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargements ou changement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

Consolidation : la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option "Construction par étapes" peut être combinée avec une analyse en consolidation.

Analyse en variables de Lagrange actualisées : avec cette option, le maillage est actualisé en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie. Dans ces situations, il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange. Cette option est disponible pour tous les types de calcul.

Coefficients de sécurité : le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service. Cette définition est adaptée aux fondations, mais non aux remblais ou aux ouvrages de soutènement en palplanches. Dans ces derniers cas, il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est à dire le rapport entre la résistance au cisaillement mobilisable et la résistance au cisaillement mobilisée à l'équilibre. Dans Plaxis, le coefficient de sécurité est calculé par une procédure de réduction de c et ϕ .

Gestionnaire de calculs : dans le gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul différé. Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et est utile dans le cas d'études paramétriques.

IV-1-2-4- Analyse des résultats:



Le post-processeur Plaxis a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques et tableaux. Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quel imprimante ou copiés dans le presse-papier de Windows® pour être exportés vers un autre logiciel.

Déformations : la visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes iso valeurs ou domaines iso valeurs.

Contraintes : la restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes iso valeurs comme en domaines iso valeurs.

Efforts et déplacements dans les éléments de structure : des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, efforts normaux, tranchants, circonférentiels et les moments fléchissant de tous les éléments de structure. Les efforts et déplacements peuvent être tracés par phase, ou sous forme d'enveloppe de toutes les phases précédentes.



Coupes : cette option très commode est offerte par Plaxis pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.



Générateur de rapports : un générateur de rapport a été développé pour permettre l'édition d'un rapport des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle. Ce rapport peut être édité dans Word®.

Animations : il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure.



Courbes : un outil spécifique permet de représenter les courbes charge déplacement, les chemins de contraintes, les courbes effort déformation, ou encore l'évolution de tassements avec le temps.

IV-2- Calcul des différents termes de tassement :

La valeur de S_{rad} n'approche pas le vrai tassement, en particulier les déformations latérales qui sont possibles ce qui influence la valeur du tassement final. Trois tassements complémentaires pour tenir compte des déformations constatées au moment même du chargement, des approximations de la méthode classique et de la consolidation secondaire (Terzaghi et al, 1995).

IV-2-1- Tassement immédiat (instantané) :

Le chargement du terrain provoque une déformation d'ensemble du massif avant toute consolidation. La déformation s'opère à volume constant, car l'eau n'a pas le temps d'être expulsée, le tassement qui en résulte s'appelle tassement immédiat S_i , pour le calculer en utilisant les formules suivantes :

IV-2-1-1- Formule de Boussinesq :

Le tassement au voisinage immédiat d'une semelle flexible uniformément chargée :

$$S_i = q B \frac{1-\nu^2}{E} I \quad (\text{Sanglerat, 1981})$$

Avec :

q : Pression de chargement sur la surface libre du milieu ;

B : Largeur (ou diamètre) de la semelle ;

E : Module de Young du matériau mesuré pendant un essai de compression simple ou triaxial non drainer ;

ν : Coefficient de poisson (0.5 si la déformation se fait à volume constant, comme s'est le cas des argiles saturés) ;

I : Coefficient d'influence dépendant de la surface chargée, du point d'aplomb du quel ou se situe et de la flexibilité de la semelle.

IV-2-1-2- Formule de Giroud :

$$S_i = \frac{\gamma h_r a^2}{E_{\text{um}} (a - a')} \left[r_H - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 r_H' \right] \quad (\text{Magnan, 1988})$$

Avec :

a : Demi largeur de la grande base ;

a' : Demi largeur de la petite base ;

r_H et r_H' : Déterminer à partir de l'abaque de Giroud ;

E_{um} : Module de Young non drainé moyen.

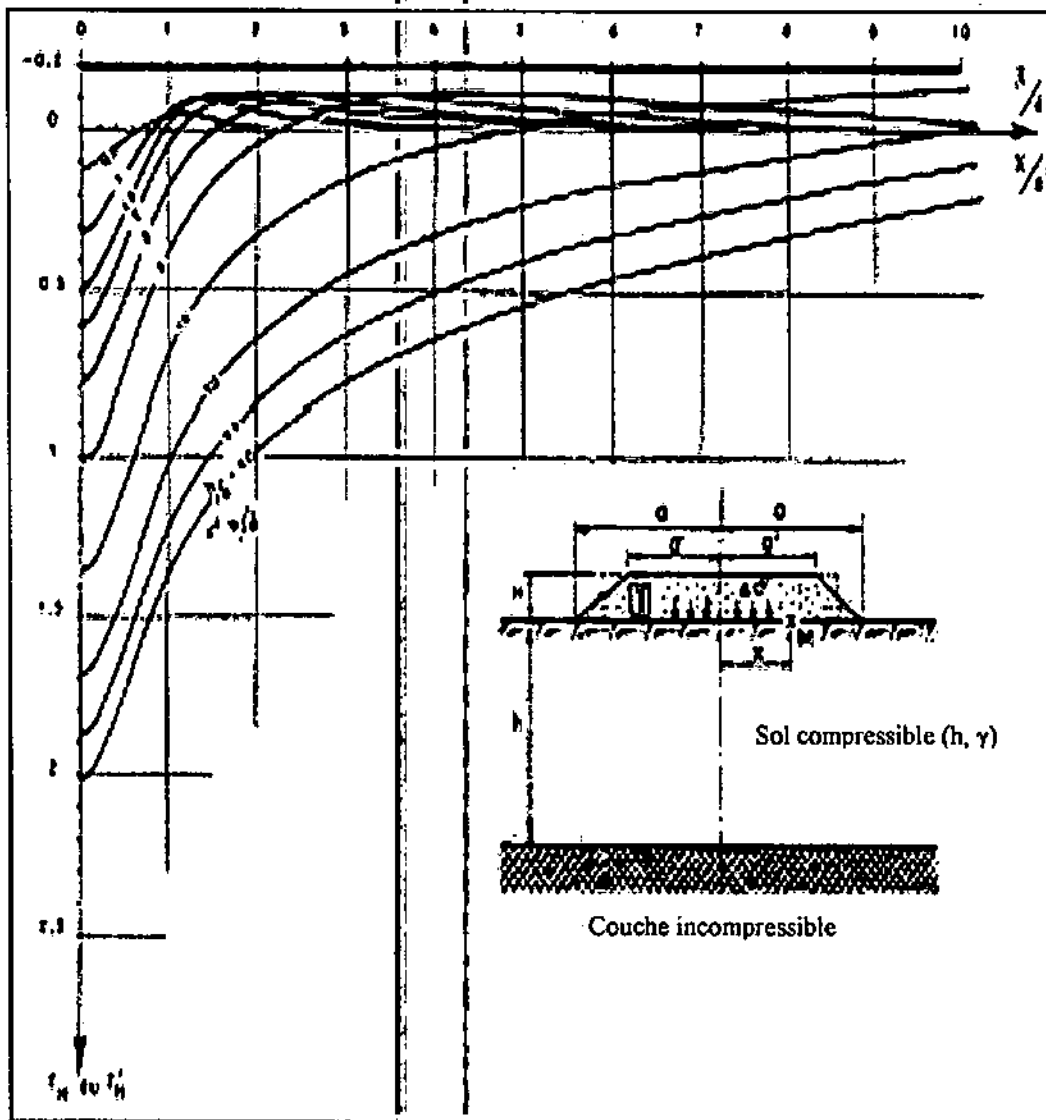


Fig. VII-15 : L'Abaque de Giroud pour le calcul du tassement élastique immédiat ($\nu = 0.5$) (Magnan, 1988).

IV-2-2- Tassement latérale :

La possibilité de déformation latérale qui existe in situ exerce aussi une influence sur le tassement final (après consolidation primaire). Skelton et Bjerrum (fig. VII-16) qui ont étudié ce phénomène, ont proposé la correction suivante :

$$S_c = \mu S_{ord} \quad (\text{Sanglerat, 1981})$$

S_p : Représente l'estimation corrigée du tassement primaire S_{ord} .

μ : Est un coefficient correcteur qui dépend l'épaisseur H de la couche compressible (rapportée à la largeur B de la fondation) et du coefficient A de pression interstitielle.

Le tassement latéral est donné par la formule suivante :

$$S_{lat} = 0.11 \frac{D}{B} S_{ord} \quad (\text{Sanglerat, 1981})$$

Où :

D : Epaisseur de la couche compressible ;

B : La demi largeur de la grande base.

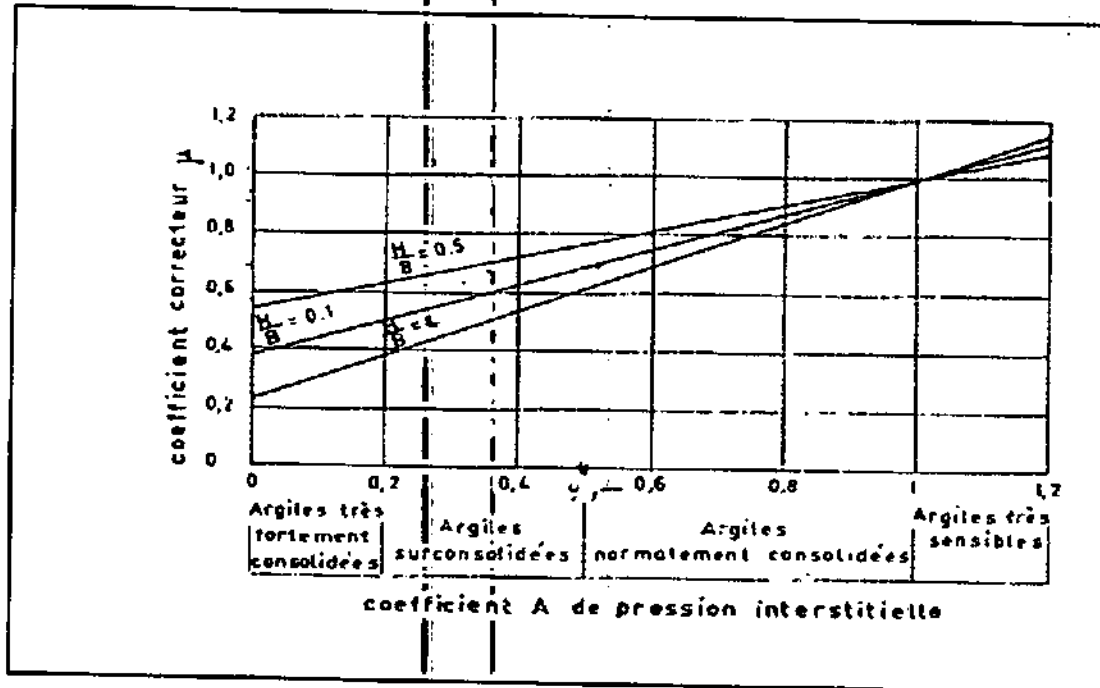


Fig. VII-16 : Correction de Skempton et Bjerrum (Sanglerat, 1981).

IV-2-3- Tassement de fluage :

Elle se fait sous contrainte effective :

$$S_f = \frac{H_i}{1+e_0} C_f \log \frac{t_\infty}{t_i} \quad (\text{Sanglerat, 1981})$$

Où :

C_f : Coefficient de fluage déterminé à l'œdomètre de longue durée ;

$t_i = 1$ jour ;

t_∞ : En recommande de prendre 10 ans pour un degré de consolidation $U = 80\%$ en 1 année : 365 jours ;

H_i : épaisseur de la couche i .

Pour un sol stratifié, le tassement sera la somme des tassements des n couches :

$$S_t = \sum_{i=1}^n S_i$$

V- Etude le cas du barrage réservoir d'Oued El Kaïm (la digue principale K1) :

Pour le but d'éviter les désordres pouvant résulter des sous estimation des tassement, on a dû réaliser plusieurs calculs :

- Un calcul de tassement dans le cas de la consolidation unidimensionnelle ;
- Un calcul de tassement dans le cas bidimensionnel (plus tassement latéral) ;
- La détermination de la vitesse et du temps de la consolidation.

Les résultats de tassement obtenus à partir de l'essai de laboratoire (essai de compressibilité à l'œdomètre) et la méthode numérique (basée sur le calcul par éléments finis) utilisée par le logiciel Plaxis, ont été étudiés sous chargement de remblai de la digue du barrage.

V-1- Profil géotechnique type :

La digue du barrage est fondée sur des marnes grises à une épaisseur non déterminée. Les sondages réalisés sur l'axe de la digue du barrage ont atteint une profondeur de 50.5m. Les 5 premiers mètres ont été enlevés à cause des caractéristiques médiocres au sein des travaux de terrassements.

La couche des marnes traversée avec des caractéristiques établies en laboratoire est :

			0m
			2m
$C' = 0.2 \text{ bars}$	$\sigma'_{v0} = 1.96 \text{ bars}$	$C_c = 0.152$	
$\phi = 24^\circ$	$\sigma'_p = 2.43$	$C_g = 0.04$	
$e = 0.597$	$\gamma_d = 2.2 \text{ t/m}^3$	$C_v = 3.39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$	
			40m

V-2- Caractéristique de remblai :

- Hauteur $H = 44\text{m}$;
- La largeur de la grande base est 325.5m ;
- La largeur de la petite base est 8m ;
- La pente du talus amont : $1/3.5$;
- La pente du talus aval : $1/2.5$.

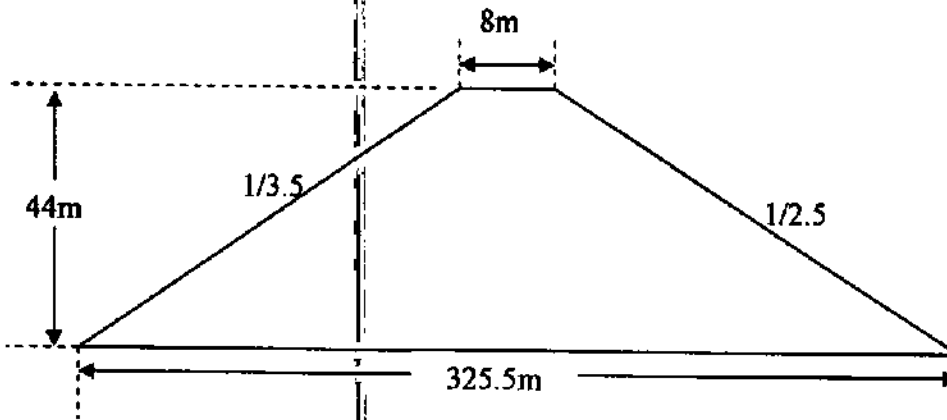


Fig. VII-17 : Schéma explicatif de la digue.

Ce remblai constitue des matériaux caractérisés par les paramètres mécaniques suivantes :

$$C' = 0.1 \text{ bars} ;$$

$$\phi = 26^\circ ;$$

$$\gamma_d = 2 \text{ t/m}^3 .$$

Contrainte apportée par le remblai : $\Delta\sigma = H \cdot \gamma_d$

$$\Delta\sigma = 44 \cdot 2 = 88 \text{ t/m}^2 = 8.8 \text{ bars}$$

V-3- Evaluation du tassement par la méthode œdométrique :

Les tassements seront calculés à une profondeur de 40m, car au-delà les caractéristiques mécaniques du sol s'améliorent et l'influence de la charge est insignifiante. Les calculs s'effectueront en contraintes totales avec les caractéristiques de cisaillement non drainée.

V-3-1- Tassement instantané (immédiat au cours de la construction) :

V-3-1-1- Répartition des contraintes d'après Osterberg :

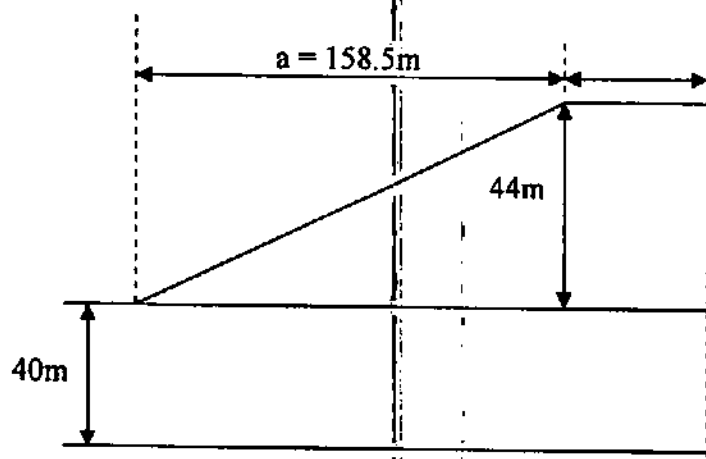


Fig. VII-18 : Schéma de demi-forme de la digue.

Couche	H ₁ (m)	Z ₁ (m)	a/Z ₁	b/Z ₁	I _z =2I	Δσ _z (bars)
0-40m	40	20	7.91	0.2	0.92	1.9

Tableau VII-03 : Répartition des contraintes d'après Osterberg.

V-3-1-2- Calcul de S_i :

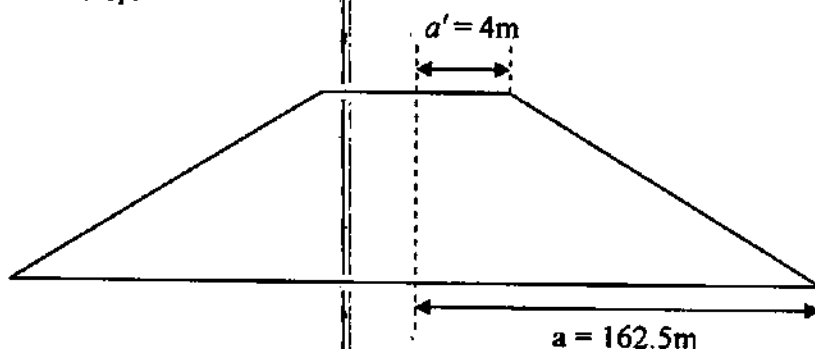


Fig. VII-19 : Les dimensions a et a' de la digue.

Les dimensions a et a' ont été choisies pour faciliter l'utilisation de Giroud.

H (m)	a (m)	H/a	x/a	r _H	a' (m)	H/a'	x/a'	r _H '	$\frac{a^2}{a-a'}$	$r_H - \left(\frac{a'}{a}\right)^2 r_H'$
40	162.5	0.24	0	0.2	4	10	0	1.4	166.6	0.199

Tableau VII-04 : Détermination du tassement immédiat S_i.

$E_{un} = 5 \cdot 10^3 \text{ KPa} = 50 \text{ bars}$ (module de Young est donnée) (Rapport ANB., 2003)

$$S_i = \frac{\gamma h_r a^2}{E_{un} (a - a')} \left[r_H - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 r_H' \right] \Rightarrow S_i = 58.34 \text{ cm}$$

V-3-2- Calcul du tassement primaire (méthode œdométrique):

Couche	H_i (m)	Z_i (m)	e_0	C_c	C_r	$\Delta\sigma_z$ (bars)	σ'_p (bars)	σ'_{v0} (bars)	σ'_{vf} (bars)	$\Delta H_i = S_{oed}$ (cm)
0 - 40	40	20	0.597	0.152	0.04	1.9	2.43	1.96	2.86	85.3

Tableau VII-05 : Détermination du tassement primaire.

$\Rightarrow S_{oed} = 85.3 \text{ cm.}$

V-3-2-1- Correction de Skempton et Bjerrum :

$$S_c = \mu S_{oed} \quad \text{Avec} \quad \mu = A + \alpha(1 - A)$$

H_i (m)	H/b	α	A	μ_1	μ_2	S_{oed} (cm)	$\mu_{Bj} S_{oed}$ (cm)
40	0.13	0.73	0.2-0.5	0.78	0.86	85.3	69.94

Tableau VII-06 : Correction de Skempton et Bjerrum.

Cette correction induit une diminution de l'ordre de 7cm.

$\Rightarrow S_c = 69.94 \text{ cm.}$

V-3-3- Calcul du tassement de fluage :

H_i (m)	e_0	C_f	Log 3650	S_{fl} (cm)
40	0.597	$1,6 \cdot 10^{-3}$	3.65	14.62

Tableau VII-07 : Détermination du tassement de fluage.

$\Rightarrow S_{fl} = 14.62 \text{ cm}$

V-3-4- Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux :

$$S_{lat} = 0.11 \frac{D}{B} S_{Oed} \Rightarrow S_{lat} = 1.19 \text{ cm}$$

V-3-5- Estimation du tassement total sous remblai :

$$\left. \begin{array}{l} S_i = 58.34 \text{ cm.} \\ S_c = 69.94 \text{ cm.} \\ S_{fl} = 14.62 \text{ cm.} \\ S_{lat} = 1.19 \text{ cm.} \end{array} \right\} \Rightarrow S_{total} = 144.09 \text{ cm}$$

Interprétation des résultats obtenus par la méthode œdométrique :

Sous la charge du remblai de la digue (44m), on a un tassement instantané de $S_i = 58.34\text{cm}$, un tassement secondaire (Correction de Skempton et Bjerum) $S_e = 69.94\text{cm}$, un tassement de fluage $S_f = 14.6\text{cm}$ et un tassement dû aux déplacements latéraux $S_{lat} = 1.19\text{cm}$. On trouve que le tassement total $S_{total} = 144.09\text{cm}$.

Il ressort de ces calculs que le tassement latéral n'est que 0.82% du tassement total. Lorsque on néglige le tassement dû au déplacement latéraux et le tassement du fluage, on aura donc :

Dans le cas bidimensionnel $S_i = 144.09\text{cm}$;

Dans le cas unidimensionnel $S_i = 69.94\text{cm}$.

V-3-6- Vitesse de tassement :**V-3-6-1- Evaluation du temps nécessaire pour avoir 80% de la consolidation :**

D'où :

$$C_v = 3.39 \cdot 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}.$$

$$T_v = 0.567$$

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = 1026 \text{ans}$$

V-3-6-2- Correction de C_v :

Ce type de sol donne 80% de consolidation au bout de 10 ans :

$$C_v = \frac{T_v H^2}{t}$$

$$\text{Avec : } t = 10 \text{ ans.} \quad \Rightarrow \quad C_v = 3.48 \cdot 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}.$$

Tableau VII-08 : Evaluation du temps du tassement.

Temps (mois/ans)	Temps (secondaire)	T_v	U_u (%)	Tassement (cm)
1 mois	2592000	0.0046	9.14	13.16
3 mois	7776000	0.013	13.52	19.48
6 mois	15552000	0.027	18.21	26.23
1 ans	31536000	0.056	25.79	37.16
2 ans	63072000	0.113	40.25	57.99
5 ans	157680000	0.283	57.84	83.34
10 ans	315360000	0.567	80	115.27
15 ans	473040000	0.850	89.96	129.62
16 ans	504576000	0.906	91.79	131.39
17 ans et 6 mois	551664000	0.991	92.29	132.98
18 ans et 11 mois	596592000	1.072	99.83	143.84
19 ans	59918400	1.077	100.3	144.09

Le tableau VII-II, montre l'évolution des tassements au cours du temps. Donc, pour avoir 80% de consolidation total, il faut 10 ans.

On remarque que la totalité du tassement primaire soit 85.3cm sera absorbé en 5 ans et 2 mois et que le tassement total sous la charge du remblai de la digue K1, est atteint à 19 ans. La recherche d'une solution pour accélérer le tassement s'impose.

V-4- Calcul du tassement par la méthode des éléments finis (Plaxis 8.2) :

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique, il a été établi et calculé avec le logiciel Plaxis 8.2 (méthode des éléments finis), cette méthode est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- *La mécanique des structures* : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc.
- *L'analyse numérique* : méthodes d'approximations, résolution des système linéaires, des problème aux valeurs propres, ... etc.
- *L'informatique appliquée* : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

V-4-1- Définition des données :

Pour que le logiciel Plaxis puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données d'ouvrages suivantes :

V-4-1-1- Hypothèse et géométrie :

a)- Hypothèse générale données :

- Les déformations sont considérées planes ;
- L'influence de la construction de l'ouvrage est négligeable (la masse volumique d'ouvrage est différente de celle du sol) ;
- L'ouvrage est modélisé comme des poutres ou des éléments continus ;
- Définition d'une interface entre l'ouvrage et le sol ;
- Présence des drains et filtres dans le corps de la digue (leurs caractéristiques mécaniques différentes à celle de la digue mais sans effet) ;
- Enfin, un domaine d'analyse.

b)- La géométrie du modèle :

L'ouvrage n'est pas symétrique (figure 1), il sera modélisé par un modèle géotechnique plan (2D) de 7 m de largeur sur 40m de profondeur (figure 2).

Conditions aux limites : on choisit les conditions aux limites par défauts, déplacements libres sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond.

Une couche de sol compose la géologie du site, c'est une couche des marnes de 40m d'épaisseur avec des caractéristiques médiocre.

En dessous, on trouve les marnes plus dure forment le substratum pour lequel les déformations sont nulles.

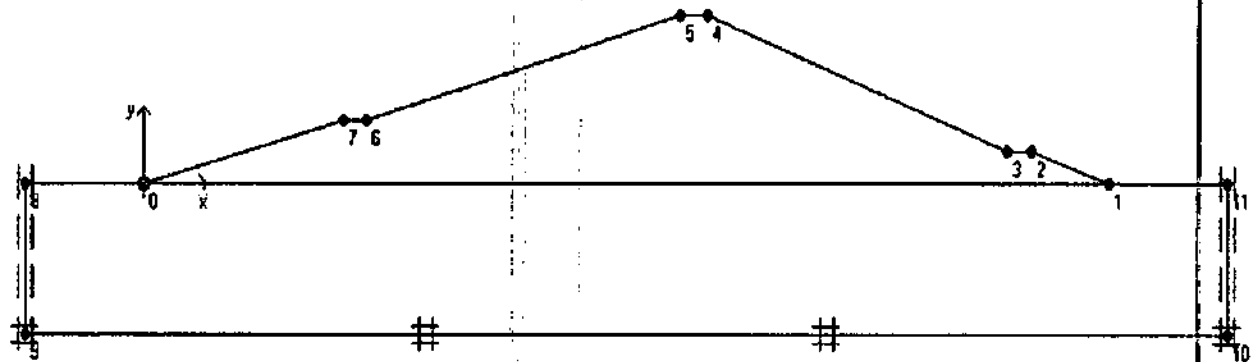


Fig. VII-20 : Modèle géométrique de la digue (Vue en coupe de la digue).

Le barrage fait 325m de largeur, 44m de hauteur et composé de deux recharges (amont et aval).

V-4-1-2- Caractéristiques des matériaux :

Les propriétés de remblai de la digue et de couche de sol sont résumées dans le tableau suivant :

Paramètres	Notations	Remblai (digue)	Marnes	Unité
Modèle type	Model	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	-
Type de comportement	Type	Drainé	Non drainé	-
Poids volumique sec	γ_{dry}	20	22	KN/m ³
Poids volumique humide	γ_{wet}	22.6	23.76	KN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	$8.64 \cdot 10^{-5}$	$8.64 \cdot 10^{-4}$	m/jour
Perméabilité verticale	k_y	$8.64 \cdot 10^{-5}$	$8.64 \cdot 10^{-4}$	m/jour
Module d'Young	E_{ref}	$3.7 \cdot 10^6$	$5 \cdot 10^6$	KN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	C_{ref}	10	20	KN/m ²
Angle de frottement	ϕ	26	24	°
Angle de dilatation	ψ	00	00	°
Facteur de rigidité de l'interface.	R_{inter}	Rigide	Rigide	-

Tableau VII-09 : Propriétés du remblai et de couche de sol.

V- 4-1-3- Génération du maillage :

Le modèle géotechnique se fait par des éléments à 15nœuds. Le nombre d'éléments est de 356 éléments et le nombre des nœuds est de 823 nœuds.

On règle la finesse du maillage (Global Coarseness) sur « very fine », puis on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la figure suivante :

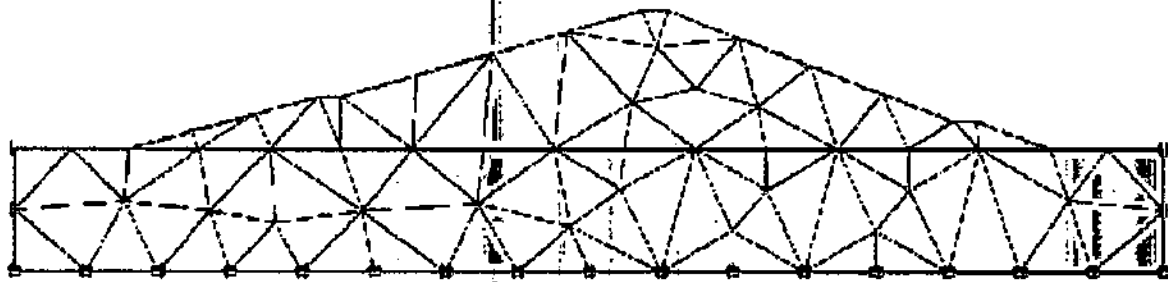


Fig. VIII-21 : Maillage de la digue.

V-4-2- Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

a)- Conditions hydrauliques :

Le niveau de la retenue est à 40m de la surface. D'autre part, en place des limites pour les écoulements dus à la consolidation en bas du modèle (présence du substratum imperméable).

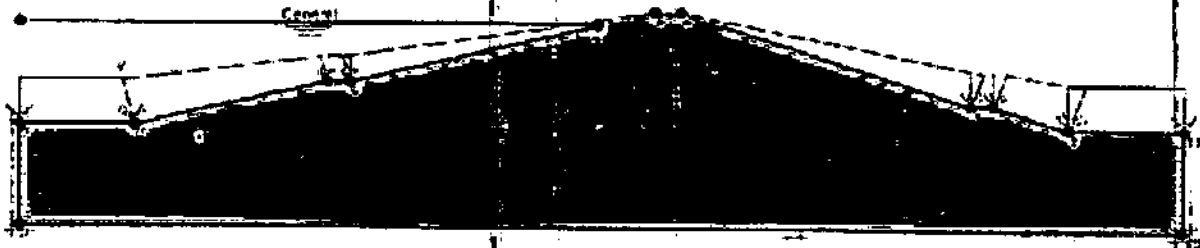


Fig. VII-22 : Conditions hydrauliques initiales.



Fig. VII-23 : Génération des pressions interstitielles initiales.

b)- Contraintes initiales :

Pour le calcul des contraintes initiales, en prenant les valeurs de k_0 par défaut. La valeur de k_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

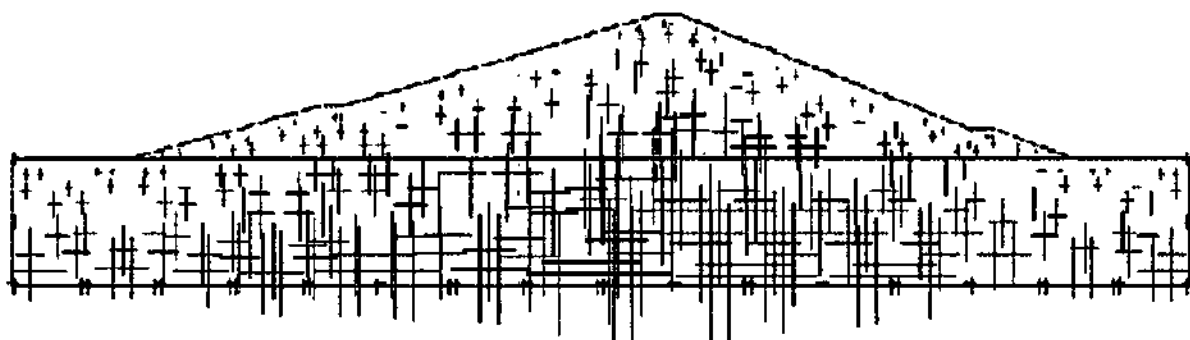


Fig. VII-24 : Générations des contraintes initiales.

V-4-3- Les principaux résultats :

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

- 1- Déformation de maillage ;
- 2- Déformation des éléments structuraux indiquée par :
 - La courbe de déplacement ;
 - La courbe de cisaillement ;
 - La courbe de moment.

Nous allons donner les résultats de la sixième phase seulement.

V-4-3-1- Résultats de la phase 6 :

a)- Déformation de maillage :

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la figure suivante. On note un déplacement total maximum de $59.35 \cdot 10^{-2} \text{m}$.

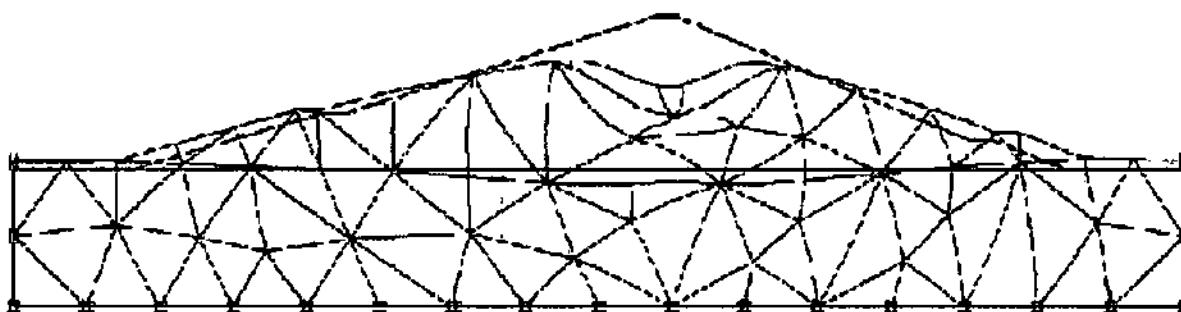


Fig. VII-25 : Déformation de maillage -Phase 6-

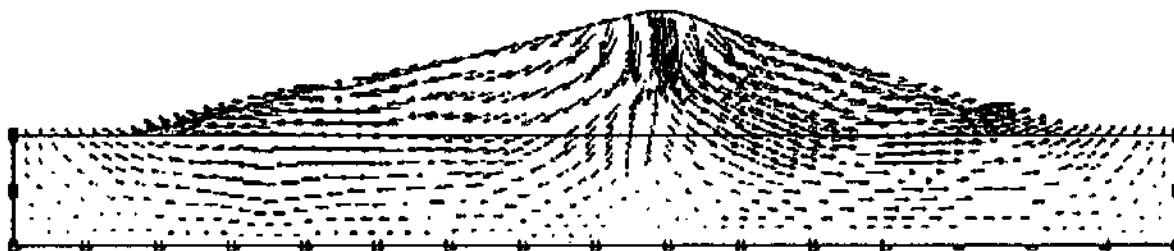


Fig. VII-26 : Déplacement total.

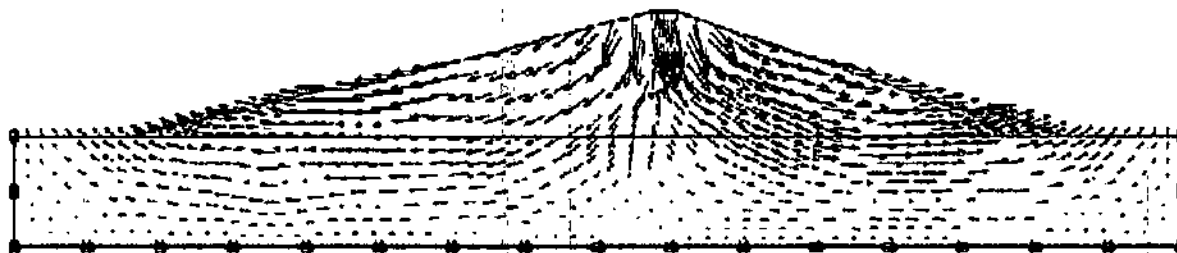


Fig. VII-27 : Déplacement horizontal.

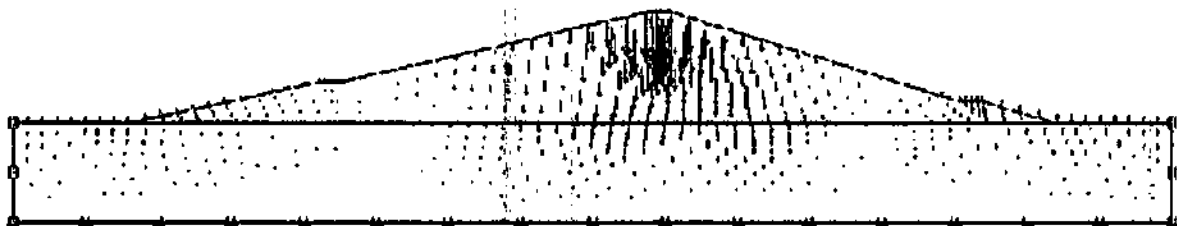


Fig. VII-28 : Déplacement vertical.

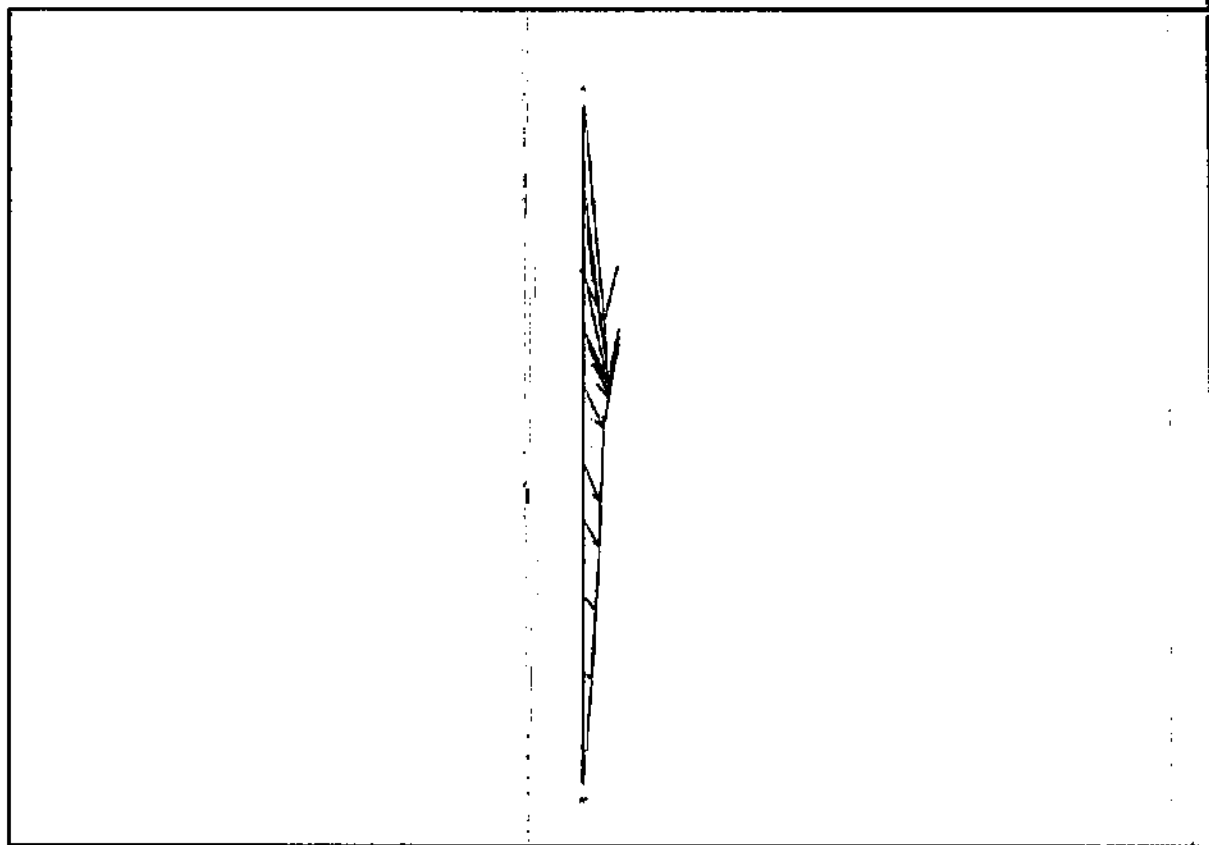


Fig. VII- 29 : Déplacements (Résultats de la phase 6).

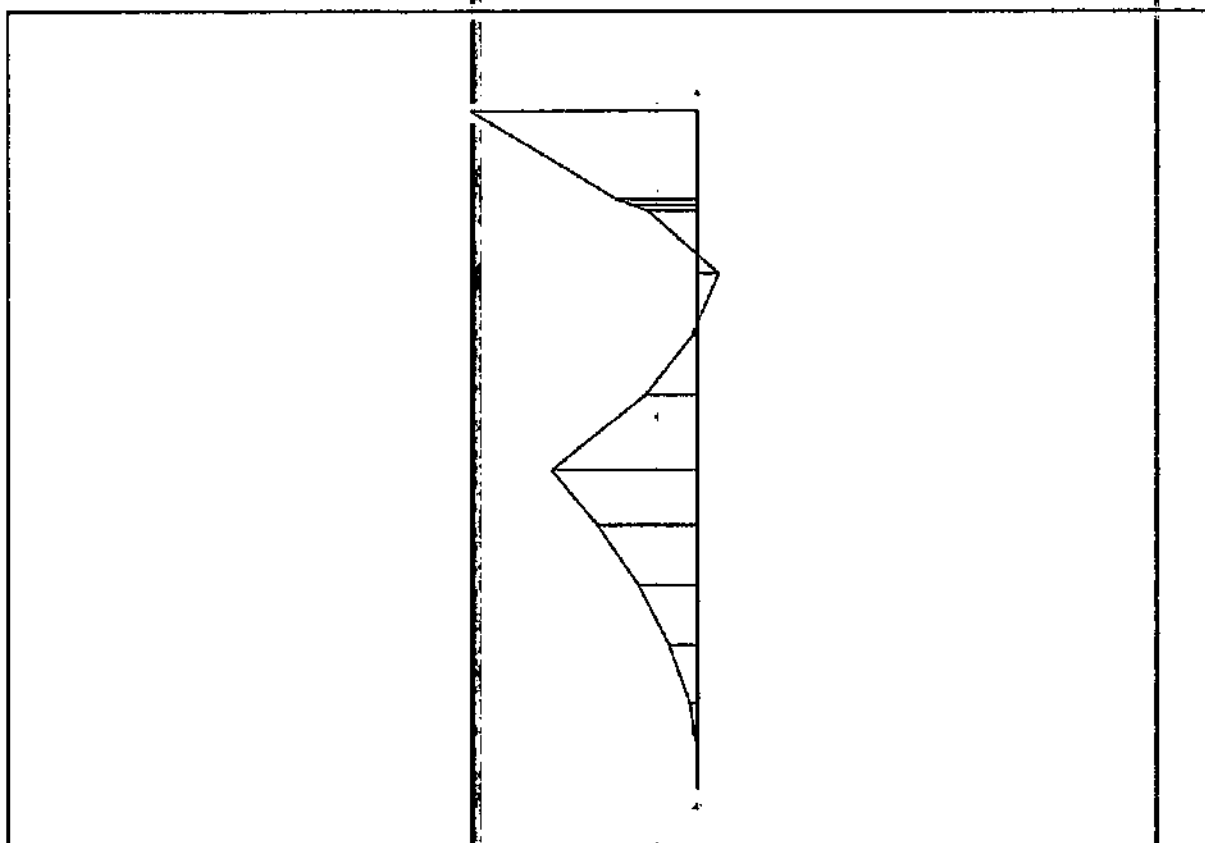


Fig. VII-30 : Efforts de cisaillement (Résultats de la phase 6).

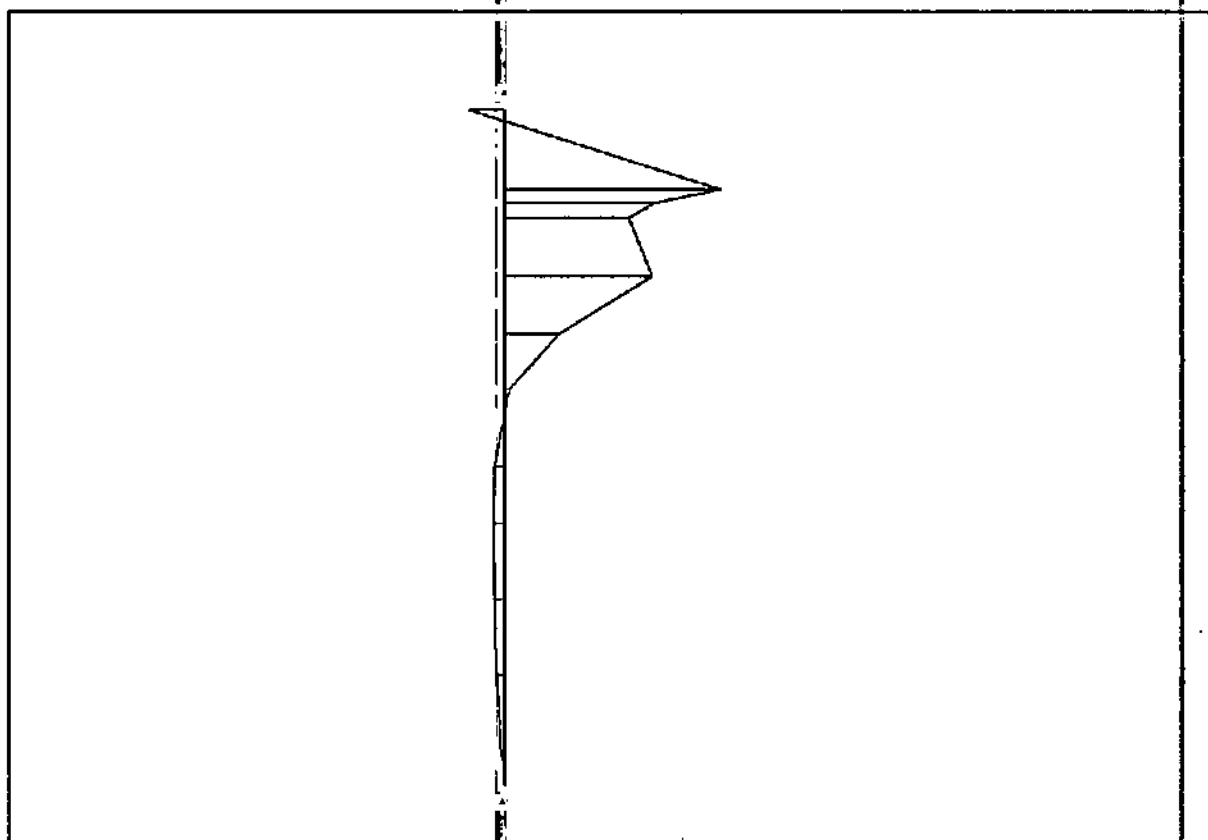


Fig. VII-31 : Moments fléchissant (Résultats de la phase 6).

V-4-4- Interprétation des résultats numérique :

Le logiciel suppose le sol de fondation comme une couche homogène. Les caractéristiques introduites pour les calculs sont des données tirées des rapports de l'ANB (2003), tel que γ , ϕ , c et le module de Young. Les autres paramètres tel que les coefficients de perméabilité (K_x , K_y), le coefficient de poisson (ν) ont été estimés selon la nature du sol et les limites acceptées par le logiciel.

Sous l'action de la pression du poids du remblai et à cause de la nature du sol qui le constitué (Argiles limoneuses) et la nature du sol de fondation (marnes) la digue principale du barrage réservoir d'Oued El Kaïm (K1) subit des tassements.

La déformation totale obtenue sous remblai est de 59.35cm. Le mouvement du déplacement du remblai est précisé dans la figure (VII-25), où on remarque un déplacement vers les deux côtés latéraux et formation de bourrelets.

D'après les résultats de calculs et les courbes présentées, l'état de contraintes du modèle géotechnique changé sous l'effet de l'interaction entre l'ouvrage et le sol.

Pour les contraintes principales à l'état finale (phase 6), on note une concentration des contraintes au centre de la digue.

La phase 6, montre que ce modèle géotechnique constitue effectivement une approximation raisonnable du comportement réel de l'ouvrage.

VI- Conclusion :

Dans ce chapitre, qui sont des rappels de la théorie de la consolidation en générale et la consolidation unidimensionnelle (de Terzaghi). L'étude des différents termes de tassements avec deux méthodes différentes a été appliquée au site du barrage réservoir de l'Oued El Kaïm (wilaya de Mila).

Les résultats obtenus pour le même ouvrage par deux méthodes de calcul de tassements. Une par la méthode classique « méthode œdométrique » où les calculs donne une valeur du tassement de 144.09cm, cette valeur est grande pour un remblai de 44m d' hauteur. L'autre par le logiciel Plaxis 8.2 « méthode des éléments finis » donne une valeur de 59.34cm cette valeur est faible si on suppose un remblai de 44m d'hauteur.

La détermination du valeur du tassement dans ce barrage montre q'il y a une grande différence entre les deux résultats. Malgrais, certains paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est l'angle de dilatance ψ , mais la différence obtenue dans les valeurs du tassement peut être justifiée par les faits suivants :

- Les prélèvements des échantillons (pour l'essai œdométrique) les erreurs dues à l'appareillage et aux opérations.
- Le facteur $\nu = 0.3$ (limite maximale acceptée par le logiciel Plaxis), alors que dans la littérature ν peut varier jusqu'à 0.5.

Donc, pour un remblai de 44m d'hauteur, la valeur du tassement est celle qui comprit entre 144.09cm et 59.34cm.

Enfin, le meilleur moyen qui nous permettra de régler ce problème du tassement dans les grands ouvrages est le faire plusieurs modèles avec la méthodes des éléments finis qui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes, pour réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurités de plus en plus sévères et pour gagner plus du temps lors des études et diminuer le coût excessifs de l'ouvrage.

CHAPITRE VIII :

*Protection du
barrage*

I- Introduction :

L'infiltration des eaux est le phénomène le plus courant pour les barrages en terre. L'érosion interne ne peut se produire que là où il y a des infiltrations et ne se développe que lorsque ces forces d'infiltrations dépassent certaine valeur critique permettre à l'eau d'entraîner les particules solides.

II- Perméabilité et hydraulique interne :

Dans un barrage en remblai, le matériau de construction est un sol. Dans la plupart des cas, l'étanchéité de l'ouvrage est apportée par l'imperméabilité de ce matériau.

La perméabilité d'un barrage en terre est faible, il y a toujours infiltrations d'eau. A partir de coefficients de perméabilité schématisé dans la figure (VIII-01), on peut obtenir les zones perméables et les zones imperméables suivant l'échelle de l'ordre de grandeur du coefficient de perméabilité de *CASAGRANDE*, dans le barrage et sa fondation (Rapport ANB, 2003) :

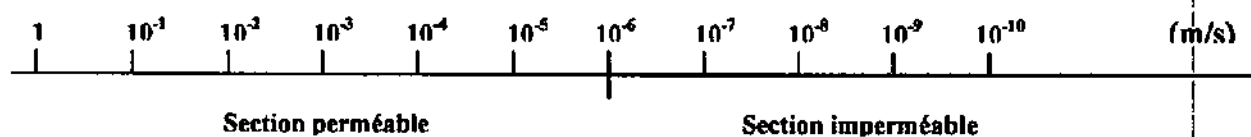


Fig.VIII-01 : Coefficient de perméabilité de Casagrande.

A partir de cette échelle on peut dire que, le matériau de construction de la digue ainsi que l'assise marneuse à une grande étanchéité ce qui va diminuer les pertes des eaux d'infiltrations dans la digue et à travers les formations sous l'ouvrage.

Le reste (drain, filtre amont et aval, couche de transition et Rip Rap) sont perméables pour éviter les surpressions et réduire les risques de renard (voir figure VIII-02).

III- L'étanchéité du barrage :

Le barrage est un ouvrage destiné au stockage de l'eau. Pour assumer efficacement cette fonction, il faut qu'il soit le plus étanche possible.

L'étanchéité de la cuvette est étudiée aux stades des investigations géologiques préalables. Si celles-ci amènent à suspecter de graves défauts d'étanchéités sur l'emprise occupée par la future retenue, le site devra probablement être abandonné.

L'étanchéité au droit du barrage repose sur :

- L'étanchéité du corps du remblai ;
- L'étanchéité de la fondation et des rives, qui permet, en fait de raccorder l'étanchéité du remblai avec celle de la cuvette (Durant, 1999) :

III-1- Etanchéité du remblai :

L'étanchéité de la digue est assurée par le remblai lui-même dans sa totalité. Elle est d'abord caractérisée par la valeur faible du coefficient de perméabilité K du matériau constitutif du remblai. Le massif homogène de la digue dont la recharge amont, est constitué de limons argileux qui ont été bien compactés par l'utilisation des techniques de compacteurs lourds et puissants.

L'étanchéité du Batardeau amont est réalisée par les silts en matériaux argileux qui le constituent (Rapport ANB., 2000).

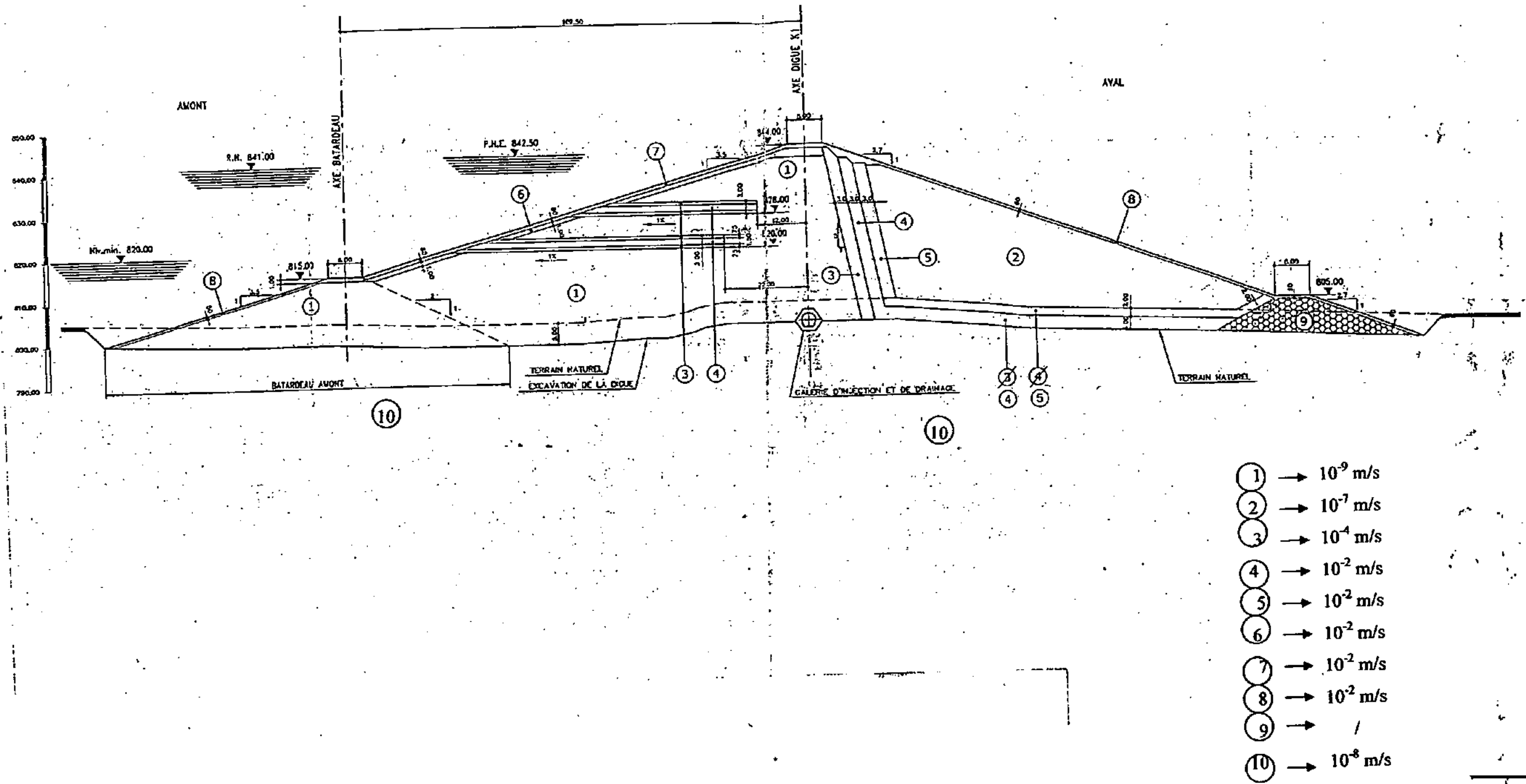


Fig. VIII-02 : Coefficient de perméabilité dans le Barrage
(Rapport ANB, 2003).



Photo VIII-01 : Lors du compactage du remblai.

III-2- Etanchéité de la fondation et des rives :

A base des résultats de reconnaissances géologiques et géotechniques et afin d'avoir une fondation totalement ou presque imperméable, l'étanchéité de la fondation du barrage doit être assurée par le traitement du substratum au moyen d'un rideau d'injection.

III-2-1- Voile centrale (Rideau d'injection) :

Le voile central est situé sous l'axe du barrage et la galerie d'injection. Cette dernière est complètement enfoncée dans les marnes ou le calcaire lacustre sur le flanc gauche. Pour cela l'excavation pour le corps de la galerie atteint une profondeur environ 5m sous la base du barrage.

Cependant, la fondation de la galerie est généralement basée dans tous les cas sur les marnes. La longueur du voile central atteint 590.9m (Rapport ANB, 2003). Ce voile a pour but de diminuer les pertes par infiltrations à travers la fondation du barrage et de réduire les sous pressions sous le barrage à l'aval de cet écran d'étanchéité.

Le voile central est composé de deux files d'injection placées de part et d'autre de l'axe longitudinal du barrage. Les travaux d'injection débutant par la réalisation de la file aval. Ensuite, la file amont est réalisée (à l'amont de la première) et ses injections sont positionnées en quinconce par rapport à celle de la 1^{ère} file. Les injections dans la fondation sont donc effectuées par des forages avec des coulis de ciment- bentonite.

Les forages et injections sont, en principe, réalisés depuis le radier de la galerie d'injection sous digue. Dans l'Oued les forages de base ont une profondeur d'environ 30m qui diminue progressivement jusqu'à 20m vers les accès de la galerie (Rapport ANB, 2000).

III-2-2- Voiles de flanc droit et gauche :

Le rôle de ces voiles, est pour assurer l'étanchéité du contournement de l'axe du barrage, et sont réalisés par les mêmes techniques que pour le voile central (Rapport ANB, 2003).

III-2-3- Injection de consolidation :

Les injections de consolidation sont réalisées principalement sur le flanc gauche pour le traitement du calcaire lacustre. Tout le calcaire sous l'emprise de la base sera traité par des injections de consolidation. Ceci est impératif, car il existe des cavités et des passages de hautes perméabilité qui ont le potentiel de créer des érosions à l'intérieurs du barrage.

Des zones de marne dure fracturée sont rencontrées sous le centre de la digue, et sont traitées par des injections de consolidations.

Selon l'ANB (2003), et pour éviter le soulèvement de la fondation, ces zones sont découpés jusqu'à 5m de profondeur, après avoir réaliser le remblai.

IV- Drainage des eaux d'infiltration :

Le développement du système de drainage des eaux d'infiltration constitue un caractère particulier des barrages en terre, dans les quels on cherche à tout prix à réduire les sous pressions et les risques de renard. Pour cette raison, la digue principale K_1 du barrage réservoir d'Oued El Kaïm, est construis avec plusieurs procédés qui sont utilisés pour combattre ces risques (Durant, 1999) :

IV-1- Filtres et drains :

Le drain est un organe à forte perméabilité destiné à assurer l'interception des eaux d'infiltration et à les évacuer. Il faut généralement lui associer un filtre qui doit bloquer la migration potentielles des particules fines du massif à drainer vers le milieu drainant.

IV-2- Les dispositifs de drainage du barrage :

L'expérience montre que l'absence de dispositif de drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, au bout de plusieurs années de service finit par recouper le talus aval. La réalisation systématique d'un drainage des barrages en terre doit être adapté à la nature de l'ouvrage (homogène ou à noyau) et à sa taille (valeur de la charge hydraulique permanente amont).

IV-2-1- Système de drainage dans la fondation :

Le drainage de la fondation d'un barrage en terre est une opération délicate qui exige une parfaite connaissance de la constitution du sous sol à drainer.

Dans le cas de réservoir d'Oued El Kaïm, une ligne des forages le long du rideau de drainage de diamètre $\phi = 125\text{mm}$, est inclinés de 20° à la verticale et sur une longueur de 15m, sont réalisés à partir de la galerie d'injection et de drainage. Ils sont espacés de 6m et situés à l'aval du rideau d'injection (Rapport ANB, 2000).

IV-2-2- Système de drainage dans le remblai :

A- Les drains verticaux :

Le drain vertical ou drain cheminée se situe un peu en aval de l'axe du remblai entre les recharges amont et aval, le sommet du drain est arasé au niveau normal du plan d'eau (NNE). Il comprend des filtres et des drains comme suit (Rapport ANB, 2003) :

A-1- Le drain de gravier de la zone 4 :

Présentant une perméabilité d'environ de $5 \cdot 10^{-3} \text{m/s}$, ce drain est situé au centre du drain vertical. Sa largeur est 3m.

A-2- Le filtre amont de la zone 3 (sable fin à moyen) :

Avec une épaisseur de 3m, il est constitué par du sable fin à moyen, ce qui engendre à un drainage extrêmement lent.

A-3- Le filtre aval de la zone 5 :

Son épaisseur est de 3m. Il est constitué par du sable moyen à grossier. Il est plus grossier que la zone 3, mais satisfaisant pour retenir des argiles.

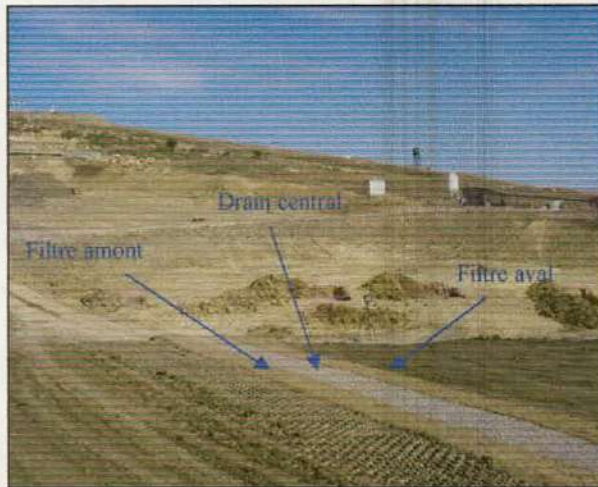


Photo VIII-02 : Dispositifs des filtres et du drain verticaux.

B- Les tapis drainant :

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène (Rapport ANB, 2003).

B-1- Tapis amonts :

Il y a deux tapis en amont, chacun de ces deux tapis sont constitué d'un drain horizontale de la zone 4 d'épaisseur 1.5m limité par deux filtres horizontaux (2*0.75m) de la zone 3.

B-2- Tapis aval :

Ce tapis de matériau drainant, est constitué par un drain de la zone 4 d'épaisseur 3m sous un filtre de la zone 5 d'épaisseur 2m, pour éviter les affouillements en aval.

C- Les enrochements aval (zone 9):

Ces enrochements sont pratiquement perméables pour drainer les eaux d'infiltrations à travers le corps de la digue du barrage. Celle-ci sert de drain longitudinal collecteur. La zone 9 est constituée du matériau ayant une taille inférieure ou égale à 100mm (Rapport ANB, 2003).

IV-3- Conclusion sur le drainage :

L'évolution de la disposition de drainage est une étape importante de la conception d'un barrage en remblai et la mise en oeuvre est simple dans leur principe. Cependant, leur efficacité ultérieure dépendra avant tout de la provenance adéquate des matériaux constitutifs (en particulier des conditions de filtre) et de la qualité d'exécution, d'où l'importance capitale du contrôle en cours des travaux pour ces ouvrages qui seront totalement aveugles une fois le barrage achevé (Degoutte, 1997).

V- La protection du remblai :

La protection du remblai est pour prévenir les effets des dégradations résultant de l'action mécanique des eaux extérieures :

- Les eaux de la retenue, pour ce qui concerne le choix de la revanche ou la protection antibatillage du talus amont.
- Les eaux de ruissellement pour la protection du talus aval contre le ravinement.

V-1- Dimensionnement de la revanche :

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-delà la crête (la crête et le talus aval seraient alors assez rapidement érodés). Le risque de déferlement de vagues doit être prévenu par l'adoption d'une revanche suffisante entre le PHE et la côte de la crête.

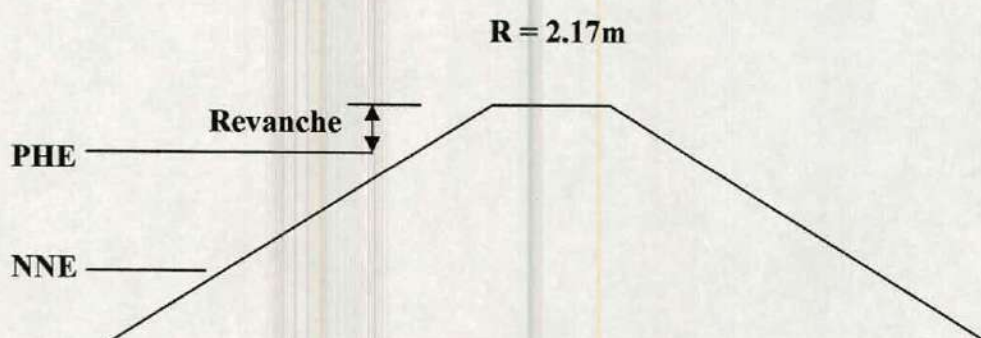


Fig. VIII-03 : Définition et visualisation de la revanche (Durand, 1999).

V-2- Protection du talus amont :

Il s'agit de protéger le talus amont de l'action mécanique des vagues. En principe le niveau d'eau est variable (abaissement ou disparition en saison sèche), il est recommandé de mettre en œuvre la protection du talus amont sur l'ensemble du parement.

La plupart des parements amont d'un barrage en remblai sont enrochés, et les éléments de dimensionnement sont adaptés par des formules empiriques faisant intervenir la vitesse des vagues, la pente du talus et la densité des enrochements... etc (Durand, 1999).

Le rip-rap amont (zone 7) est un matériau extrait des roches carbonatées de Djebel Akhal, à une taille moyenne de $D_{50} = 400\text{mm}$ et une taille maximale de 700mm . Bien que ces tailles soient conformes à l'épaisseur de couche de 800mm , qui doit être environ $2 D_{50}$, ceci représente un rip-rap léger en comparaison avec des barrages semblables.

Une autre couche de transition (zone 6) -entre le rip-rap et la zone 1- caractérisé par un matériau à une granulométrie comprise entre 0.2mm et 200mm .

Pour le batardeau, qui est submergé au-dessous du niveau de la retenue, est constitué par un matériau de protection de la zone 8, plus fin contenant jusqu'à 20% de gravier et sable (Rapport ANB, 2003).

V-3- Protection de la crête :

La crête est constituée d'une couche de gravier et un parapet en béton armé avec une hauteur pratique de 0.8m , bien adapter pour éviter toute stagnation des eaux de pluies et leur concentration, ce qui permet d'évacuer ces eaux vers le parement amont (Rapport ANB, 2003).

En cas de tassements localisés du remblai ou de formation d'ornières, il faut procéder à une remise en forme rapide de profil de la crête, par ce que la protection (même provisoire) de cette dernière est contre une éventuelle érosion régressive du talus aval.

V-4- Protection du talus aval :

L'objectif essentiel est la protection contre le ravinement provoqué par les eaux de ruissellement. Ce talus reprend le même principe que la protection employée pour le talus amont (Rapport ANB, 2003).

VI- Surveillance du barrage :

La surveillance d'un ouvrage a pour but essentiel de connaître et, si possible, de prévenir toute dégradation afin de la maintenir en bon état de sécurité. Les évolutions sont généralement très lentes, donc le suivi sont fournir les moyens de détecter les anomalies, d'apprécier les vitesses d'évolution et leur aboutissement probable, afin de permettre au responsable de l'ouvrage de décider de la nature et de l'urgence des interventions.

La surveillance des ouvrages est assurée par deux méthodes essentielles, l'inspection visuelle, est une méthode qualitative permet souvent de détecter les désordres et les anomalies effectuant l'ouvrage. Par contre, l'auscultation est une méthode quantitative basée sur l'utilisation d'instruments pour suivre le comportement de l'ouvrage. Leur dispositif doit être conçus en fonction des dimensions et des particularités technique du barrage. (Durand, 1999)

VI-1- Appareils d'auscultation :

L'auscultation prévue est essentiellement basée sur :

- Des repères topographiques extérieurs intéressant tant la crête que les parements du barrage ou les structures en béton (galerie de vidange,...)
- Des cellules ou dispositifs internes au barrage destiné essentiellement à suivre :
 - En cours de construction la dissipation des pressions interstitielles ;
 - L'homogénéité et l'ampleur des tassements ;
 - Le développement du réseau d'écoulement dans l'ensemble de la fondation de l'ouvrage (digue, fondation, appuis,...) ;
 - Contrôle de tous les débits de fuite tant en galerie (galerie de drainage, vidange de fond,...) qu'à proximité des ouvrages (Rapport ANB, 2000).

VI-2- Dispositif d'auscultation :

L'auscultation de la digue est assurée par des repères et cellules placées dans différentes sections du barrage sont réparti comme suit :

- Des repères topographiques extérieurs situés sur la digue (berme de parement aval niveau 805m et parement au niveau 825m, crête de la digue, batardeau niveau 815m) de même que sur les structures en béton des différents ouvrages comme la tours de prise. Ces repères topographiques sont constitués par des cocardes bicolores fixées à certains niveaux. Ils donnent les déplacements horizontaux et verticaux des ouvrages par la visée à partir de plates-formes en béton situées sur les rives (points fixes qui servent de repères) (Rapport ANB, 2000).
- 5 cellules de mesures des pressions totales placées au-dessus de la galerie de dérivation/ vidange de fond ainsi qu'à la jonction avec la galerie d'injection.
- 5 cellules de mesure des pressions totales placées au contact de la fondation dans chacune des 5 sections d'auscultation.

- Des forages drainant (tous les 6m, $\varnothing = 125\text{mm}$, $L = 15\text{m}$) inclinés de 20° sur l'axe vertical du barrage. Ils sont réalisés à partir de la galerie d'injection et de drainage à l'aval de l'écran d'étanchéité de la digue.
- Des cellules piézométriques placées :
 - Sous la fondation du noyau (aux niveau -10 et -15m),
 - Sous la couche drainante située à la base de la recharge aval
- Des cellules de mesure des pressions interstitielles placées dans les recharges amont et aval de la digue aux différents niveaux (fondation, 805m, 810m, 825m, 840m) et à différents emplacements et sur le dessus de la galerie d'injection et de la galerie de dérivation/ vidange de fond.

Selon le rapport ANB (2000), il est prévu par section d'auscultation :

- 6 cellules en fondation ;
- 3 cellules au niveau 805m ;
- 5 cellules au niveau 810m ;
- 4 cellules au niveau 825m ;
- 3 cellules au niveau 835m.
- Des piézomètres ouverts placés à 4.3m de l'axe du barrage ainsi qu'à 60 et 100m à l'aval. Ils vont de la crête jusqu'à 15m de profondeur sous le niveau du noyau.
- Des tassomètres à manchettes magnétiques placés :
 - A 50m à l'amont de l'axe du barrage ;
 - A 4.3m de l'axe du barrage vers l'aval ;
 - A 50m à l'aval de l'axe ;

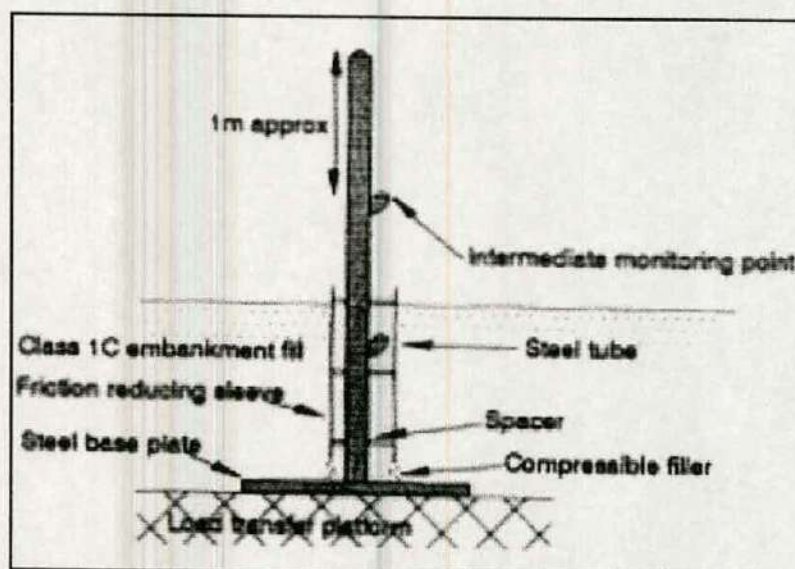


Fig. VIII-04 : Indicateur de tassement (pige).

Sur la berme aval du niveau 805m (un seul appareil) dans la section centrale, les indicateurs de tassement descendent jusqu'à 10m de profondeur sous le niveau de la fondation de la digue (Rapport ANB, 2000).

VII- Impacts sur l'environnement :

Les impacts des ouvrages de transfert depuis la station de pompage de la retenue de Beni Haroun jusqu'au réservoir d'Oued El Kaïm à l'exception bien sur des passages sous tunnel (traversée du mont Krenenou sur 1.1km en refoulement et traversée en tunnel sur 6.4km en gravitaire depuis le bassin d'expansion de Ain Tin jusqu'au réservoir d'Athmenia), sont étudiés en considérant les effets directs ou indirects, les effets temporaires ou permanents des ouvrages sur

l'environnement physique (l'eau, l'air et les sols), l'environnement biologique (la faune et la flore) et l'environnement socio-économique (les activités humaines) (Rapport ANB, 2000).

Les caractéristiques techniques des ouvrages du projet et les reconnaissances effectuées sur le terrain permettent de dresser ainsi la liste des impacts du projet :

VII-1- Les superficies concernées :

Le passage de la conduite de transfert aura des effets directs et indirects sur l'usage des sols.

- 25m d'emprise permanente de la conduite de refoulement sur 10.3km, depuis la station de pompage jusqu'à l'entrée du tunnel à écoulement gravitaire (non compris les 1.1km en refoulement du tunnel de Kremenou), soit environ 26 Hectares ;
- Environ sept hectares pour les emprises des installations du bassin d'expansion de Ain Tin et l'entrée du tunnel de Kremenou ;
- La surface totale du réservoir d'Oued El Kaïm ;
- Environ 10m sur 3km pour la portion de la route Mila-Oued Athmenia située dans le réservoir et qui a été déviée sur des terres agricoles ;
- Quelques centaines de m² d'exploitation maraîchère à l'extrémité du réservoir d'Athmenia, à proximité de la digue principale.

VII-2- Le remplissage du réservoir d'Oued El Kaim :

- Les impacts directs irréversibles et permanents sont :
 - Les habitations situées dans la zone du réservoir.
 - Les activités de vergers/ maraîchage, qui se développent à l'extrémité du réservoir, près de la digue principale. L'usage agricole des sols et les activités qui se développeront seront perdus, du fait de l'emprise nécessaire à la construction de la digue principale.
- Le remplissage du réservoir d'Athmenia aura des impacts indirects irréversibles et permanents sur l'usage agricole des sols, à l'Est du réservoir. La déviation de la route Mila-Oued Athmenia, dans sa portion qui sera inondée (3 kilomètres). Cette déviation de la route entraînera une emprise de 10m sur les terrains agricoles, dont l'usage sera perdu. Des mesures de compensation sont prévues sur cet aspect dans le cadre du projet.

VII-3- Les activités du chantier de construction de la conduite de transfert :

Le chantier du bassin de Ain Tin et le chantier du creusement du tunnel à écoulement gravitaire auront des impacts directs transitoires sur les habitations des villages et/ ou habitations situées à proximité (El Khenaza, Douar Ben Zekri et habitations situées au Nord de la cuvette d'Oued El Kaim). Ces impacts négatifs concernent les nuisances de toutes sortes liées au chantier : bruit, sécurité, difficultés dans les déplacements, passage de camions et d'engins, poussières, dépôts divers et rejets liés aux chantiers de construction.

Conclusion générale

Conclusion générale

La retenue d'Oued El Kaïm est destinée à noyer 16.57km^2 de terrain agricole dans le Sud de la wilaya de Mila, représente une masse d'eau de 35Hm^3 et une digue en terre homogène de 44mètres de haut sur 625mètres de long (en crête).

Ce réservoir est établi dans les marnes et les argiles Miocène qui sont étanches. Localement, et plus particulièrement sur le site du barrage principale, des couches de calcaires lacustres plus ou moins lenticulaires en rive gauche, créent un risque de circulation latérale d'eau et de contournement du barrage, aussi la présence de gypse soluble provoque des circulations potentielles d'eau pour ces raisons un voile d'étanchéité réalisé sous l'axe du barrage. Ce voile constitue la solution la plus efficace au problème d'étanchéité spécifique à ce site.

La digue principale (K1) est constituée d'un remblai homogène en matériaux limono-argileux, ces matériaux sont de qualité satisfaisante et de quantité suffisante avec des conditions d'exploitation et de transport favorables.

Les pentes extérieures de la digue sont : 1/3.5 à l'amont et 1/2.7 à l'aval, ces pentes garantissent la stabilité du barrage avec un coefficient de sécurité de 1.5 pour les conditions normales d'exploitation. La stabilité du remblai est confortée par la présence du réseau des drains et filtres qui diminuent l'effet des infiltrations des eaux dans le corps de la digue.

Le tassement est considéré parmi les phénomènes complexes qui se produisent dans les barrages en remblai et dans le cas de la digue du barrage d'Oued El Kaïm, ce phénomène a été étudié par deux méthodes : l'une au laboratoire « essai à l'œdomètre » et l'autre numérique « méthode des éléments finis » pour estimer le tassement et trouve la solution adéquate.

Enfin, il est affirmé qu'il n'y a pas des solutions idéale pour un barrage en terre qui s'exposer a plusieurs phénomènes.

Références bibliographiques :

- Belkhiri, K.**, 2006. Contrôle rapide des structure en relation avec le risque et évaluation des dommages causés par une catastrophe naturelle : cas de séisme. Mémoire de magistère, université de Batna, p121.
- Benabbas, C.**, 2006. Évolution Moi-Plio-Quaternaire des bassins continentaux de l'Algérie Nord orientale : apport de la photogéologie et analyse morphostructurale. Thèse Doctorat Etat, Univ. Mentouri-Constantine, p 250.
- Bendahmen, F., Marot, D., Alexis, A et Thomas, P.**, 2004. Etude expérimentale de l'évolution par érosion interne des matériaux d'ouvrage hydraulique en terre. Pub, IRGCM. France, p 8.
- Bouillin, J.P.**, 1971. Découverte de Mésozoïque épimétamorphique au Nord Est d'El Milia (petite Kabylie); la fenêtre des Beni-Toufout. C. R. Somm. Soc. Géol. Fr, p171.
- Bouillin, J.P. et Raoult, J.F. (1971):** Présence sur le socle kabyle du constantinois d'un olistostrome lié au charriage des flyschs; le Numidien peut être un néo-autochtone? Comte Rendu :Somm. Soc. géol. France, 7 :117
- Bouillin, J.P.**, 1977. Géologie Alpine de la petite Kabylie dans la région de « Collo » et « d'El Milia » (Algérie). Thèse SC., Paris VI, p 551.
- Bouillin, J.P.**, 1979. La transversale de Collo et d'El Milia (petite Kabylie) : une région clef pour l'interprétation de la tectonique alpine de la chaîne littorale d'Algérie. Mém. Soc. Géol. Fr., N.S., t. LVII ; n°135, p 1-84.
- Bouillin, J.P.**, 1986. Le bassin magrébin une ancienne limite entre l'Europe et l'Afrique à l'Ouest des Alpes. Bull. Soc. Géol. Fr., (8), t. II, n° 4, p 547-558.
- Cambefort, H.**, 1972. Géotechnique de l'ingénieur et reconnaissance des sols. Edition Eyrolles.
- Coiffait, Ph.A.**, 1992. Un bassin post-nappe dans son cadre structural l'exemple du bassin de Constantine (Algérie Nord Orientale). Thèse Sciences. Nancy I, p 502.
- Cordary, D.**, 1994. Mécanique des sols. Edition Lavoisier. Tec et Doc, p 380.
- Cossen, B., Guiguet, V et Nalbo., O.**, 2006. La gestion des digues de protection contre les inondations, Pub organisée par le Réseau Régional des Gestionnaires de Milieux Aquatiques de Provence Alpes- cote d'Azur, p 28.
- Costet, J., Sanglérat, G.**, 1981. Cours pratique de mécanique des sols : Plasticité et calcul des tassements. Tome 1, 3^{ème} édition, Dunod, p 279.
- Costet, J., Sanglérat, G.**, 1983. Cours pratique de mécanique des sols : Calcul des ouvrages. Tome 2, 3^{ème} Edition, Dunod, p.
- Degoutte, G.**, 1997. Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Édition Cemagref, p 175.
- Djellit, H.**, 1987. Evolution tectono-métamorphique du socle kabyle et polarité de mise en place de nappes de flyschs en Petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse Doct., Univ. De Paris sud, p 206.

- Djemili, L.**, 2006. Critères de choix de projet des barrages en terre : étanchéité par le masque en béton bitumineux. Thèse Doctorat. Université de Batna, p 140.
- Durand, J.M.**, 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Edition Cemagref. Paris, p 415.
- Durand Delga, M.**, 1955. Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Publ. serv. Carte géol. Algérie, Bull. n° 24, p 533.
- Durand Delga, M.**, 1969. Mise au point sur la structure du Nord-Est de la Berberie. Publ. Serv. Carte géol. Algérie, N. S., Bull. n° 39, p 89-131.
- Durozoy, G.**, 1960. Etude géologique de la région Châteaudun du Rhumel. Publ. Du Serv. De la carte géol. De l'Algérie. Nlle série. Bull. n° 22.
- F.A.E.R.**, (Fiche d'Action Elémentaire de Recherche N° 6.16) sites expérimentant du remblai sur sols mous et suivi d'ouvrages réels.
- Frank, R.**, 2003. Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de L'ingénieur (TI), Presse de l'ENPC. Edition Bialec. Nancy, p 141.
- Frank, R.**, .Techniques de l'ingénieur : traité de construction économique des sols (édition cermes, ENPC) LCPC c 246 (tome II)
- Gélard, J.P.**, 1969. Le flysch à base schisto-gréseuse de la bordure méridionale et orientale du massif de Chellata : le flysch Mauritanien (grande Kabylie). Bull. Soc. Géol. Fr., (7) t. XI, pp. 676-686.
- Gilli, E., Mangan, C., et Mudrj, J.** Hydrogéologie : Objets, Méthodes, et Application
- Glangeaud, L. (1932):** Etude géologique de la région littorale de la province d'Alger. Bull. Serv. Carte géol. Algérie, 2^e S., N° 8 (Thèse, Paris).
- Habib, P.**, 1997. Génie Géotechnique: application de la mécanique des sols et des roches - Edition Marketing / Ellipses. Paris, p 222.
- Karsenty, G.**, 2002. La fabrication du bâtiment (le gros oeuvre). Edition Eyrolles. Tome 1, p 546.
- Léreau, J.**, 2006. Géotechnique 1 : cours. INSA de Toulouse, p 107.
- Marmi, R., Chadi, M et Ines, M.**, 2001. Synthèse stratigraphique du Constantinois 1^{er} séminaire sur la géologie du Grand Constantinois, 06-07. Novembre, Constantine.
- Mebarki, A.**, 1982. Le bassin du Kébir – Rhumel : hydrologie de surface et aménagement des ressources en eau. Thèse de doctorat. 3^{eme} cycle. Université de Nancy II, p 304.
- Mébarki, A.**, 2005. Hydrologie des bassins de l'Est Algérien : Ressources en eau, aménagement et environnement. Thèse de doctorat d'état. Univ, Mentouri-Constantine, p 360.
- Monne, J., Ploto, P et Kadiri, I.**, 2007. Méthodes de reconnaissances croisées pour l'analyse de stabilité des digues soumises à érosion interne. Bp n° 53, Grenoble (France), p 6.

- Mouroux, P., Margron, P., Pinte, J.C., 1988.** La construction économique sur les sols gonflants. Ed. Bureau de recherches géologiques et minières (France), p121.
- Philipponnat, G., 1979.** Fondations et ouvrages en terre. Édition Eroylles, p 402.
- Philipponnat, G., et Hubert, B. 2003.** Fondations et ouvrages en terre. Édition Eyrolles, p 541.
- Rapport ANB., 2000.** Transfert de Beni Haroun. APD- Lot 1 bis – Vol 1, Rapport de synthèse. Edition provisoire.
- Rapport ANB., 2002.** Etude d'exécution et surveillance des travaux du barrage réservoir d'Oued Athmenia dans la wilaya de Mila : Rapport de commencement.
- Rapport ANB., 2003.** Etude d'exécution et surveillance des travaux du barrage réservoir d'Oued Athmenia dans la wilaya de Mila (Digues K1 et K2 : Rapport de Révision d'APD et d'Etudes d'Exécution).
- Rapport ANB., 2004.** Etude d'exécution et surveillance des travaux du barrage réservoir d'Oued Athmenia dans la wilaya de Mila (Digue K1 : les caractéristiques géotechnique et géologique du terrain et changement dans l'importance des travaux d'excavation).
- Rapport HPE., 1988.** Division du développement des activités hydrauliques et agricoles de la wilaya de Mila : Etude d'inventaire de sites de retenues collinaires et de barrages a travers la wilaya de Mila. Note de synthèse.
- Raoult, J.F. 1969.** Relation enter la dorsale Kabyle et les flyschs sur la transversale de Dj. Ghdeir, phases tangentielles éocène, paléogéographique (nord Constantinois, Algérie) Bull. Soc. Géol. fr. IX. Paris, p 523-543.
- Raoult, J.F. et Velde, D. 1971.** Découvertes de trachytes potassiques à olivine et d'andésites en coulées dans le Miocène continentale au Sud de Kef Hahouner. Nord du Constantinois Bull. Serv. Carte géol. Algérie, nouvelle série, n° 39, pp. 171-186, Alger.
- Raoult, J.F., 1974.** Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord Constantinois, Algérie). Mém. Soc. Géol. Fr., N.S., t. LIII, n° 121, p. 164.
- Réméniéras, G., 1999.** L'hydrologie de l'ingénieur. Edition Eyrolles, p 456.
- Sanglérat, G., Olivari, G et Cambou, B. 1981:** Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondation 2° Ed. Dunod, Paris, Tome 1, p 318.
- Sanglérat, G., Olivari, G et Cambou, B. 1983 :** Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations. 2° Ed. Dunod, Paris, Tome 2, p263.
- Schlosser, F., 1980.** Cours sommaire de mécanique des sols. LCPC.
- Schlosser, F., 1983.** Eléments de mécanique des sols. PENPC, Paris.
- Tekkouk, M., 2005.** Etude de la pollution par les sulfates des eaux du bassin versant de l'Oued DjenDjen (W de Jijel), thèse de Magistère. Univ. Mentouri-Constantine, p.

- Tisot, J.P.**, 1983. Les essais de laboratoire en mécanique des sols (école nationale supérieur de géologie appliquée et de prospection minière de Nancy)
- Varlet, H.**, 1966. Barrages réservoirs : barrages en terre et en renchements. Tome III. Edition Eyrolles, p 309.
- Vila, J.M.** 1980. La Chaîne Alpine d'Algérie orientale et des confins Algero-Tunisiens. Thèse Sc. Univ. Paris VI, 3 vol, 665 p.
- Wildi, W.** 1983. La chaîne tello-rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie) : structure, stratigraphie et évolution du Trias au Miocène. Rev. Géol. Dyn. Géog. Phys., (24), 3, pp. 201-297.

Listes des figures

Fig. I-01: Carte de situation géographique. Extraite de la carte topographique N° =73 de la feuille de Constantine échelle : 1 / 25 00	4
Fig. I-02: Barrage Oued El Kaïm : courbe de remplissage, superficie, volume	6
Fig. I-03 : Profil en travers de la digue	14
Fig. II-01 : Structure de la chaîne Alpine de la Méditerranée occidentale	15
Fig. II-02 : Esquisse Structurale du Nord-Est Algérie	17
Fig. II-03 : Les unités géologiques de l'Est algérien (d'après W. Wildi, 1983 et carte géologique de l'Algérie au 1/500 000)	20
Fig. II-04: Carte géologique synthétique du bassin de Constantine	23
Fig. II-05 : Carte Toponymique de la région de Constantine	25
Fig. II-06 : Structure semi circulaire de Sidi Khlifa	28
Fig. III-01 : Principales structures géologiques de la région de Chelghoum Laid	30
Fig. III-02 : Colonne lithostratigraphique des formations géologiques d'Oued Athmenia	32
Fig. III-03 : Coupe géologique au niveau de l'axe du barrage	33
Fig. III-04 : Règle parasismique Algérien RPA (version 2003)	35
Fig. IV-01 : Carte de situation des bassins versant en Algérie	37
Fig. IV-02 : Situation du barrage réservoir d'Oued El Kaïm dans le Kébir -Rhumel	38
Fig. IV-03: Réseau hydrographique d'Oued El Kaïm. Extraite de la carte topographique N° =73 de la feuille de Constantine échelle : 1 / 50 000	38
Fig. IV-04 : Distribution des précipitations moyennes mensuelles durant la période : 1987-2006 (station du Barrage Grouze)	43
Fig. IV-05 : Répartition de précipitations moyennes saisonnières durant la période : 1987-2006 (Station du Barrage Grouze)	44
Fig. IV-07: Graphe Ombro-Thermique durant la période : 1987-2006 (Station du Barrage Grouze)	45
Fig. IV-08: Répartition de l'humidité durant la période : 1987-2006 (Station du Barrage Grouze)	46
Fig. IV-05 : Représentation graphique du bilan hydrologique pour la période : 1987-2006.(Station Barrage Grouze)	49
Fig. IV-09 : Coupe lithologique (corrélation des sondages)	57
Fig. V-01 : Plan d'implantation des essais in situ (barrage Oued El Kaïm)	59
Fig. V-2 : Essai Lefranc	62
Fig. V-03 : Résultats des essais pressiométriques (OP/P1)	64
Fig. V-04 : Résultats des essais pressiométriques (OP/P2)	65
Fig. V-05 : Résultats des essais pressiométriques (OP/P3)	66
Fig. V-06 : Résultats des essais pressiométriques (OP/P4)	67
Fig. V-07 : Résultats des essais pressiométriques (OP/P5)	68
Fig. V-08 : Résultats obtenus par des essais de limites d'Atterberg	75
Fig. V-09 : La courbe de l'essai de cisaillement	80
Fig. V-10 : Courbe de compressibilité	81
Fig. V-11 : Détermination de σ'_p (méthode de Casagrande)	83
Fig. VI-01 : Formation d'un renard par érosion régressive dans le terrain de l'infrastructure d'une digue en terre	88
Fig. VI-02 : Affaissement et submersion d'un barrage en terre miné par un renard	88
Fig. VI-03 : Glissement plan	89
Fig. VI-04 : Glissements successifs emboîtés	90
Fig. VI-05 : Glissement rotationnel	90
Fig. VI-06 : Différents types de rupture circulaire	90

Fig. VI-07 : Découpage en tranches d'un talus.....	92
Fig. VI-08 : Forces agissant sur la tranche i.....	93
Fig. VI-09 : Le mécanisme de glissement côté aval d'une digue en terre.....	95
Fig. VI-10 : Le mécanisme de glissement côté amont d'une digue en terre.....	96
Fig. VI-11 : Les matériaux constituant la digue K1.....	96
Fig. VI-12: Exemple d'un cercle de glissement C_1 probable en cas d'une vidange rapide.....	99
Fig. VI-13: Exemple d'un cercle de glissement C_2 probable en cas d'une vidange rapide.....	101
Fig. VI-14: Exemple d'un cercle de glissement C_3 probable en cas d'une vidange rapide.....	103
Fig. VI-15: Exemple d'un cercle de glissement C_4 probable en cas d'une vidange rapide.....	105
Fig. VI-16: Exemple d'un cercle de glissement C_5 probable en cas d'une vidange rapide.....	107
Fig. VI-17: Exemple d'un cercle de glissement C_6 probable en cas d'une vidange rapide.....	111
Fig. VI-18: Exemple d'un cercle de glissement C'_1 probable en régime permanent.....	113
Fig. VI-19: Exemple d'un cercle de glissement C'_2 probable en régime permanent.....	115
Fig. VI-20: Exemple d'un cercle de glissement C'_3 probable en régime permanent.....	117
Fig. VI-21: Exemple d'un cercle de glissement C'_4 probable en régime permanent.....	119
Fig. VI-22: Exemple d'un cercle de glissement C'_5 probable en régime permanent.....	121
Fig. VI-23: Exemple d'un cercle de glissement C'_6 probable en régime permanent.....	123
Fig. VII-01 : Principe de superposition.....	124
Fig. VII-02 : Sol homogène à surface horizontale.....	124
Fig. VII-03 : Sol stratifié à surface horizontale.....	125
Fig. VII-04 : Répartition des contraintes sous une charge ponctuelle.....	125
Fig. VII-05 : Distribution des contraintes dues à une charge concentrée.....	125
Fig. VII-06 : Cas d'une charge répartie.....	126
Fig. VII-07 : Forme de remblai avec talus.....	126
Fig. VII-08 : Abaque d'Osterberg : coefficient de I en fonction de z.....	127
Fig. VII-09 : L'abaque de Fadum.....	128
Fig. VII-10 : Schéma d'une installation de drains de sable verticaux.....	129
Fig. VII-11 : Utilisation d'une surcharge temporaire.....	129
Fig. VII-12 : Couche drainée d'un seul côté.....	130
Fig. VII-13 : Isochrones pour différents degrés de consolidation.....	131
Fig. VII-14 : Courbe de consolidation « construction de Casagrande ».....	133
Fig. VII-15 : L'Abaque de Giroud pour le calcul du tassement élastique immédiat ($\nu = 0.5$)...	140
Fig. VII-16 : Correction de Skempton et Bjerrum.....	141
Fig. VII-17 : Schéma explicatif de la digue.....	142
Fig. VII-18 : Schéma de demi-forme de la digue.....	143
Fig. VII-19 : Les dimensions a et a' de la digue.....	143
Fig. VII-20 : Modèle géométrique de la digue (Vue en coupe de la digue).....	147
Fig. VII-21 : Maillage de la digue.....	148
Fig. VII-22 : Conditions hydrauliques initiales.....	148
Fig. VII-23 : Génération des pressions interstitielles initiales.....	148
Fig. VII-24 : Générations des contraintes initiales.....	149
Fig. VII-25 : Déformation de maillage -Phase 6-.....	149
Fig. VII-26 : Déplacement total.....	149
Fig. VII-27 : Déplacement horizontal.....	150
Fig. VII-28 : Déplacement vertical.....	150
Fig. VII-29 : Déplacements (Résultats de la phase 6).....	150
Fig. VII-30 : Efforts de cisaillement (Résultats de la phase 6).....	151
Fig. VII-31 : Moments fléchissant (Résultats de la phase 6).....	151
Fig. VIII-01 : Coefficient de perméabilité de Casagrande.....	153
Fig. VIII-02 : Coefficient de perméabilité dans le Barrage.....	154
Fig. VIII-03 : Définition et visualisation de la revanche.....	158
Fig. VIII-04 : Indicateur de tassement (pige).....	160

Listes des tableaux

Tableau I-01 : Récapitulatif des valeurs de (h_v), (V) et (R).....	8
Tableau I-02 : Représentation des marges de sécurités en fonction des classes des Barrage.....	8
Tableau I-03 : Valeur moyenne de la retenue en crête (L).....	9
Tableau I-04 : Pentés des talus en fonction du type et la hauteur du barrage.....	10
Tableau I-05 : Dimensions des bermes et pentes adoptées pour le barrage d'Oued El Kaïm.....	11
Tableau I-06 : Caractéristiques de Base du Barrage Réservoir Oued El Kaïm.....	13
Tableau IV-01 : Tableau récapitulatif des différents paramètres géomorphologiques du bassin versant de l'Oued El Kaïm.....	41
Tableau IV-02 : Pluviométries Moyennes Mensuelles durant la période : 1987-2006 (station du Barrage Grouze).....	42
Tableau IV-03 : Pluviométries Moyennes Saisonnières durant la période : 1987-2006 (station du Barrage Grouze).....	43
Tableau IV-04 : Températures Moyennes Mensuelles et Saisonnières durant la période : 1987-2006 (station du Barrage Grouze).....	44
Tableau IV-05 : Valeurs moyennes mensuelles des pluviométries et températures durant la période : 1987-2006 (Station Barrage Grouze).....	45
Tableau IV-06 : Valeurs moyennes mensuelles et saisonnières de l'humidité relative durant la période : 1987-2006 (Station du Barrage Grouze).....	46
Tableau IV-07 : Evaporation moyenne mensuelle et saisonnière durant la période : 1987-2006 (Station du Barrage Grouze).....	47
Tableau IV-08 : Estimation de l'évapotranspiration potentielle (ETP) selon Thornthwait durant la période : 1987-2006 (Station Barrage Grouze).....	48
Tableau IV-09 : Estimation de l'évapotranspiration réelle (ETR) selon Thornthwait durant la période : 1987-2006 (Station Barrage Grouze).....	49
Tableau IV-10 : Calcul des apports liquides par différentes formules.....	52
Tableau IV-11 : Calcul des débits Q_{max} pour différentes fréquences.....	53
Tableau IV-12 : Calcul des apports solides.....	56
Tableau V-01 : Résultats des essais d'eau (barrage Oued El Kaïm).....	61
Tableau V-02 : Valeurs de E_p et de P_L pour les principaux types de sol.....	63
Tableau V-03 : Les valeurs du rapport E_p/P_L	64
Tableau V-04 : L'état du sol en fonction de la variation du w (FAER).....	69
Tableau V-05 : La nature du sol en fonction de la valeur du w (FAER).....	70
Tableau V-06 : Classification des sols selon la densité humide.....	70
Tableau V-07 : Classification des sols selon la densité sèche.....	71
Tableau V-08 : Classification granulométrique du MIT.....	72
Tableau V-09 : Classification des sols selon l'indice de plasticité.....	73
Tableau V-10 : Classification des sols selon la limite de liquidité.....	74
Tableau V-11 : Classification des sols selon l'indice de plasticité.....	74
Tableau V-12 : Tableau récapitulatif des résultats des essais au laboratoire (Barrage Oued El Kaïm).....	77
Tableau V-13 : Suite du tableau récapitulatif des résultats des essais au laboratoire (Barrage Oued El Kaïm).....	78
Tableau V-14 : Résultats des essais mécaniques effectués dans la cuvette du barrage étudié.....	79
Tableau V-15 : Classification selon C_c (Costet et Sanglerat, 1975).....	83
Tableau V-16 : Classification selon C_c	84
Tableau VI-01 : Paramètres utilisés dans les calculs.....	97
Tableau VI-02 : Tableau récapitulatif des facteurs de sécurité obtenus pour les différentes cercles de glissement.....	97
Tableau VI-03 : Résultat du calcul du F_s (cercle C_1) pour le talus amont en vidange rapide.....	100

Tableau VI-04 : Résultat du calcul du F_s (cercle C_2) pour le talus amont en vidange rapide.....	102
Tableau VI-05 : Résultat du calcul du F_s (cercle C_3) pour le talus amont en vidange rapide.....	104
Tableau VI-06 : Résultat du calcul du F_s (cercle C_4) pour le talus amont en vidange rapide.....	106
Tableau VI-07 : Résultat du calcul du F_s (cercle C_5) pour le talus amont en vidange rapide.....	108
Tableau VI-08 : Résultat du calcul du F_s (cercle C_6) pour le talus amont en vidange rapide.....	110
Tableau VI-09 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'_1) pour le talus aval en régime permanent..	112
Tableau VI-10 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'_2) pour le talus aval en régime permanent..	114
Tableau VI-11 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'_3) pour le talus aval en régime permanent..	116
Tableau VI-12 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'_4) pour le talus aval en régime permanent..	118
Tableau VI-13 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'_5) pour le talus aval en régime permanent..	120
Tableau VI-14 : Résultat du calcul du F_s (cercle C'_6) pour le talus aval en régime permanent..	122
Tableau VII-01 : Tableau de la fonction $U(T_v)$	132
Tableau VII-02 : Tableau de la fonction $T_v(U)$	132
Tableau VII-03 : Répartition des contraintes d'après Osterberg.....	143
Tableau VII-04 : Détermination du tassement immédiat S_i	143
Tableau VII-05 : Détermination du tassement primaire.....	144
Tableau VII-06 : Correction de Skempton et Bjerum	144
Tableau VII-07 : Détermination du tassement de fluage.....	144
Tableau VII-08 : Evaluation du temps du tassement.....	145
Tableau VII-09 : Propriétés du remblai et de couche de sol.....	147

Listes des photos

Photo I-01 : La largeur en crête du Barrage.....	10
Photo I-02 : Présente les pentes des talus et la longueur en crête du barrage.....	11
Photo III-01 : Excavation autour de l'ouvrage de prise d'eau et dérivation.....	29
Photo III-01 : Source d'eau sur la rive gauche du barrage.....	34
Photo III-02 : Sols humides au niveau de la rive droite.....	34
Photos VIII-01 : Lors du compactage du remblai.....	155
Photos VIII-02 : Dispositifs des filtres et du drain verticaux.....	157

ملخص:

هذه الدراسة أجريت على سد خزان وادي القايم (ولاية ميلة) ، تهدف إلى التحقق من الهيكل الحالي للمنشأ من حيث الطبيعة الجيولوجية والتكتونية لموقع السد ، الظروف المناخية للمنطقة أين يقع السد ، مواد البناء و كذا استقرار حاجز السد وأخيرا معالجة ظاهرة الانخفاض في السد ، باستخدام طريقة اودومتر و أخرى طريقة العناصر المنتهية (برنامج بلاكسس 8.2) ، ثلها مقارنة للنتائج التي يتم الحصول عليها بكلتا الطريقتين.

الكلمات الرئيسية: هيكل، استقرار، حاجز، انخفاض.

Résumé :

Cette étude faite sur le barrage réservoir d'Oued El Kaïm (wilaya de Mila), vise à vérifier l'état actuel de l'ouvrage, tel que la nature géologique et tectonique du site du barrage, les conditions hydro-climatologiques de la région où se trouve ce barrage, les matériaux de construction ainsi que la stabilité de la digue et enfin traiter le phénomène du tassement dans le barrage, en utilisant la méthode oedométrique et celle des éléments finis (logiciel Plaxis 8.2), ensuite une comparaison des résultats obtenus par les deux méthodes.

Mots clefs : ouvrage, stabilité, digue, tassement.

Abstract:

This study on the dam reservoir Oued El Kaïm (wilaya of Mila), aims to check the current structure, as the geological and tectonic nature of the site of the dam, hydro-climatologically conditions in the region where the dam, construction materials and the stability of the dam and finally deal with the phenomenon of decline in the dam, using the method oedométrique and finite element (software Plaxis 8.2), followed by a comparison of results by both-methods.

Keywords: structure, stability, dam, settling.