

Republique Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université AbouBakr Belkaid
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
Master en Génie Civil
Option
Infrastructure de Base et Géotechnique
-Travaux Publics-

Thème :

**ANALYSE DES DEFORMATIONS DES BARRAGES
A NOYAU CENTRALE**

Présenté le 24 Juin 2013 par :

LAOUEDJ Souhila

Devant le jury composé de:

Mr Z.BENYELLES
Mr Y.CHERIF BENMOUSSA
Mme A. BENDIOUIS
Mme N. ROUISSAT
Mr B. ROUISSAT

PRESIDENT
EXAMINATEUR
EXAMINATEUR
ENCADREUR
ENCADREUR

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERAL.....	1
----------------------------------	----------

Chapitre 01 : MECANISME DE RUPTURE DES BARRAGES EN TERRE.

I. INTRODUCTION.....	3
II. MECANISMES DE RUPTURE DES BARRAGES EN REMBLAIS	3
II.1. RUPTURE PAR GLISSEMENT.....	3
II.2. RUPTURE PAR EROSION INTERNE	4
II.3. RUPTURE PAR EROSION EXTERNE.....	5
II.3.1. Le mécanisme d'affouillement.....	5
II.3.2. Le mécanisme du courant et chocs de corps flottants.....	6
II.4. LA SURVERSE	7
III. CAUSES DE RUPTURE.....	8
III.1. CAUSES TECHNIQUES	8
III.2. CAUSES NATURELLES	9
III.3. CAUSES HUMAINES	9
IV. TYPES DE RUPTURE	10
IV.1. RUPTURE DES BARRAGES SELON LEUR AGE.....	10
IV.2. RUPTURE DES BARRAGES SELON LEUR TYPE.....	11

IV.3. RUPTURE DES BARRAGES SELON LEUR HAUTEUR.....	13
IV.4. RUPTURE DES BARRAGES SELON LE TYPE DE FONDATION.....	13
IV.5. RUPTURE DES BARRAGES SELON LES ETATS CRITIQUES	15
V. STATISTIQUE DE RUPTURE.....	15
V.1. QUELQUES RUPTURES GRAVES	15
V.2. MODE DE RUPTURE	17
V.2.1.Rupture de barrage en remblais de Teton (USA).....	17
V.2.2.Rupture du barrage avale en remblai de San Fernando (Van Norman)USA	18
V.2.3.Rupture du barrage en remblai de zeyzoun (Syrie)	19
VI. DEFORMATION DES BARRAGES EN TERRE.....	20
VII.CONCLUSION	20
 Chapitre 02 : TASSEMENT ET CONSOLIDATION DES SOLS .	
I. INTRODUCTION	21
I.I. GENERALITE.....	22
II.1. COMPORTEMENT DES SOLS EN LABORATOIRE.....	22
II .1.1.Cas des sols grenus.....	22
II.1.2. Cas des sols fin.....	23
III. TASSEMENT DES SOLS.....	23
III.1. PRINCIPES GENERAUX.....	24
III.2. COMPRESSIBILITE DES SOLS.....	24
III.2.1. Principe de l'essai œdométrique	24

III.2.2. Courbe de compressibilité.....	24
IV. CARACTERISTIQUES DE LA COMPRESSIBILITE.....	25
IV.1. PRESSION DE PRECONSOLIDATION σ'_p	26
IV.2. INDICE DE COMPRESSIBILITE C_c	27
IV.3. INDICE DE GONFLEMENT C_s	27
IV.4. MODULE ŒDOMETRIQUE E_{oed}	28
IV.5. COEFFECIENT DE CONSOLIDATION.....	29
IV.6. DEGRE DE CONSOLIDATION A L'INSTANT t.....	29
V. CLASSIFICATION DES SOLS VIS-A-VIS DE LA COMPRESSIBILITE	30
V.1. SOL NORMALEMENT CONSOLIDE	30
V.2. SOL SUR CONSOLIDE	30
VI. THEORIE DE CONSOLIDATION.....	32
VI.1. LA CONSOLIDATION	32
VI.1.1. Définition	32
VI.1.2. Etude de la consolidation des sols fins uniquement	32
VI.1.3. Coefficient de consolidation	33
VI.1.4. Détermination du coefficient de consolidation	34
VI.1.5. Coefficient de perméabilité	36
VI.1.6. Détermination du coefficient de perméabilité.....	37
VI.2. CONSOLIDATION PRIMAIRE	39
VI.3. CONSOLIDATION SECONDAIRE.....	39

VI.4. CONSOLIDATION RADIALE.....	40
VII. CALCUL DES TASSEMENTS	41
VII.1. METHODE DES COUCHES :.....	44
VII.2 CALCUL DU TASSEMENT PAR LA THEORIE DE L'ELASTICITE	49
VII.3. METHODE DU CHEMIN DE CONTRAINTE	50
VII.4. MECANISME DU TASSEMENT.....	51
VII.4.1. Tassement instantané.....	51
VII.4.2. Tassement admissible	52
VII.4.3. Accélérations du tassement.....	53
VIII. MESURE DES DEFORMATIONS PENDANT L'EXPLOITATION DES BARRAGES.....	53
VIII. 1. DEFORMATION ABSOLUES	53
VIII.1.1. Topographie	55
VIII.1.2. Nivellement	57
VIII.2. DEFORMATION RELATIVES	57
VII.2.1. Tassomètre.....	57
VII.2.2. Extensomètre : « à corde vibrante »	58
VIII.3. INCLINAISONS.....	59
VIII.3.1. Les inclinomètres fixes	59
VIII.3. 2. Les sondes inclinométriques en forage	59
IX. CONCLUSION.....	63

Chapitre 03 : ETUDE DE DEFORMATION DU BARRAGE SIKKAK.

I. INTRODUCTION.....	64
II. ETUDE DES DEFORMATIONS AU NIVEAU DU BARRAGE DE SIKKAK A « AÏN YOUCEF »	64
II.1. PRESENTATION DU BARRAGE	64
II.2. DESCRIPTION DU CORPS DU BARRAGE.....	65
II.3. GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE	65
II.4. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL SERVANT AL'ETUDE DES DEFORMATIONS AU NIVEAU DU BARRAGE	66
II.1. PRESENTATION DU BARRAGE	66
II.4.2. Les points forts de plaxis	67
II.4.3. Modèles de comportements dans plaxis	67
IV. RESULTATS DE LA MODELISATION	70
IV.1. DEFORMATION VERTICALE SOUS L'EFFET DE POIDS PROPRE.....	70
IV.1.1. Analyse des déplacements.....	47
IV.1.2. Analyse des contraintes.....	74
IV.2. DEFORMATIONS VERTICALES AVEC L'INFLUENCE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE	77
IV.2.1. Analyse des déplacements.....	79
IV.2.2. Analyse des contraintes	79
V. SYNTHESE DES RESULTATS	82
VI.1. ANALYSE SELON LE CRITERE ALTIMETRIE.....	84

VI.1.1.Effet du poids propre.....	84
VI.1.2. Ecoulement permanent	86
VI.2. ANALYSE SELON LE CRITERE PLANIMETRIE TRANSVERSALE.....	87
VIII. INTERPRETATION DES RESULTATS.....	89
VIII.1. COMPARAISON DES RESULTATS DE LA MODELISATION AVEC LES MESURES D'AUSCULTATION.....	89
VIII.2.VARIATION DES DEPLACEMENTS VERTICAUX EN FONCTION DES HAUTEURS DE REMBLAIS.....	90
VIII.3. ANALYSE DES DEPLACEMENTS DIFFERENTIELS.....	90
VIII.4. INFLUENCE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES SUR LES DEPLACEMENTS.....	91
VIII.5. VARIATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX.....	91

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 :L'instabilité par glissement	4
Figure 1.2 : Un renard peut survenir dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b).....	4
Figure 1.3 : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage.....	5
Figure 1.4. : Mécanisme de l'affouillement	6
Figure 1.5 : Evolution type d'une brèche par surverse	7
Figure 1.6 : Rupture du barrage de Fergoug	8
Figure 1. 7 : Ruptures des barrages [C.I.G.B].....	9
Figure 1.8 : rupture des barrages en fonction leurs âges	10
Figure 1. 9 : Nombre de ruptures de barrages par hauteur et par type	13
Figure 1.10 : Barrage de Teton avant rupture	18
Figure 1.11 : rupture de barrage de Teton.....	19
Figure 1.12 : Barrage de San Fernando.....	19
Figure 1. 13 : Barrage de zeyzoun après sa rupture	19
Figure 2.1 : schéma de l'appareil œdométrique.....	24
Figure 2.2.courbe de compressibilité	25
Figure 2.3.Détermination de σ'_p (méthode de Casagrande)	27
Figure 2.4 : Indice de compressibilité	27
Figure 2.5 : Indice de gonflement C_s	28
Figure 2.6 : Degré de consolidation U_v en fonction du facteur temps Tv	34
Figure 2.7 : Courbe de variation de hauteur en fonction de lgt sous une contraint 36	
Figure 2.8 : Courbe de tassement en fonction du \sqrt{t} . Principe de l'exploitation graphique... 37	
Figure 2.9 : Détermination du module œdométrique pour le calcul du coefficient de Perméabilité.....	38
Figure 2.10 : Représentation du phénomène de consolidation.....	40

Figure 2.11 : courbe de fluage du squelette minéral solide.....	41
Figure 2.12 : Degré de consolidation radiale U_r en fonction du facteur temps	42
Figure 2.13 : Abaque à lecture directe de la solution de la théorie de la consolidation radiale de Barron	44
Figure 2.14 : Principe de calcul du tassement	45
Figure 2.15 : principe de méthode des couches	46
Figure 2.16 : Calcul du tassement à partir d'un essai œdométrique	50
Figure 2. 17 : Mesure de déformations verticales et horizontales à partir de points de mesure situées sur le parement - vue en plan.....	54
Figure 2. 18 : Mesure de déformations verticales et horizontales à partir de points de mesure situées sur le parement- vue en travers	54
Figure 2.19 : Mesure de déformations verticales (tassement) au niveau du Couronnement	54
Et dans une galerie sous digue	55
Figure 2.20 : Mesure des tassements d'un barrage	55
Figure 2.21 : Cocarde de suivi topographique	56
Figure 2.22 : Réseau topographique pour suivi des déformations	56
Figure 2.23 : Schéma représentatif des repères de tassement avec plaque de base	58
Figure 2.24 : Extensomètre à corde vibrante.....	59
Figure 2.25 : Mesures d'inclinaison dans un barrage.....	59
Figure 2.26 : schéma de l'inclinomètre fixe.....	60
Figure 2.27 : Mise en forage de l'inclinomètre.....	61
Figure 3.1 : Vue par satellite de la situation du barrage SIKKAK	65
Figure 3.2 : Profil type du barrage SIKKAK	69
Figure 3.2' : Représentation du modèle géométrique du barrage	70
Figure 3.3 : Profil du barrage avec condition aux limites	70
Figure 3.4 : Position des profils d'analyse	71
Figure 3.5 : Schéma représentatif du maillage	73
Figure 3.6 : Schéma représentatif de la déformation du maillage - Influence du poids propre	73
Figure 3.7 : Schéma représentatif du déplacement total - Influence du poids propre.....	74

Figure 3.8 : Schéma représentatif des contraintes effectives – Influence du poids propre	75
Figure 3.9 : Schéma représentatif des contraintes totales-Influence du poids propre.....	75
Figure 3.10 : schéma représentatif des pressions interstitielles –Influence du poids propre ...	76
Figure 3.11 : Profil du barrage avec condition aux limites (H=30m)	78
Figure 3.12 : Schéma représentatif de la déformation du maillage –influence de la charge hydraulique.....	78
Figure 3.13 : Schéma représentatif du déplacement total –Influence de la charge hydraulique.....	79
Figure 3.14 : Schéma représentatif des contraintes totales - Influence de la charge hydraulique.....	80
Figure 3.15 : Schéma représentatif des contraintes effectives - Influence de la charge hydraulique.....	80
Figure 3.16 : Schéma représentatif des pressions interstitielles - influence de la charge hydraulique.....	81
Figure 3.17 : Schéma représentatif des charges (équipotentielles) dans le massif du barrage.....	81
Figure 3.18 : variation des déplacements verticaux –Influence du poids propre-Corps du barrage.....	84
Figure 3.19 : variation des déplacements verticaux –Influence du poids propre-Fondations du barrage	85
Figure 3.20 : variation des déplacements horizontaux –Influence du poids propre-Corps du barrage.....	85
Figure 3.21 : variation des déplacements horizontaux –Influence du poids propre -Fondation du barrage	86
Figure 3.22 : variation des déplacements verticaux –Ecoulement permanent - Corps du barrage	86
Figure 3.23 : variation des déplacements verticaux –Ecoulement permanent –fondation du barrage.....	87

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Rupture de barrages d'au moins 15m de hauteur finale.....	11
Tableau 1.2 : Ruptures des barrages par type d'ouvrage.....	12
Tableau 1.3 : Etats critiques des barrages par type de fondation.....	14
Tableau 1.4 : Tableau 1.4 : Les accidents les plus graves.....	17
Tableau 3.1 : Paramètres mécaniques et hydrauliques du barrage SIKKAK.....	69
Tableau 3.2 : Caractéristiques des profils d'analyse.....	72
Tableau 3.3 : Synthèse des résultats de la modélisation –déformation verticale sous l'effet du poids prop.....	77
Tableau 3.4 : Synthèse des résultats de la modélisation –déformation verticale avec l'influence de la charge hydraulique.....	82
Tableau 3.5 : Synthèse globale- Etude comparative et paramétrée.....	83
Tableau 3.6 : Synthèse globale- Comparaison des paramètres relatifs au cas de la modélisation.....	88
Tableau 3.7 : Mesure des déplacements totaux auscultation - barrage SIKKAK.....	89
Tableau 3.8 : Comparaison des résultats de la modélisation avec les mesures d'auscultation.....	89
Tableau 3.9 : Analyse des déplacements différentiels.....	90
Tableau 3.10 : Influence de la pression interstitielle sur les déplacements.....	91

INTRODUCTION GENERALE :

La sécurité des barrages en remblai ne dépend pas seulement d'une conception appropriée et d'une construction adéquate, mais aussi de la surveillance du comportement réel, non seulement, pendant la construction et pendant la mise en eau, mais tout au long de l'exploitation des barrages.

L'instrumentation géotechnique et géodésique permet d'avoir un système de surveillance et d'avertissement en cas d'un comportement anormal de ces barrages en remblai.

Pour les barrages à noyau central, et en fonction de la rigidité des matériaux des déformations différentielles menaçant la sécurité du barrage peuvent être enregistrées.

On distingue souvent deux phases de déformations verticales :

- Le tassement dû à l'augmentation du poids pendant le remblayage, qui est une déformation instantanée.
- La consolidation après l'achèvement de la construction.

Pendant la construction d'un barrage en remblai, des déformations du corps du barrage se produisent.

Ces déformations sont provoquées par l'augmentation des contraintes effectives lors de la construction par couche et aussi par des effets de fluage.

Ces déformations sont accentuées lors de la mise en eau sous l'effet des pressions interstitielles.

Les barrages zonés à noyau sont constitués de plusieurs matériaux, de caractéristiques souvent distinctes. L'évolution des déformations sur chaque matériau est donc une opération à intérêt stratégique puis que les tassements différentiels sont les plus dommageables.

Les tassements qui se produisent dans différentes zones du barrage sont préalablement évalués lors des études initiales. L'instrumentation, par le biais de l'auscultation, permet, entre autre de mesurer ces déformations et de les comparer avec celles prévues par le projet.

Cette action permet donc de juger le comportement de l'ouvrage sous l'effet de son poids propre et sous l'effet des charges permanentes qu'il supporte.

Partant de toutes ces considérations, et dans une première étape le présent travail vise essentiellement l'évaluation des déformations des barrages zonée à noyau central dans deux cas de figures :

- Fin de construction, effet du poids propre
- En écoulement, effet pressions interstitielles

Dans une deuxième étape, ces déformations seront comparées au mesure d'auscultation pour porter un jugement sur le comportement de l'ouvrage.

Le recours à la modélisation est souvent une action incontournable pour l'évaluation des paramètres liés au comportement des ouvrages. Ces sous cet angle que le travail cible un deuxième objectif .il s'agit de la modélisation d'un cas de barrage réel (Barrage de SIKKAK, Wilaya Tlemcen) pour les deux figures citées précédent dans le but d'estimer les déformations des différents matériaux du corps du barrage (Noyau et Recharges) et de les comparer avec celles mesurées par l'auscultation.

L'analyse des déformations et déplacement est conduite à travers l'étude des champs de contraintes (totales, effectives et pressions interstitielles) ainsi que celles relatives aux déformations et déplacements au niveau du noyau et des recharges du barrage. Le code de calcul Plaxis a été utilisé pour répondre à ces objectifs.

Dans un soucis de rayonner sur l'ensemble des aspects liés à cette thématique, le mémoire a été structuré en trois chapitres en l'occurrence :

- Mécanismes de rupture des barrages en terre
- Tassement et consolidation des sols
- Etude des déformations du barrage SIKKAK

Chapitre 01

MECANISMES DE RUPTURE DES BARRAGES EN TERRE

I. INTRODUCTION :

La commission internationale des Grand Barrages (CIGB) formule la définition de la rupture comme suit : Rupture ou mouvement d'une partie du barrage ou de sa fondation, tel que l'ouvrage ne puisse retenir l'eau .En général, le résultat sera une lâchée d'un volume d'eau important, entraînant des risques pour les personnes ou les biens à l'avale. Le phénomène de rupture dépend du type de barrage. Elle peut être progressive, par érosion régressive, pour les barrages en remblais. Quant aux barrages en béton, un renversement ou un glissement d'un ou de plusieurs plot peut survenir de manière plus brusque ; toutefois, il existe des signes précurseurs. Les ruptures peuvent avoir pour origine des problèmes liées au projet (vice de conception et de construction, insuffisance des études et des contrôle de l'exécution), des difficultés techniques (dommage majeur dans le corps du barrages, défaut de stabilité du barrage et de sa fondation, défaillance des organes de décharges), des causes naturelles (crue ,séisme, ,glissement de terrain dans la retenue d'eau), et des conditions particulières d'exploitation (surveillance et entretien insuffisant). [1]

II. MECANISMES DE RUPTURE DES BARRAGES EN REMBLAIS :

II.1. RUPTURE PAR GLISSEMENT :

Le glissement par instabilité désigne le détachement et le déplacement le long d'une pente d'un massif de sol ou de matériaux rocheux sous action des forces de gravité. La connaissance des glissements par instabilité doit beaucoup à l'étude des risques naturels.

L'eau est un facteur-clé du glissement du talus d'un barrage ou d'une digue. Ce phénomène peut survenir lorsque la résistance est médiocre (cohésion, angle de frottement interne), ou diminuée par la saturation du matériau initialement mal compacté ou compacté à une teneur en eau trop faible. Il peut également intervenir lorsque la pression interstitielle est trop élevée, à la suite d'une construction trop rapide, d'une vidange trop rapide, ou d'une déficience du drainage.

La stabilité des talus des barrages en remblai est en général vérifiée en fin de construction, à niveau normal du réservoir et après une vidange rapide.

Les glissements par instabilité n'intéressent pas que les talus des barrages, mais aussi les fondations, ainsi que les versants de la retenue [2]

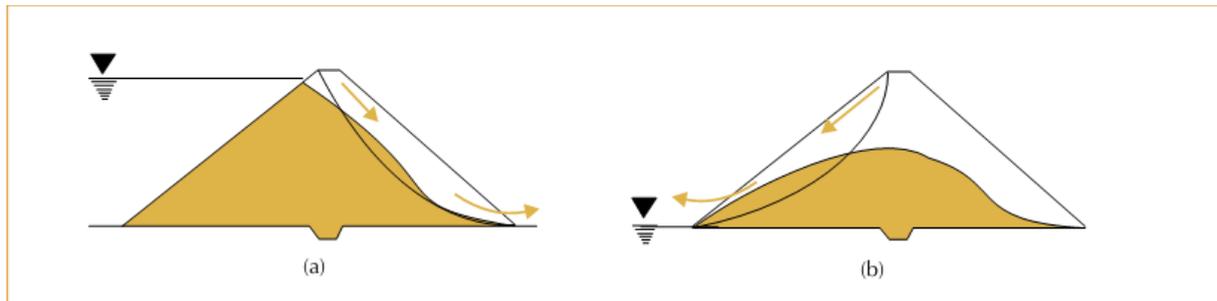


Figure 1.1 – L'instabilité par glissement concerne le parement aval lorsque le réservoir est plein (a), et le parement amont au moment d'une vidange rapide (b), lorsque les pressions dans le corps de l'ouvrage ne sont pas dissipées (Bonelli. S, 2001).

II.2. RUPTURE PAR EROSION INTERNE :

L'érosion interne résulte du détachement et du transport de matière sous l'effet d'un écoulement d'eau, dans le corps d'un barrage ou dans la fondation. Lorsque le transport est un charriage concentré dans un conduit, c'est un renard. Lorsque le transport est diffus à travers la matrice solide et ne concerne que les fines en suspension, c'est une suffusion. Ce phénomène local est difficile à reproduire en laboratoire, ou à observer in situ (CIGB, 1990 ; CFGB, 1997). [3]

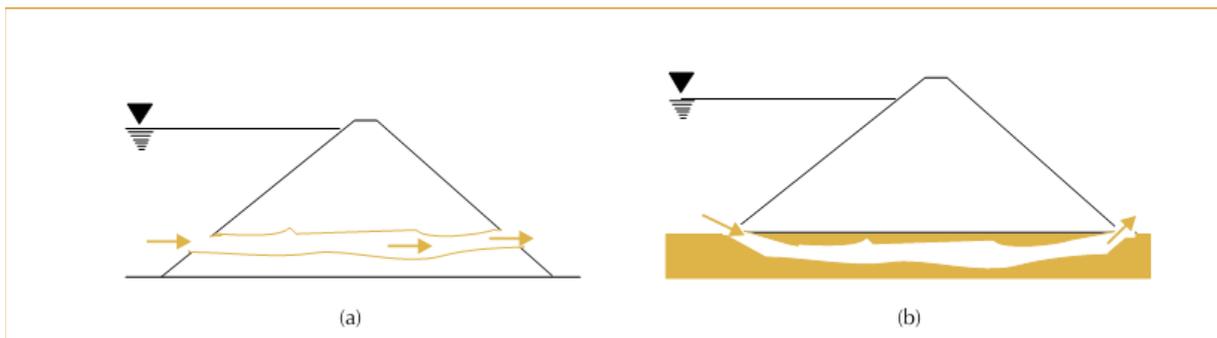


Figure 1.2 – Un renard peut survenir dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)

Autrement les diverses conditions de déclenchement de l'érosion interne peuvent se combiner entre elles dans un incident et être difficilement distinguées. Mais elles ne sont pas suffisantes pour entraîner la rupture, il faut aussi que les conditions du transport des particules soient assurées, pour que l'érosion soit entretenue. [4]

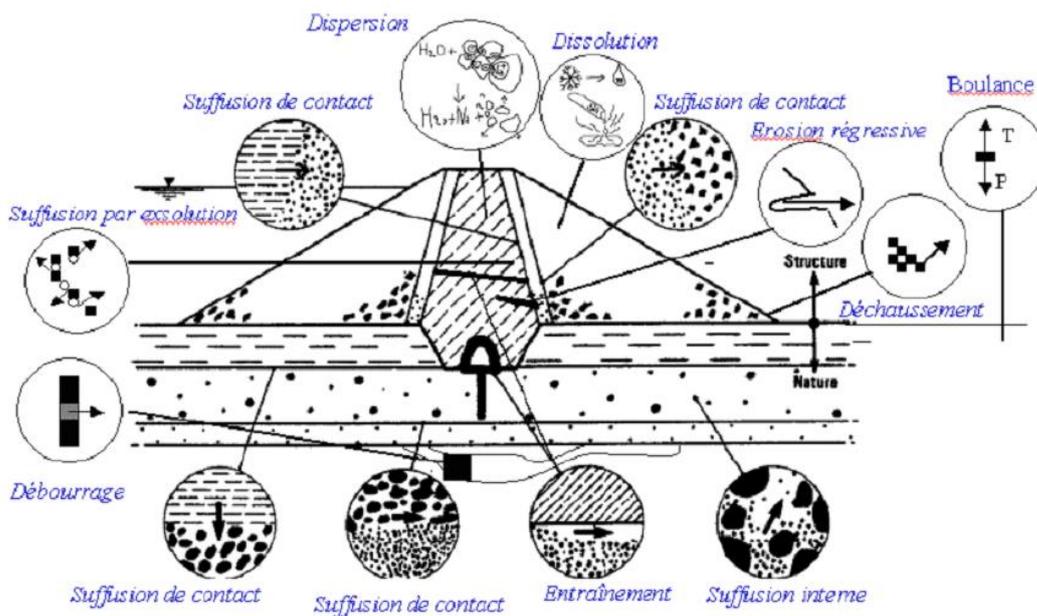


Figure 1.3 : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage (adapté de Schuler et Brauns 1996, cité par Blais, 2004)

II.3. RUPTURE PAR EROSION EXTERNE :

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la Crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

On distingue deux mécanismes d'érosion externe :

II.3.1. Le mécanisme d'affouillement :

L'affouillement correspond à l'érosion externe du pied de la berge, puis à l'érosion externe du corps de digue si celle-ci est proche de la berge. C'est la vitesse importante de l'eau (aggravée éventuellement par la fragilité des berges, l'absence de protection ou la d'ancrage des berges) qui provoquent l'érosion en pied. Il en résulte un raidissement de la pente locale qui, associé à l'affaiblissement des caractéristiques mécaniques (du fait de la saturation des matériaux), entraîne alors des glissements favorisant à leur tour les perturbations hydrauliques (tourbillons) et les érosions par glissement successifs du talus côté fleuve de la digue et /ou de la berge, le mécanisme débouche à l'ouverture d'une brèche dans le corps digue.

Les facteurs de sensibilité au mécanisme d'affouillement sont de trois ordres :

➤ la vitesse moyenne de l'eau le long de la digue, qui est liée à la distance de la digue par rapport au lit mineur de la berge. De ce point de vue les digues en bord immédiat du lit mineur (et surplombant directement la berge) sont particulièrement exposées, ainsi que les digues situées dans des zones de rétrécissement du lit majeur.

➤ les perturbations hydrauliques locales pouvant entraîner des courants et tourbillons avec des vitesses locales plus élevées que la vitesse moyenne du tronçon. Ainsi des arbres, des piles ou toute construction sur le talus côté fleuve des digues sont la source de telles discontinuités hydrauliques. Il en va de même pour des courbes prononcées dans l'axe de la digue.

➤ la nature et état de la protection du talus de la digue côté fleuve, un perré en bon état est réputé pouvoir résister à une vitesse moyenne de 4m/s, alors qu'un talus simplement enherbé ne supportera pas des vitesses dépassant 1,5m/s. Le changement de nature de la protection (passage d'une zone de perré à une zone enherbé constitue aussi un fort facteur de fragilité (Mériaux. P et Al, 2001). [3]

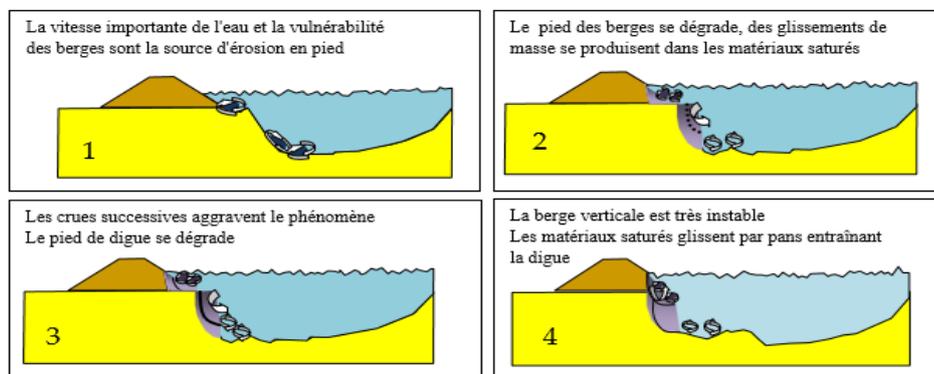


Figure 1.4 : Mécanisme de l'affouillement (Mériaux et Al, 2001) [10]

II.3.2. Le mécanisme du courant et chocs de corps flottants :

Les digues de protection contre les inondations sont rarement en eau et par conséquent le mécanisme d'érosion externe lié au courant et aux chocs de corps flottants est peu fréquent. Toutefois lors des crues, elles sont susceptibles d'être érodées par ce mécanisme, et ce même si les digues sont éloignées de la rivière (Degoutte, 2003).

Si le talus côté fleuve de la digue est boisé, l'érosion externe est possible par des tourbillons autour des troncs d'arbres, favorisant alors le mécanisme de glissement ou le développement

d'un renard hydraulique. En période de crue, la rivière charrie de nombreux corps flottants comme des troncs d'arbres par exemple, ce corps flottants peuvent heurter les digues et causer des désordres significatifs pouvant entraîner la rupture de la digue. [3]

II.4. LA SURVERSE :

C'est un mécanisme de rupture par submersion, durant la crue l'eau déborde au-dessus de la digue provoquant l'écoulement d'une lame d'eau par-dessus de l'ouvrage ; et conduit généralement et rapidement à la brèche, par érosion régressive du talus cote aval protégé puis de la crête. L'érosion subie lors de la surverse déroule en deux phases :

- une phase d'érosion progressive : l'eau s'écoulant par-dessus des digues, érode la digue,
- une phase d'érosion du basculent : le profil en travers de la digue ne résiste plus à la poussée de l'eau. [3]

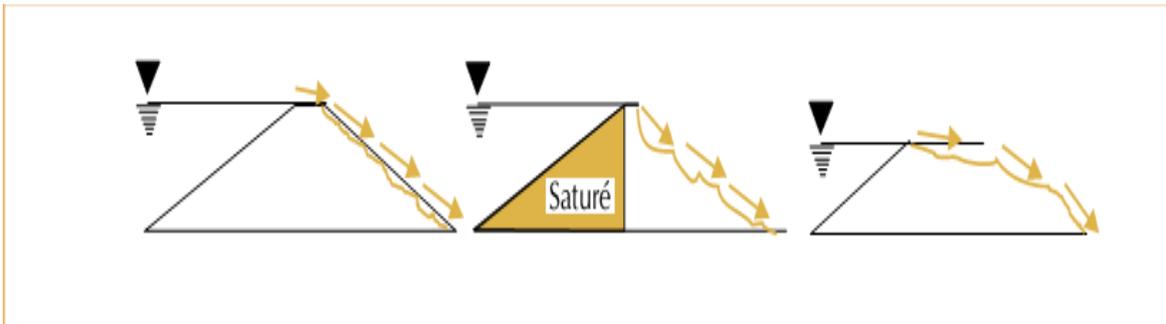


Figure 1.5 : Évolution type d'une brèche par surverse

Exemple :

Cas de rupture de barrage Fergoug Algérie



Le barrage de Fergoug en 1907 avant la rupture.



Le barrage de Fergoug en déversement.



Le barrage de Fergoug après la catastrophe en 1928.



Le barrage de Fergoug après reconstruction 1986.

Figure 1.6 : Rupture du barrage de Fergoug [7]

III. CAUSES DE RUPTURE :

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres.

III.1. CAUSES TECHNIQUES :

Peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs. [5]

III.2. CAUSES NATURELLES :

Peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue déca millénaire.

Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963).

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.) [5]

III.3. CAUSES HUMAINES :

Peuvent enfin être à l'origine d'accidents : Études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution Insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève).

Les figures ci-après illustrent, selon les statistiques du Comité international des Grands barrages, les pourcentages de ruptures en fonction des types de barrages et en fonction des causes principales. [5]

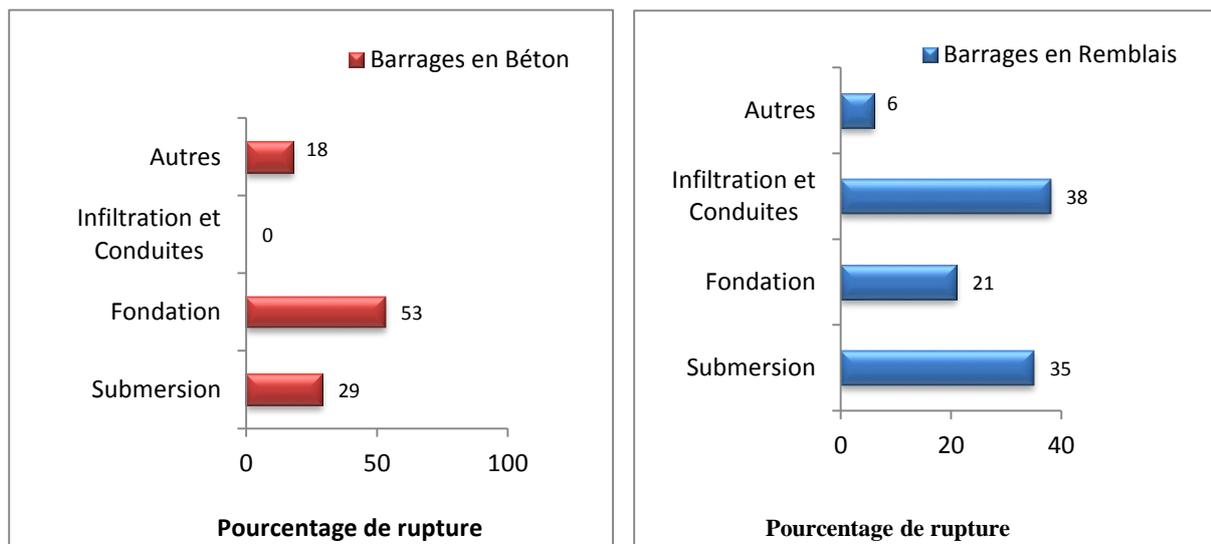


Figure 1.7 : Ruptures des barrages [C.I.G.B] Cité par (Rouissat. B, 2002)

IV. TYPES DE RUPTURE :

IV.1. RUPTURE DES BARRAGES SELON LEUR AGE :

L'analyse de ruptures des barrages en fonction de leur âge montre que la majorité se produisent pendant ces premières années de leur existence. Au-delà de 70 ans d'âge, le taux de rupture semble constant et faible comme le montre la figure 1.8.

On remarquera que, malgré l'évolution des techniques de construction des barrages, la fréquence de rupture durant la phase de construction reste assez élevée. Cette fréquence est de 1.9/1000 pour la période (1964-1983). La principale cause de ces ruptures reste la submersion. Par contre, au premier remplissage et pendant les premières années qui suivent, ce sont les ruptures par renard (érosion régressive) qui sont les plus fréquentes [8]

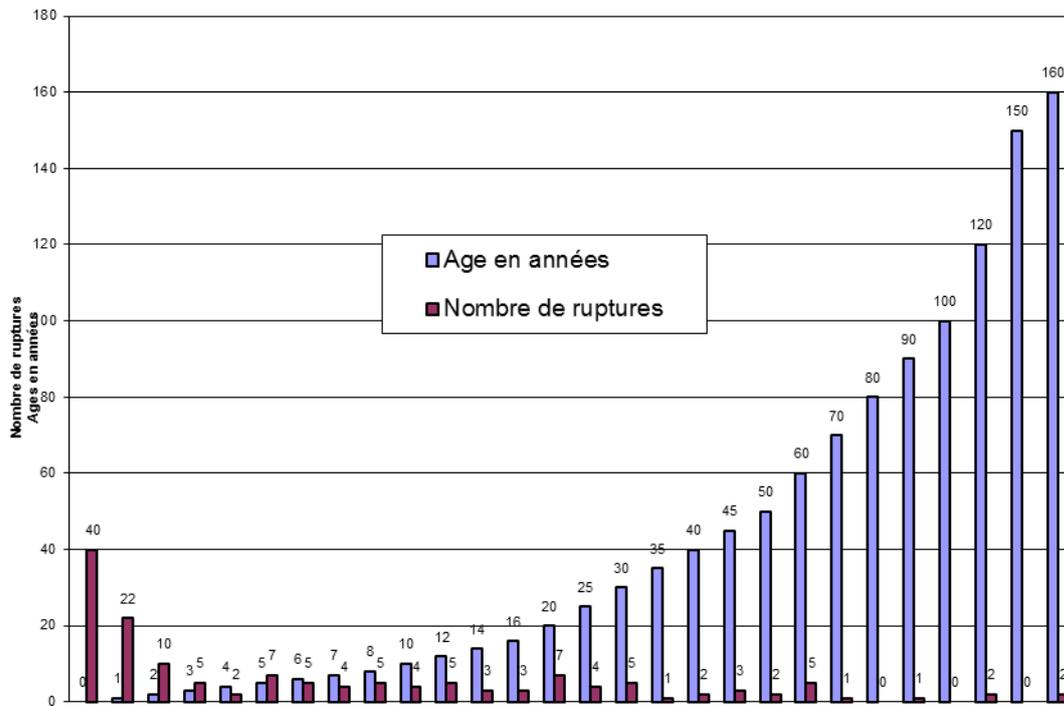


Figure 1.8 : rupture des barrages en fonction leurs âges (Rouissat.B, 2002)

Tableau 1.1 : Rupture de barrages d'au moins 15m de hauteur finale pendant leur construction et leurs premières années (1964-1983). (Rouissat. B, 2002).

Etat ou Age	Nombre de rupture			Fréquence des ruptures (Nombre par barrages construits ⁽¹⁾)			
	Digues	Autres	Rupture de vannes	Total	Digues	Autres	Total
En construction	11 ⁽²⁾	-	1	12	1.9/1000	-	1.7/1000
Au 1 ^{er} remplissage et pendant les 5 premières années	7 ⁽³⁾	-	1	8	1.2/1000	-	1.1/1000
Au 1 ^{er} remplissage et pendant les 10 premières années	9 ⁽⁴⁾	1 ⁽⁵⁾	2	12	1.6/1000	0.8/1000	1.7/1000
(1) Le nombre de barrages construits en 20ans est évalué à 7000 (A. Goubet) dont 5800 digues (5 sur 6 d'après le CIGB-DBR)							
(2) 9 ruptures par submersions lors des crues et brèches et une par renard.							
(3) 6 ruptures par renards et une par submersion de crue.							
(4) De 6 à 10 ans : 1 rupture par submersion de crue et une par glissement de talus de la digue.							
(5) Renversement d'un barrage poids.							

IV.2. RUPTURE DES BARRAGES SELON LEUR TYPE :

Globalement, les barrages en remblais semblent avoir autant d'incidents que les barrages à voûtes et à contreforts (tableau 1.2). Mais, en ce qui concerne les ruptures, le résultat est beaucoup plus significatif. La fréquence de rupture pour les grands barrages en remblais après construction est environ 4 fois plus élevée que celles des autres types confondus ($1.5 \cdot 10^{-4}$ contre $0.4 \cdot 10^{-4}$). [8]

Tableau 1.2 : Ruptures des barrages par type d'ouvrage (1964-1983) (Rouissat. B, 2002).

Types d'ouvrages	Nombre de rupture				Evaluation du nombre de barrages au moins 15m	Fréquence de ruptures (H>15m)*	
	Tous barrages	H< 15m	H> 15m	H>15m sauf en constat		Toutes ruptures	Sauf barrages en construction
Digues en terre	52	26	26	22	8500	2.1 10 ⁻⁴	1.5 10 ⁻⁴
Digues en enrochements	11	1	10	3 ⁽¹⁾			
Barrages poids	3	2 ⁽²⁾	1 ⁽³⁾	1	4200	0.4 10 ⁻⁴	0.4 10 ⁻⁴
Barrages à contreforts et à voûtes multiples	2	1 ⁽⁴⁾	1 ⁽⁵⁾	1			
Divers	1	-	1 ⁽⁶⁾	1			
Rupture de vannes	4	-	4	3			
Total	73	30	43	31	12 700	1.7 10 ⁻⁴	1.2 10 ⁻⁴
* Nombre de ruptures par barrages et par ans							
(1) 2 submersions par des crues et une par onde de rupture d'un barrage amont							
(2) 1 submersion par crues et 1 par érosion aval par crues							
(3) Renversement							
(4) Rupture d'un contrefort							
(5) Rupture de la fondation sous le barrage							
(6) Barrage en bois et rocher submergé par une crue							

IV.3. RUPTURE DES BARRAGES SELON LEUR HAUTEUR :

L'analyse des ruptures de barrages en fonction de la hauteur a montré que le nombre de rupture est inversement proportionnel à la hauteur des barrages. Ceci est dû probablement aux moyens d'investigations et de contrôles plus poussés associés à des moyens financiers plus importants pour les barrages de hauteurs importantes. Dans ce cas, la sécurité publique et les conséquences d'une éventuelle rupture sont très importantes. [8]

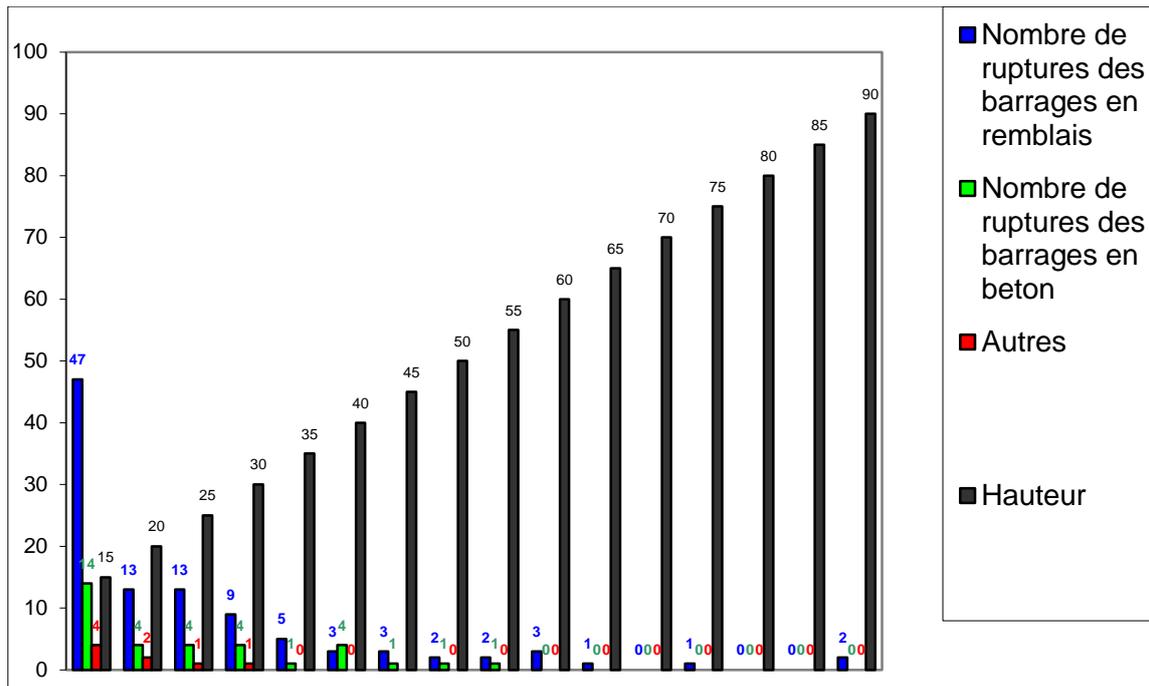


Figure 1. 9 : Nombre de ruptures de barrages par hauteur et par type (Rouissat. B, 2002)

IV.4. RUPTURE DES BARRAGES SELON LE TYPE DE FONDATION :

Les ruptures de barrages, dont les fondations sont en terre sont aussi importantes que celles des barrages dont les fondations sont en roche. [8]

Tableau 1.3 : Etats critiques des barrages par type de fondation [C.I.G.B 1974]

Causes (Insuffisance de)	Géologie des fondations						
	FONDATIONS EN TERRE			FONDATIONS ROCHEUSES			Total
	Ruptures	Accidents	Total	Ruptures	Accidents	Total	
Stabilité							
Renversement							
Glissement		2	2		1	1	3
Résistance	6	11	17	3	10	13	30
Déformation	1	6	7	4	14	18	25
Durabilité							
Fuites	1	5	6	1	10	11	17
Action interne de l'eau (Renard)							
Erosion de surface	6	10	16	6	8	14	30
Actions climatiques et chimiques	1	7	8	2	1	3	11
Drainage		2	2	1	1	2	4
		1	1				1
Fonctions							
Effet de l'eau	4		4	5	1	6	10
Autres		4	4	1	1	2	6
Autres conditions (tremblement de terre)	3	3	6		3	3	9
Total	22	51	73	23	50	73	146

IV.5. RUPTURE DES BARRAGES SELON LES ETATS CRITIQUES :

Toutes les investigations faites sur les incidents de barrages ont permis d'identifier un certain nombre d'état critique, qui malgré leurs diversités, peuvent être regroupés en famille dont la dépendance est plus ou moins faible. Ces principales familles sont :

La stabilité :(Déformation, Résistance, Renversement et glissement) : Cet état critique regroupe toutes les causes pouvant remettre en cause la stabilité globale ou mécanique interne des ouvrages.

La durabilité :(Provoquée par les eaux d'infiltration) : C'est la famille d'état critiques qui regroupe toutes les causes liées aux eaux d'infiltration. Ce sont essentiellement les fuites exagérées, les surpressions interstitielles qui peuvent aboutir sur l'état critique de stabilité et enfin les problèmes liés à l'érosion régressive interne (mécanique ou chimique) et de surface.

La fonction : (Principalement la submersion) : C'est la famille d'état critique qui regroupe les problèmes liés au dépassement des crues (de chantier ou de projet) ou à un mauvais fonctionnement des organes d'évacuations.

Les différentes études statistiques, par état critique, faites sur les incidents de barrage [Mallet et Pacquant (1951), Middlerooks (1953), Post et Lond (1954), C.I.G.B (1974), Biarez et Montel (1983), Lebreton (1983) et Doré (1986)] ont montré que globalement la cause la plus fréquente après la submersion (un peu plus de 30% des cas) est l'état critique d'érosion régressive (un peu moins de 30% des cas). [8]

V. STATISTIQUE DE RUPTURE :

V.1. QUELQUES RUPTURES GRAVES :

Un recensement effectué par la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) ; A la fin de l'année 1982, a permis d'estimer que le nombre d'ouvrage en service de plus de 15m de hauteur était entre 35 000 et 40 000 (dont la moitié en chine) ; ou leur construction a connu un développement colossal depuis 1949. En dehors de la chine, le nombre de barrages a triplé entre 1950 et 1982. En France, il était 164 en 1950, 338 en 1977 et 432 en 1982. A cette date, 19 ouvrages étaient en construction.

80% des 35000 barrages récentes dans le monde ont cependant moins de 30m de hauteur. Il y a donc prépondérance des barrages de faible hauteur.

Ceux qui s'élèvent à plus de 100m ne présentent que 1% du nombre total. On les trouve essentiellement aux Etats Unis, au Japon, en Espagne, en Italie, en Suisse, au Canada, en France, en Union soviétique, en Chine et en Inde. Il existait, à la fin de 1982, 24 barrages de 200m de hauteur. Depuis lors, ils ont été dépassés par celui de Rogun, en Union soviétique, dont la hauteur est de 335m, en construction en 1982.

Dans la gamme des grands barrages du monde, la plupart des types sont représentés par exemple :

- Pour les barrages en terre, on trouve le barrage de NUREK en Union soviétique (300m, mis en service en 1980) et celui de Mica au Canada (242m, achevé en 1972)

A la fin de 1985, la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) faite une étude statistique portant sur la rupture des grands barrages dans le monde indique que pour 10 000 barrages il y a en moyenne une rupture par an, danger donc relativement faible.

Les accidents survenus entre 1959 et 1987, 30 accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18 000 victimes. Seuls les accidents ayant causé plus de 100 morts sont répertoriés dans le tableau ci-après Tableau 1.4 [6]

Tableau 1.4 : Les accidents les plus graves [6]

barrage	pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (hm ³)	Nombre de victimes
Panshet	Inde	1961	49	214	1000
Sempor	Indonésie	1967	60	56	200
Barrage en remblai ; rupture durant la construction					
Dale dyke	Grande	1864	29	3.2	230
Barrage en remblai ; rupture lors de la première mise en eau					
Iruhaike	Japon	1868	28	18	1 200
Mill River	États-Unis	1874	13	Inconnu	140
South Fork	États-Unis	1889	21	18	2 200
Walnut Grove	États-Unis	1890	33	11	129
Hyogiri	Corée du Sud	1961	15	0,2	139

V.1. MODE DE RUPTURE :

Nous avons considéré quelques ruptures des barrages à titre d'exemple.

V.2.1. Rupture de barrage en remblais de Teton (usa) :

Le barrage en remblai de Teton d'une hauteur de 91.5m, est du type en terre avec un noyau argileux imperméable, sa rupture a eu lieu le 5 juin 1976 durant son premier remplissage. Le 3 juin, on constate des sources au niveau du lit de la rivière à environ 450 m à l'aval de barrage. Le lendemain d'autres sources sont apparues au pied aval du barrage. Le 5 juin les venues d'eau d'un débit initial de 0.5 à 0.8 m³/s se sont développées sur la face aval du barrage à environ 40 m sous le couronnement. L'eau d'un débit de 0.5 m³/s, sortait en rive droite d'un point proche du contact du barrage avec sans appui. Puis de l'eau sale aussi été vue sortant du talus à proximité du pied du barrage avec un débit 0.7 m³/s. Dans la partie supérieure le débit augmenta continuellement. Plus tard un large trou se forme et érôda le barrage, enfin une brèche apparut au niveau du couronnement. Le barrage se rompit alors complètement. [1]



Vue sur le barrage de Teton (USA) avant rupture.



Rupture du barrage de Teton (USA).

Figure 1.10 : Barrage de Teton avant rupture [7]

Figure 1.11 : rupture de barrage de Teton [7]

V.2.2. Rupture du barrage aval en remblai de San Fernando (Van Norman) USA :

Le 9 février 1971, au matin, un violent séisme de magnitude 6.6 issu d'une faille de 20km ébranla la vallée de San Fernando, dans laquelle étaient construits les barrages en remblai amont et aval de San Fernando. Le barrage amont présenta des signes de fissuration et de déformations irréversibles, tandis que la recharge amont du barrage aval glisse de 46 m dans la retenue. Une revanche résiduelle de 14m de matériau en place fissurée subista. Les reconnaissances montrèrent que la liquéfaction d'une partie inférieure de la recharge amont était responsable du glissement. Le déplacement maximal du pied amont fut de 61m. La reconstitution de l'accélérogramme établit l'accélération maximale entre 0.55 et 0.6 g et que le glissement se manifesta 20 à 30 s après l'arrêt des secousses. La recharge amont glissa pendant 40 s à la vitesse de 1.5 m/s : la retenue n'était pas pleine. Source : Pathologie des barrages ; de l'analyse au diagnostic. Bulletin du FRCOLD. [1]



Figure 1.12 : Barrage de San Fernando [1]

V.2.3.rupture du barrage en remblai de zeyzoun (Syrie) :

Le barrage en remblais de zeyzoun, d'une hauteur de 43 m et s'étendant sur une longueur de près de 5km, est de type mixte terre-enrochement avec noyau central.

La capacité de son réservoir est de 71 million de m³ et l'eau destinée à l'irrigation est amenée par pompage. Une brèche de 80m s'est formée le 4 juin 2002 par submersion en raison d'une accumulation trop importante due aux apports qui n'avaient pas été interrompus. Le volume emmagasiné était de 82 million de m³ au moment de la rupture. [1]



Figure 1.13 : Barrage de zeyzoun après sa rupture [1]

VI. DEFORMATION DES BARRAGES EN TERRE :

Pendant la construction d'un barrage en remblai, des déformations du corps du barrage se produisent. Ces déformations sont provoquées par l'augmentation des contraintes effectives lors de la construction par couches et aussi par des effets de fluage. Les déformations de la fondation, le transfert de contraintes entre les différentes zones du barrage et d'autres facteurs influencent les déformations. Après la fin de la construction d'un barrage, des mouvements appréciables de la crête et du corps du barrage peuvent se développer pendant le premier remplissage du réservoir. Pendant le remplissage du réservoir, les matériaux qui constituent l'épaulement, la transition et le filtre amont d'un barrage en remblai sont submergés s'ils sont situés sous le niveau de l'eau du réservoir. La lente percolation de l'eau à travers le noyau sature progressivement les matériaux du noyau situé sous la ligne de saturation correspondant à l'écoulement permanent. Pendant ce processus de submergence et de saturation progressive, les valeurs des paramètres géotechniques des matériaux et, par conséquent, les valeurs des modules de Young (E) correspondants, décroissent. De plus, les matériaux situés à l'amont du noyau sont soumis aux forces de déjaugement. Le noyau est directement soumis à la poussée hydrostatique de l'eau du réservoir. Le remplissage du réservoir a donc pour effet de produire des déformations supplémentaires. Par après, le taux des déformations diminue généralement avec le temps, à l'exception des variations associées aux variations périodiques du niveau du réservoir. [9]

VII. CONCLUSION :

L'analyse des ruptures des barrages est très utile pour déceler les causes initiatrices des différents phénomènes pouvant affectés la sécurité des ouvrages. Elle permet également d'en tirer des renseignements et d'orienter les projets futurs.

Les mécanismes responsables de ces désordres sont complexes car ils mettent en jeu de nombreux phénomènes indépendants dont l'étude est interdisciplinaire car elle se situe à la frontière hydraulique – géotechnique.

Chapitre 02

TASSEMENT ET CONSOLIDATION DES SOLS

I. INTRODUCTION :

Tous les sols se déforment sous les charges qui leur sont appliquées, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. La prévision de ces déplacements est demandée par les nouvelles normes de calcul, pour vérifier qu'ils seront acceptables par les ouvrages à construire.

L'amplitude des déformations du sol dépend de la nature et des charges appliquées. Ces charges sont limitées par les conditions de stabilité qu'il faut respecter lors de la conception des ouvrages. En pratique, les fondations superficielles de bâtiments sont construites sur des sols relativement résistants et subissent des déformations faibles, Les déformations les plus importantes sont celles des massifs d'argiles molles saturées, qui peuvent durer pendant des périodes longues. Dans ce cas, on utilise une loi de déformabilité non linéaire pour évaluer l'amplitude finale du tassement et des déformations horizontales, et l'évolution du tassement au cours du temps est analysée en tenant compte de l'effet de la perméabilité limitée du sol sur la vitesse de déformation (consolidation) et de la viscosité du sol (fluage).

Les sols, comme tous les autres matériaux, se déforment lorsqu'on leur applique une charge. Conformément aux principes généraux de la mécanique des sols, les déformations des sols saturés sont liées à des variations des contraintes effectives, c.-à-d. à des variations de la différence entre les contraintes totales et la pression de l'eau interstitielle. Les contraintes totales sont créées par les forces de pesanteur et par les autres charges appliquées à la surface du sol (par des remblais, des fondations superficielles, des radiers, etc.) ou à l'intérieur du massif de sol (fondations profondes, tunnels, etc.). Les pressions interstitielles peuvent varier indépendamment par rabattement de nappe ou par variation du degré de saturation dans les sols non saturés. Dans le cas des sols secs, la pression de l'eau interstitielle est nulle et les déformations sont directement liées aux variations des charges appliquées. Quand le sol n'est pas saturé, l'évaluation des déformations est plus complexe.

[11]

II. GENERALITE :

II.1. COMPORTEMENT DES SOLS EN LABORATOIRE :

L'observation des déformations des massifs de sols dans la nature ne permet pas découvrir le détail de leur comportement, c'est-à-dire les relations existant entre leurs déformations et leurs contraintes. Les études menées en laboratoire, sur des éprouvettes de sols prélevées intactes sur le terrain ou reconstituées à partir de matériau remanié, ont permis d'aborder cette question en donnant des données expérimentales et les méthodes de calcul utilisées en suite pour le dimensionnement des ouvrages.

La diversité des matériaux étudiés et le caractère souvent partiel des études font que l'on ne dispose pas de descriptions complètes de matériaux naturels déterminés, mais l'accumulation des données expérimentales a tout de même permis d'établir les principes généraux du comportement mécanique de quelques classes de sols : argiles et sables, principalement.

Pour traduire les données expérimentales en termes de mécanique des milieux continus, les essais étaient conçus et les résultats exprimés dans ce cadre de référence, en utilisant le formalisme général des lois standards : élasticité linéaire, plasticité, viscosité et leurs combinaisons [12]

II.1.1. Cas des sols grenus :

Le comportement des sols grenus a été étudié principalement sur des sables et des graves, le plus souvent dépourvus des particules fines argileuses. Saturés ou non, le tassement est immédiat Δh_i .

Aux contraintes faibles, le comportement est irréversible (réarrangement des grains).

Aux contraintes élevées, le comportement est élastique (compression des grains).

Aux contraintes très élevées, les grains peuvent s'écraser.

Un sol grenu serré est donc très peu compressible. Le tassement d'un sol grenu est quasi instantané avec l'application de la charge et ne dépend pas de sa teneur en eau. [13]

II.1.2. Cas des sols fins :

pour les sols fins saturés (faible coefficient de perméabilité), sous l'action d'une charge, l'eau libre ne peut s'évacuer immédiatement et supporte toutes les contraintes appliquées (surpressions interstitielles $\Delta u = \Delta \sigma$) pendant la phase de construction de l'ouvrage ; on aura le tassement immédiat Δh_i .

La transmission des contraintes au squelette solide se fait progressivement au cours du drainage de l'eau et les surpressions interstitielles diminuent. Cet écoulement s'arrête lorsque Δu s'annule ; on obtient donc le tassement à long terme ou le tassement final de consolidation primaire Δh_c . [13]

III. TASSEMENT DES SOLS :

Le tassement est par définition la variation de hauteur d'une couche de sol sous l'effet d'une charge. La consolidation est l'évolution du tassement dans le temps.

III.1. PRINCIPES GÉNÉRAUX :

Par hypothèse, nous nous limiterons aux contraintes verticales et aux problèmes à deux dimensions ou axisymétriques.

Le calcul du tassement d'un sol soumis à un chargement vertical se fait en deux étapes.

1^{er} étape :

i. Calcul de l'état de contraintes dans le sol avant et après le changement :

Pour cette étape, il est en général fait appel à la théorie de l'élasticité, cette approximation étant valable au moins pour les contraintes verticales.

2^{ème} étape :

ii. Calcul des déformations :

Deux méthodes sont utilisées pour cette seconde étape, la méthode du chemin de contraintes (basée sur l'essai œdométrique) et la méthode dérivée de la théorie de l'élasticité (basée le plus souvent sur l'essai pressiométrique).[14]

III.2. COMPRESSIBILITE DES SOLS :

III.2.1. Principe de l'essai œdométrique :

Un petit échantillon de sol (intact ou remanié selon ce que l'on étudie) est soumis à une contrainte verticale q . Deux pierres poreuses permettent à l'eau d'être expulsée. Le principe de l'essai consiste à mesurer la variation de hauteur de l'éprouvette de sol pendant l'application de la charge (figure 2.1). [14]

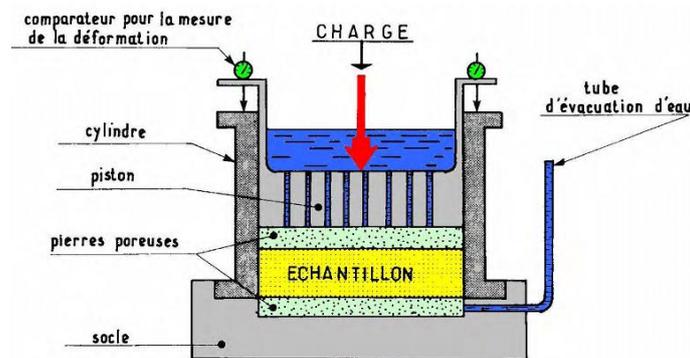


Figure2.1 : schéma de l'appareil œdométrique

III.2.2. Courbe de compressibilité :

Par norme, l'essai est réalisé en augmentant toutes les 24 h la pression appliquée à l'éprouvette et l'on admet que la déformation finale sous chaque charge est celle que l'on mesure au bout de 24 h. On peut alors tracer le diagramme donnant la variation de l'indice des vides e en fonction de la contrainte effective σ_v' (égale à la contrainte totale, c'est-à-dire à la pression appliquée σ_v , puisque la pression interstitielle est devenue négligeable à la fin de la consolidation primaire). On a pris l'habitude de représenter les variations de

l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte effective. L'allure de la courbe obtenue est représentée sur la figure 2.2

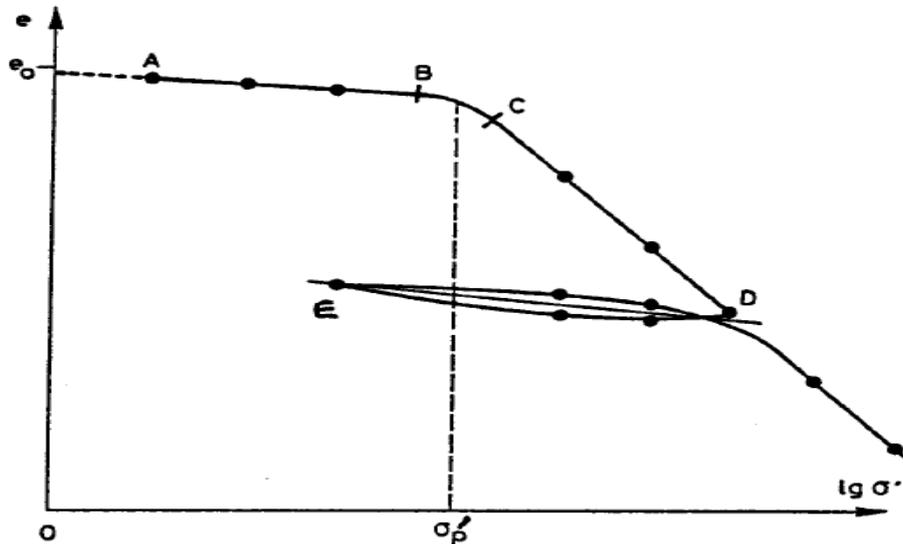


Figure 2.2. courbe de compressibilité

On note que la définition de la déformation finale sous chaque charge conduit à confondre dans le tassement. Ce choix aura des conséquences pour la méthode de calcul des tassements. La courbe est composée de deux parties sensiblement rectilignes, AB à faible pente et CD à forte pente (courbe de compression vierge), raccordées par une partie courbe. On constate en outre, lors d'un cycle de chargement déchargement DEFGH, que le matériau n'a pas un comportement élastique et présente une boucle d'hystérésis.

La contrainte à laquelle se produit la transition ou la « cassure » à la figure 2.2 donne une indication sur la contrainte verticale maximale due au poids des terres à laquelle cet échantillon particulier a déjà été soumis dans son passé géologique ; cette contrainte, très importante en géotechnique, porte le nom de contrainte de préconsolidation σ'_p . [14]

IV. CARACTERISTIQUES DE LA COMPRESSIBILITE :

La courbe de compressibilité permet de déterminer trois caractéristiques du sol étudié :

- La pression de préconsolidation,
- L'indice de compression,
- L'indice de gonflement.

IV.1.PRESSION DE PRECONSOLIDATION σ'_p :

La courbe de compressibilité permet de faire la détermination graphique de la valeur de la pression de préconsolidation σ'_p (figure 2.3). La méthode la plus simple consiste à considérer l'abscisse du point d'intersection des deux directions asymptotiques.

Casagrande a proposé une méthode à partir de la bissectrice Tc d'un angle ayant pour sommet le point T de rayon de courbure minimal (figure 2.3).

On observe que :

Pour $\sigma'_z < \sigma'_p$ le sol se déforme très peu parce qu'il a déjà été consolidé, au cours de son histoire, sous l'effet d'une pression qui, à sa valeur maximale, était égale à σ_0 .

Pour $\sigma'_z > \sigma'_p$ le sol est beaucoup plus déformable, il est soumis à des contraintes supérieures à toutes celles qu'il a connues. La partie correspondante de la courbe est appelée courbe vierge. [16]

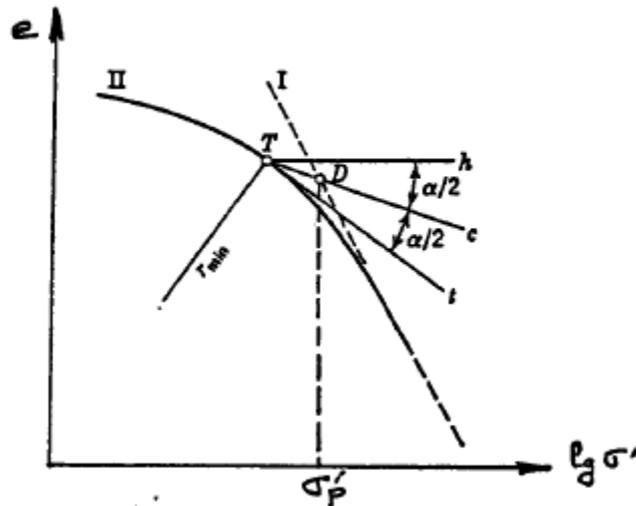


Figure 2.3. : Détermination de σ'_p (méthode de Casagrande)

IV.2.INDICE DE COMPRESSIBILITE C_c :

On appelle indice de compressibilité C_c , la pente de partie BC de la courbe de compressibilité œdométrique (figure 2.4). Il est une quantité sans dimension, soit :

$$C_c = \frac{e_i - e}{\log \sigma' - \log \sigma'_i} \Rightarrow C_c = \frac{\Delta e}{\log \sigma' \sigma'_i'}$$

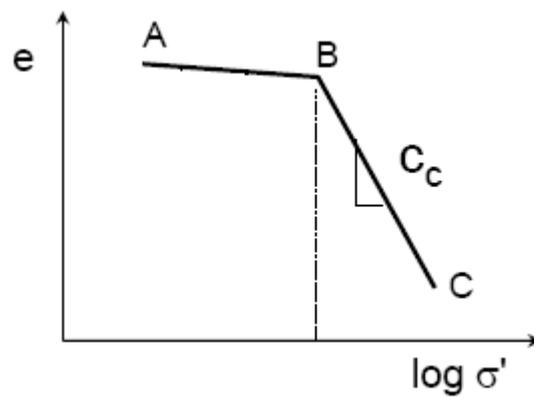


Figure 2.4 : Détermination de l'indice de compressibilité.

Les essais à l'œdomètre sont longs, aussi a-t-on essayé de relier l'indice de compression C_c à d'autres caractéristiques plus facilement mesurables. En comparant la limite de liquidité de différentes argiles et leur indice de compression C_c' , Skempton a trouvé une corrélation assez nette et proposé la formule : [19]

$$C_c' = 0.007 (w_l - 10)$$

C_c' : Indice de compressibilité

e : Indice des vides

σ' : Contrainte effective

IV.3.INDICE DE GONFLEMENT C_s :

L'indice de gonflement ou de recompression est la pente de la portion déchargement de la courbe de compressibilité ($e - \log \sigma'$), partie AB de la figure 2.5. Il est défini par la formule suivante : [19]

$$C_s = \frac{e_i - e}{\log \sigma' - \log \sigma_i'} \Rightarrow C_s = \frac{\Delta e}{\log \sigma' \sigma_i'}$$

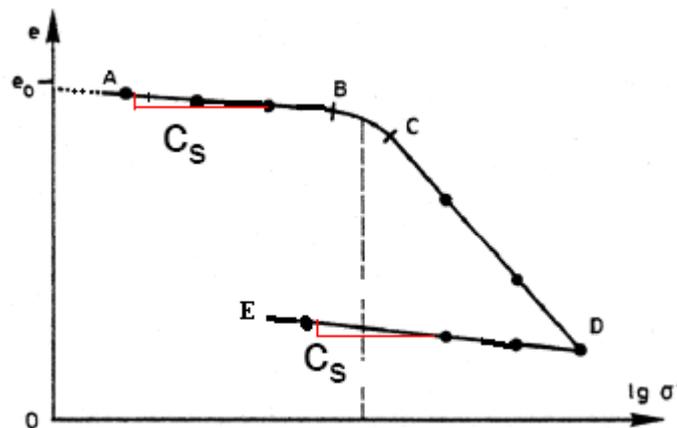


Figure 2.5 : Détermination de l'indice de gonflement C_s .

C_s : Indice de gonflement

IV.4.MODULE ŒDOMÉTRIQUE $E_{\text{œd}}$:

Le module œdométrique est une valeur relie les déformations aux contraintes. Lorsque le tassement final de consolidation primaire est atteint, donc les contraintes interstitielle est nulle et les contraintes totales et effectives sont égales, dans ce cas seulement on peut définir le module œdométrique comme suit :

$$E_{\text{œd}} = \frac{\Delta\sigma'}{(\Delta H / H_0)}$$

Donc :

$$E_{\text{œd}} = \frac{1}{m_v} = \frac{(1 + e_0)\Delta\sigma'}{\Delta e}$$

$$m_v = \frac{-\Delta e}{(1 + e)\Delta\sigma'}$$

$E_{\text{œd}}$:Module œdométrique

m_v : Coefficient de changement de volume

Donc le module œdométrique n'est pas constant, il dépend de l'état de contrainte initial considérée σ' et de l'intervalle de contrainte $\Delta\sigma'$. Il varie suivant les pressions dix à quelques certaines de MPa. Ces valeurs sont bien inférieures néanmoins à celles des modules de Young des pierres et du béton (10000 à 30000 MPa), les argiles ont des modules œdométriques plus faibles encore.

IV.5.COEFFICIENT DE CONSOLIDATION :

$$C_v = \frac{k(1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w}$$

Le coefficient c_v permet de calculer l'évolution du tassement au cours du temps. Pour cela on définit le degré de consolidation U .

C_v : Coefficient de consolidation

k : Coefficient de perméabilité

a_v : Coefficient de compressibilité

γ_w : Densité relative de l'eau

IV.6. DEGRE DE CONSOLIDATION A L'INSTANT t :

C'est le pourcentage de dissipation des pressions interstitielles : $U = \Delta u / u_i$ est la pression interstitielle initiale. A $t = 0$, $U = 0$ et en fin de consolidation, $U = 1$. [14]

V. CLASSIFICATION DES SOLS VIS-A-VIS DE LA COMPRESSIBILITE :

Soit un échantillon de sol prélevé intact à la profondeur z . On peut, d'une part, calculer la contrainte naturelle σ'_{v_0} 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'_{v_0} et de σ_p deux cas peuvent se présenter.

V.1. SOL NORMALEMENT CONSOLIDE :

Lorsque la contrainte effective verticale est égale à la contrainte effective de Préconsolidation ($\sigma'_{v_0} = \sigma'_p$), le sol est dit normalement consolidé C-à-dans le passé, ce sol a été tassé uniquement sous son propre poids et celui des terres de couverture. Si on est construire sur ce type de sol, toute la surcharge entraîne un tassement dépendant de C_c .

Le sol n'a jamais été soumis à une contrainte supérieure à la contrainte géostatique. Le sol a seulement été consolidé par le poids des couches supérieures suivant la courbe vierge. Le tassement dû à s'effectue suivant la courbe vierge, il est donné par la relation

$$S = H_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \left(1 + \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v_0}} \right)$$

H_0 : Épaisseur initiale de la couche compressible

e_0 : Indice des vides initial

σ_p : Contrainte de préconsolidation

σ_{v_0} : Contrainte verticale initiale

σ' : Contrainte effective

V.2. SOL SUR CONSOLIDÉ :

Lorsque la contrainte effective verticale est inférieure à la contrainte effective de Préconsolidation ($\sigma_{v_0} < \sigma_p$), le sol est dit sur consolidé. C-à-d à un moment antérieur de son histoire, ce sol a été soumis à une contrainte supérieure au poids des terres actuel. La surconsolidation peut être due à un certain nombre de facteurs comprenant.

- La surcharge due à des terrains qui furent ensuite érodés.
- La dessiccation par exposition de la surface souvent accompagnée de l'altération des matériaux argileux.
- Les forces tectoniques dues à des mouvements de l'écorce terrestre.
- La surcharge temporaire telle qu'il peut s'en produire dans le cas d'une nappe de glace continentale.
- Les forces de percolation prolongées.

On peut définir le rapport de surconsolidation OCR comme le quotient de la contrainte de Préconsolidation par la contrainte due au poids des terres :

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_{v_0}}$$

Dans les sols normalement consolidés, $OCR = 1$ et lorsque $OCR > 1$ ils sont surconsolidés.

[16]

OCR : Degré de consolidation

VI.THEORIE DE CONSOLIDATION :

VI.1. LA CONSOLIDATION :

VI.1.1. Définition :

Le tassement des massifs de sols résulte d'une diminution du volume des pores. Lorsque le sol est saturé, il faut qu'un volume d'eau égal à la variation des pores se déplace dans le sol. Lorsque le sol est peu perméable, ce mouvement de l'eau est lent, de sorte que la déformation se développe au cours du temps et tend progressivement vers une asymptote, qui est la valeur finale du tassement sous la charge appliquée. Ce phénomène d'interaction entre la déformabilité et la perméabilité du sol appelé en mécanique du sol « la consolidation ». On l'observe principalement dans les sols fins (argileux ou limoneux), qui sont à la fois saturés, déformables et très peu perméables. Pour une couche compressible d'une dizaine de mètres d'épaisseur, la consolidation peut durer des années, voire des dizaines d'années. [11]

VI.1.2. Etude de la consolidation des sols fins uniquement :

i. Théorie de la consolidation unidimensionnelle (Théorie de Terzaghi) :

La théorie de la consolidation unidimensionnelle proposée par Terzaghi, au début du 20^{ème} siècle, traite la consolidation d'une couche dans laquelle les déformations et les écoulements sont uniquement verticaux et où la charge est appliquée instantanément à l'instant initial. Elle correspond aux conditions de l'essai œdométrique, sous chaque palier

De chargement, et au schéma des couches de sols compressibles horizontales sans déplacements horizontaux. Malgré des hypothèses simplifiant fortement certains aspects du comportement des sols, cette théorie reste la référence pour les calculs de consolidation, car elle contient les composantes principales du phénomène et représente correctement les phénomènes observés dans les sols saturés compressibles sous les ouvrages. [11]

a. Hypothèses :

Les hypothèses de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi sont les suivantes :

- Le sol est homogène.
- Le sol est saturé et le reste pendant toute la consolidation, il est donc composé de deux phases seulement : le squelette et l'eau interstitielle ;
- L'eau et les particules solides sont incompressibles ;
- Les déformations du squelette sont uniquement verticales ;
- Il existe une relation linéaire entre la contrainte effective appliquée au squelette et ses variations de volume (qui sont proportionnelles aux déformations verticales) ;
- L'écoulement de l'eau interstitielle est uniquement vertical ;
- La loi de Darcy s'applique quelle que soit la valeur du gradient hydraulique.
- Le coefficient de perméabilité k est constant dans la couche de sol et pendant toute la consolidation ;
- Les déformations du sol restent petites pendant la consolidation.

a. Degré de consolidation :

Le degré de consolidation est défini comme le rapport de l'augmentation moyenne de la contrainte effective dans la couche au temps t à sa valeur finale, égale à la valeur de la charge.

$$U_v = \frac{\overline{\Delta\sigma'_v(t)}}{\Delta\sigma_v} = \frac{\Delta\sigma_v - \overline{\Delta u(t)}}{\Delta\sigma_v} = 1 - \frac{\overline{\Delta u(t)}}{\Delta\sigma_v}$$

Avec

$\overline{\Delta U(t)}$ Valeur moyenne de $\Delta u(z, t)$ dans la couche au temps t considéré.

Comme on a fait l'hypothèse d'une relation linéaire entre la variation de l'indice des vides et la variation de la contrainte effective verticale, U_v est aussi le rapport du tassement au temps t au tassement final (pour $t = \infty$) :

$$U_v = \frac{S(t)}{S_\infty}$$

Le degré de consolidation U_v est lié au facteur temps T_v par la relation : [14]

$$\text{➤ Pour } U_v < 50\% \quad \Longrightarrow \quad U_v = 2\sqrt{T_v/\pi}$$

➤ Pour $U_v < 5\%$ $\implies U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left[-\pi^2 \frac{T_v}{4}\right]$

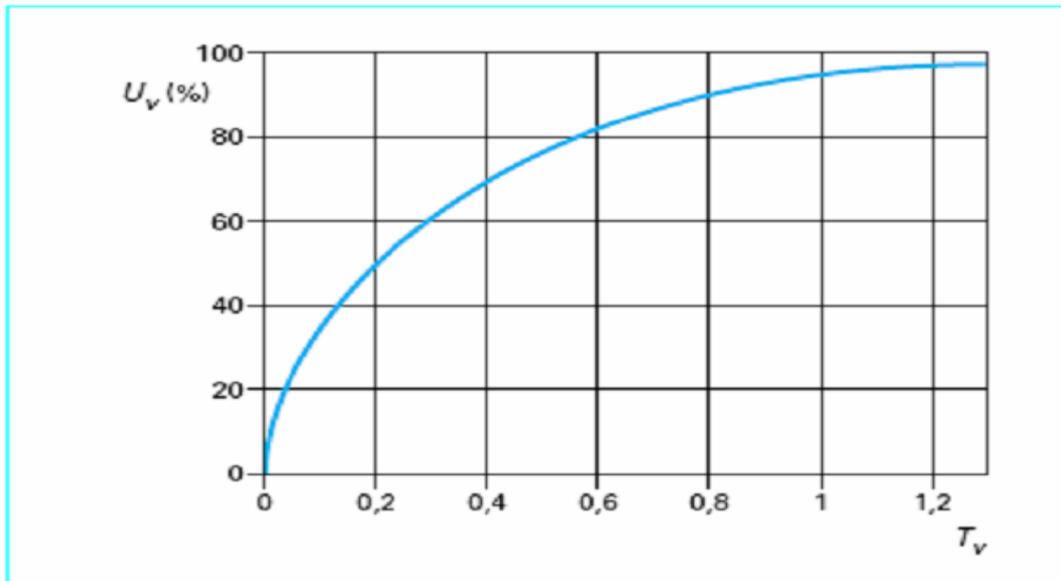


Figure 2.6 : Degré de consolidation U_v en fonction du facteur temps T_v .

VI.1.4. Coefficient de consolidation :

Le coefficient de consolidation C_v n'est pas un paramètre autonome, dans la mesure où il dépend à la fois de l'indice des vides e , du coefficient de perméabilité k et du coefficient de compressibilité verticale α_v . Comme chacun de ces paramètres varie au cours de la consolidation, le coefficient de consolidation n'est pas constant non plus. Néanmoins, pour pouvoir utiliser la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, on est conduit à adopter une valeur moyenne du Coefficient C_v dans l'intervalle de contrainte effective correspondant à la charge appliquée. [11]

VI.1.5. Détermination du coefficient de consolidation :

Pour déterminer la valeur du coefficient de consolidation dans les essais œdométriques à chargement par paliers, on utilise les courbes de consolidation obtenues sous chacune des charges successivement appliquées à l'éprouvette. Ces courbes sont analysées au moyen de

la solution de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (courbes de tassement). [16]

Différentes méthodes sont utilisées pour déterminer la valeur de Cv . Les plus courantes sont :

- la méthode de Casagrande, qui détermine le temps t_{50}

Correspondant à un degré de consolidation de 50 % sur la courbe de consolidation représentée en fonction du logarithme du temps ;

- La méthode de Taylor, qui détermine le temps t_{90} correspondant à un degré de consolidation de 90% sur la courbe de consolidation représentée en fonction de la racine carrée du temps.

Selon le cas, on calcule le coefficient de consolidation au moyen de la formule donnée par :

1. Méthode de Casagrande :

On peut également, en dehors du cadre de la norme actuelle, tracer pour une charge donnée, la courbe des tassements H en fonction de lgt . La construction graphique permet de déterminer t_{50} , temps nécessaire pour obtenir une consolidation de 50% [17]

Pour :

$$U\% = 50\%$$

$$Tv = 0,197$$

On déduit Cv :

$$Cv = \frac{0,197d^2}{t_{50}}$$

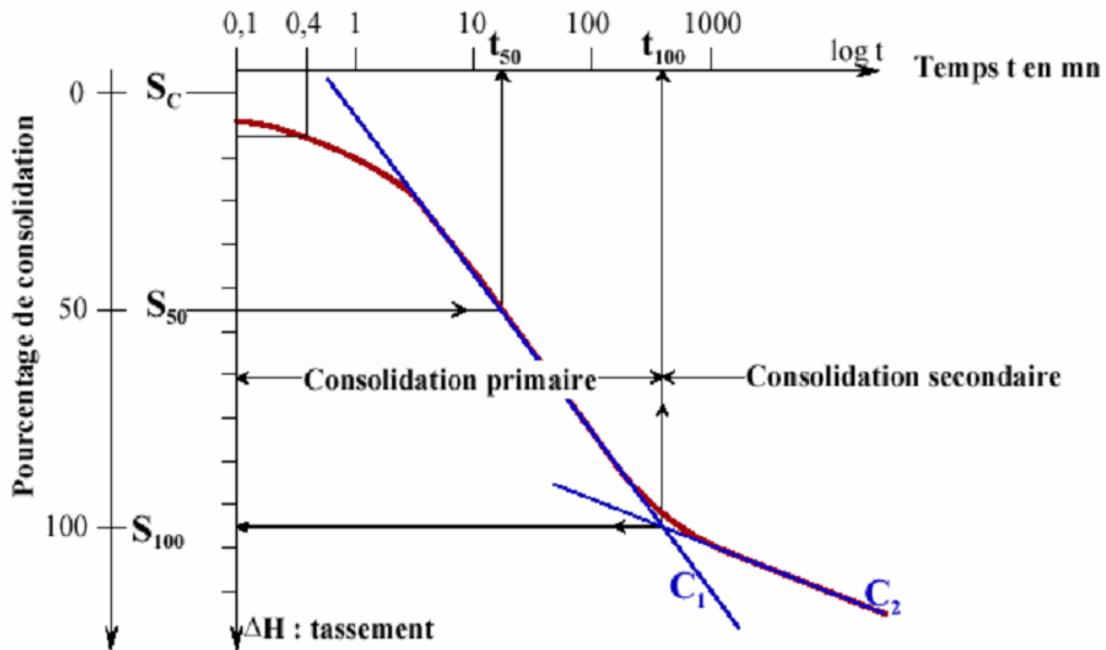


Figure 2.7 : Courbe de variation de hauteur en fonction de $\lg t$ sous une contrainte V_0

- Déterminer le tassement initial en utilisant l'approximation en t : le tassement est égal en $t = 0$, $t = t_1$ et $t = 4t_1$.
- Déterminer le tassement final de consolidation primaire par intersection de la partie finale linéarisée (C_2) et de la tangente à la courbe (C_1) au point d'inflexion.
- Déterminer le temps t_{50} correspondant à la moitié du tassement

2. Méthode De Taylor :

Cette méthode est consistée à tracer pour un palier donné la courbe des tassements H en fonction de la racine carrée du temps.

La construction graphique, qui est développée ici, permet de déterminer le temps correspondant à 90% de consolidation noté t_{90}

- Tracer la droite $D1$ linéarisant au mieux les deux premiers tiers de la courbe ;
- Tracer la droite $D2$, dont la pente est égale à celle de $D1$ divisée par 1,15 ;

➤ Le point d'intersection de D2 avec la courbe définit t_{90} .

On a vu que C_v permet de relier les temps de tassement à la distance de drainage d
 Pour $U(\%) = 90\%$ $T_v = 0,848$, on en déduit ainsi C_v [17]

$$C_v = \frac{0.848d^2}{t_{90}}$$

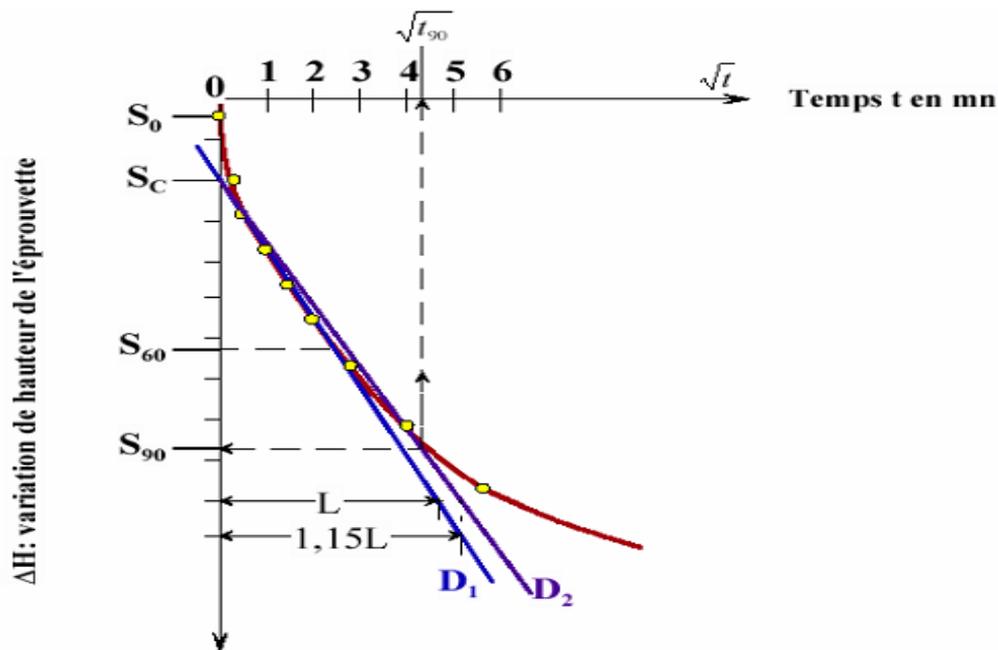


Figure 2.8 : Courbe de tassement en fonction du \sqrt{t} . Principe de l'exploitation graphique

VI.1.5. Coefficient de perméabilité :

Le coefficient de consolidation C_v déterminé pour un palier de chargement d'un essai œdométrique est lié à la perméabilité et la compressibilité du sol par la relation :

$$C_v = \frac{K_v \cdot E_{oed}}{\gamma_w}$$

Avec

Kv : Coefficient de perméabilité verticale du sol,

E_{oed} : Module œdométrique du sol,

γ_w : Poids volumique de l'eau.

Comme on mesure la déformation du sol sous la charge appliquée, on peut déterminer le module œdométrique correspondant au palier de chargement considéré et calculer :

$$Kv = \gamma_w \cdot \frac{Cv}{E_{oed}}$$

VI.1.6. Détermination du coefficient de perméabilité :

En pratique, on va raisonner sur la partie de la courbe de consolidation allant de l'instant du chargement t_0 au temps t_{100} où se termine la consolidation primaire.

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta H_{100} - \Delta H_0}$$

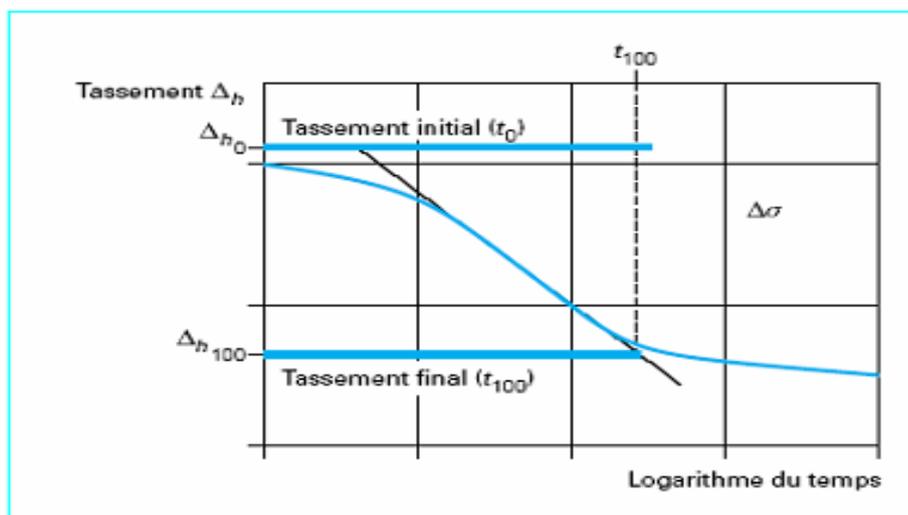


Figure 2.9 : Détermination du module œdométrique pour le calcul du coefficient de Perméabilité

VI.2. CONSOLIDATION PRIMAIRE :

La consolidation primaire correspond au départ d'eau du sol sous l'action de surcharges. On utilise souvent l'analogie mécanique suivante pour représenter le phénomène : le sol est schématisé par un cylindre rempli d'eau et muni d'un piston et d'un ressort. Le ressort symbolise le squelette du sol et l'eau du cylindre, l'eau interstitielle.

Si on applique une surcharge $\Delta\sigma$ au piston (sol), dans un premier temps le piston ne bouge pas, la surcharge est reprise par l'eau ; la pression de l'eau augmente (on peut s'en rendre compte en mesurant la pression de l'eau dans le sol).

S'il y a un drainage (schématisé par un petit trou dans le piston) l'eau peut s'écouler et la pression de l'eau dans le cylindre va progressivement se dissiper, le piston s'enfonce. Parallèlement au départ d'eau le ressort (squelette du sol) va donc reprendre la surcharge, ce qui a pour effet de le déformer. Quand la pression de l'eau redevient la pression initiale (nulle en surface), le ressort a repris entièrement la surcharge et s'est déformé d'une valeur fonction de sa raideur. La dimension du trou dans le piston symbolise la perméabilité du terrain. Plus le trou sera important (forte perméabilité) ; plus la consolidation s'effectuera rapidement. [14]

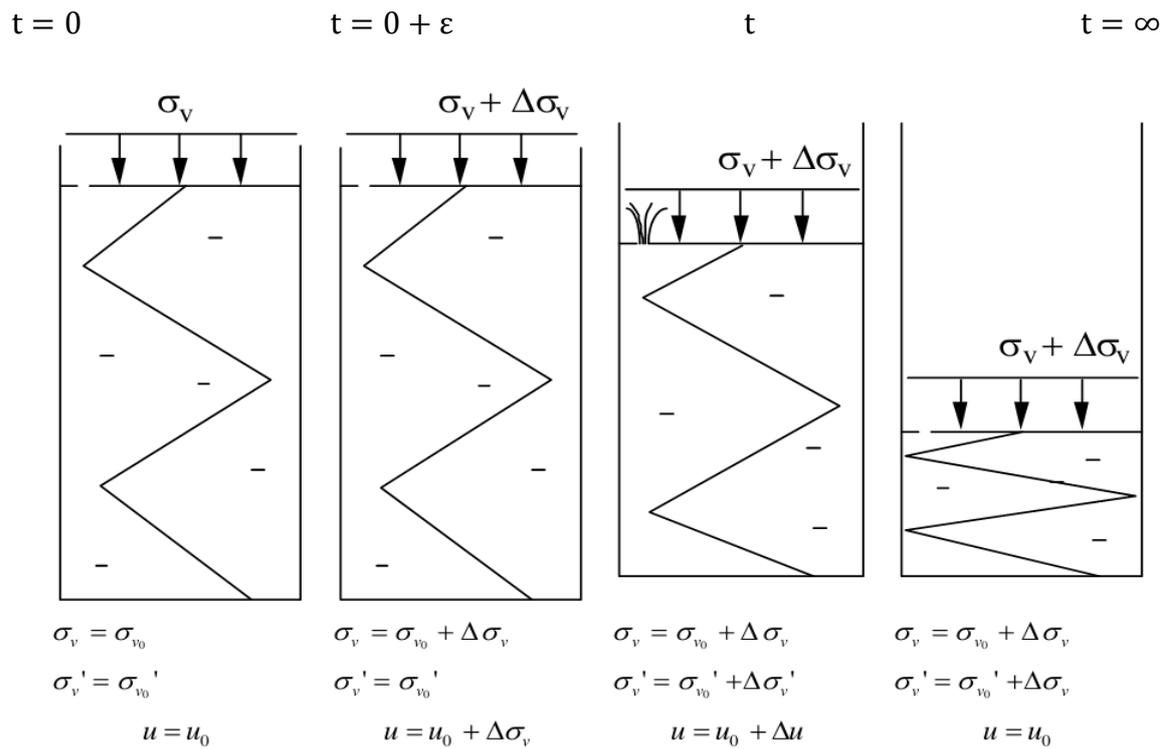
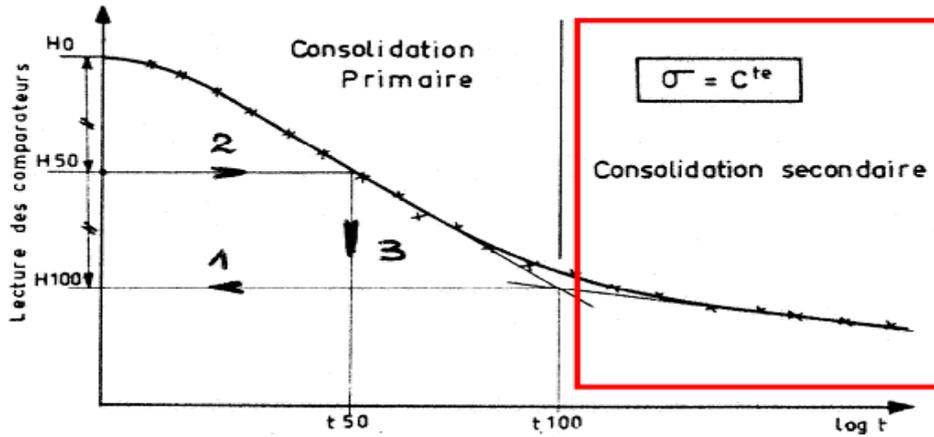


Figure 2.10 : Représentation du phénomène de consolidation

VI.3. CONSOLIDATION SECONDAIRE :

A la suite de la consolidation primaire (consolidation hydrodynamique), il se produit un phénomène différé appelé consolidation secondaire. Elle correspond à un fluage du squelette minéral solide du sol. Le tassement suit approximativement une loi linéaire en fonction du logarithme du temps; c'est à dire qu'il continue à se manifester longtemps après l'évanouissement de la consolidation primaire.

Ce phénomène est particulièrement net pour les tourbes et les vases récentes. Il est beaucoup moins pour les argiles modernes ou glaciaires que l'on peut rencontrer est pratiquement inexistant pour nos argiles tertiaires ou plus anciennes. Le tassement secondaire se produit à peu près sans perte de charge (puisque'il est très lent). On le détermine par simple homothétie à partir des résultats de l'essai de compressibilité [14]



Fluage du squelette minéral solide

Figure 2.11 : courbe de fluage du squelette minéral solide

VI.4. CONSOLIDATION RADIALE :

Le calcul de la consolidation du sol autour des drains verticaux a provoqué le développement d'une théorie de la consolidation tridimensionnelle radiale et verticale inspirée de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. On admet que le sol se déforme uniquement verticalement et que sa déformation est proportionnelle à la contrainte effective, que le sol est saturé, que la loi de Darcy est valable, que l'eau interstitielle et les particules solides sont incompressibles et que les déformations restent petites. La seule différence est que l'eau peut s'écouler horizontalement vers les drains, et verticalement vers les extrémités drainantes de la couche compressible.

Dans ces conditions, on montre que le degré de consolidation U est donné par la formule :

$$(1 - U) = (1 - U_v)(1 - U_r)$$

Avec

U_v : Degré de consolidation verticale.

U_r : Degré de consolidation radiale, défini de façon analogue pour un écoulement unidimensionnel. [14]

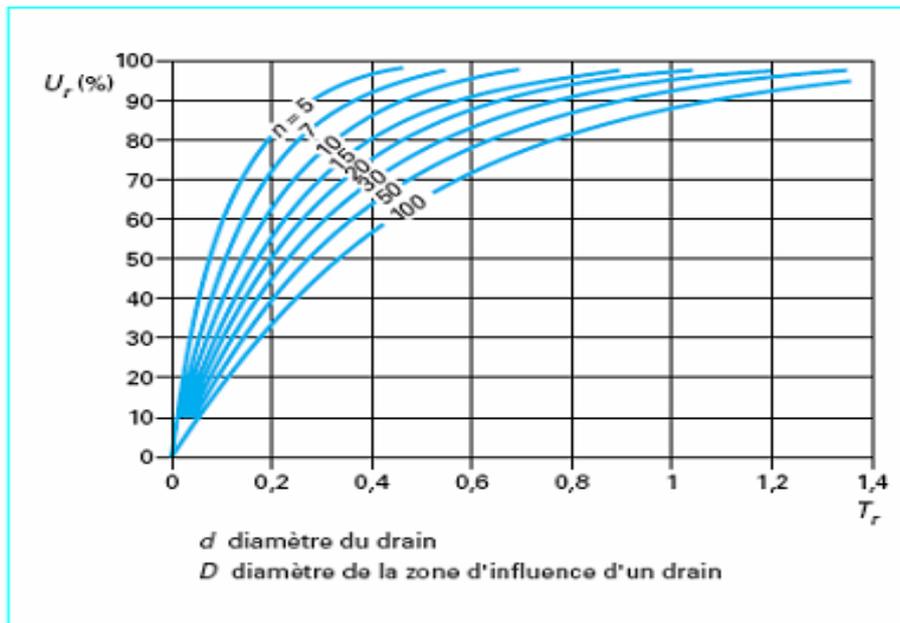


Figure 2.12 : Degré de consolidation radiale U_r en fonction du facteur temps Tr et du rapport $n = \frac{D}{d}$ (abaque de Barron).

Le degré de consolidation radiale $U_r = f(Tr, n)$ dépend :

➤ du facteur temps :

$$Tr = Cr \frac{t}{D^2}$$

Avec

$C_r = C_v \frac{K_h}{K_v}$ Coefficient de consolidation radiale,

C_v : Coefficient de consolidation verticale,

K_h : Coefficient de perméabilité horizontale,

K_v : Coefficient de perméabilité verticale ;

Du rapport :

$$n = \frac{D}{d}$$

Avec

d : Diamètre du drain,

D : Diamètre de la zone d'influence du drain, égal respectivement à 1,13 ou 1,05 fois la distance des axes des drains selon que les drains sont disposés en carré ou en triangle équilatéral.

La solution de la théorie de la consolidation radiale (de Barron) peut s'écrire aussi sous la forme suivante :

$$D^2 F(n) = -\frac{8C_r}{\ln(1 - U_r)}$$

Qui peut être mise sous forme d'abaques de détermination des valeurs de D et n qui fournissent un degré de consolidation radiale U_r donné, au bout d'un temps t [16]

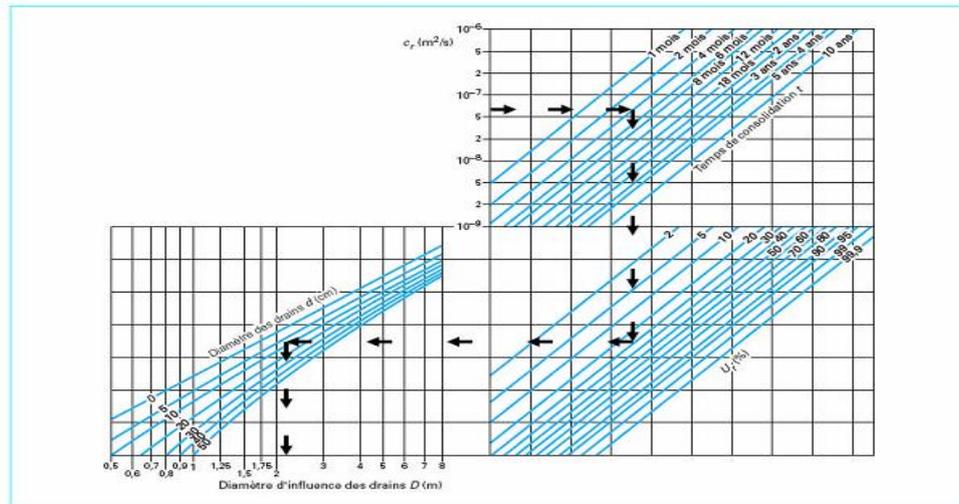


Figure 2.13: Abaque à lecture directe de la solution de la théorie de la consolidation radiale de Barron

VII. CALCUL DES TASSEMENTS :

Les tassements sont dus aux déformations des pores des sols. Ils peuvent être instantanés ou différés (à cause de la viscosité du sol ou du phénomène de consolidation, dans les sols saturés). Ils sont en général non linéaires lorsque les charges augmentent jusqu'à la charge de rupture. Mais, dans les conditions courantes de fonctionnement des ouvrages, ils sont souvent linéaires, d'où l'emploi fréquent de la théorie de l'élasticité. Pour des sols saturés, on peut distinguer un comportement non drainé et un comportement drainé. [11]

Les méthodes de calcul couramment utilisées se rattachent à quatre groupes :

- Les méthodes utilisant la théorie d'élasticité,
- Les méthodes indirectes séparant le calcul de des variations de contraintes dans le massif de sol et le calcul des tassements qu'elles produisent,
- Les méthodes empiriques fondées sur des corrélations,
- Les méthodes numériques, qui permettent d'utiliser les lois de comportement plus complexes.

Dans la pratique actuelle, les méthodes numériques remplacent progressivement les méthodes classiques fondées sur des abaques ou de calculs manuels. C'est le cas par exemple des calculs utilisant la théorie d'élasticité, qui se font facilement sur ordinateur par la méthode des éléments finis. Toutefois, les méthodes classiques conservent des avantages lorsque l'on veut traiter rapidement des comportements non linéaires, comme

dans la méthode dite œdométrique. Enfin, les méthodes empiriques (pressiomètre, pénétromètre, etc.) sont souvent utilisées dans certains cas.

On limite ces rappels à la méthode œdométrique qui est très utilisée pour les charges appliquées à la surface du sol et qui comprend deux étapes : le calcul des variations de contraintes dans le massif de sol et le calcul des tassements d'après la courbe de compressibilité œdométrique.

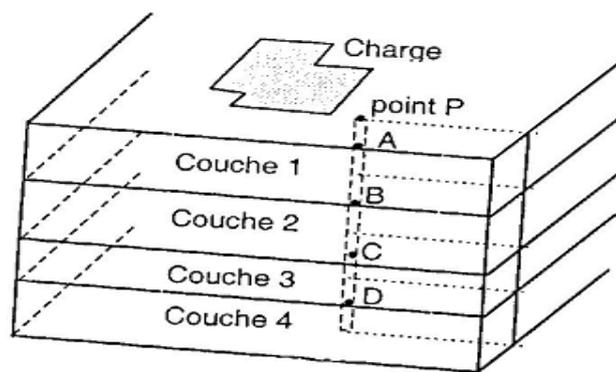


Figure 2.14 : Principe de calcul du tassement

VII.1. METHODE DES COUCHES :

On considère le tassement final : le sol est entièrement consolidé, la variation de contrainte due aux surcharges est reprise par le squelette solide. On découpe le sol en n couches de hauteur H ; (figure 2.14)

On effectue des essais œdométriques sur des échantillons prélevés au milieu de chaque couche. Pour chaque échantillon on détermine les indices de gonflement et de compression e_s et e_c , ainsi que la pression de préconsolidation σ'_{v0} .

On calcule, au milieu de chacune des couches, la contrainte effective verticale avant travaux σ'_z , et la variation de contrainte due aux travaux réalisés $\Delta\sigma'_z$

[16]

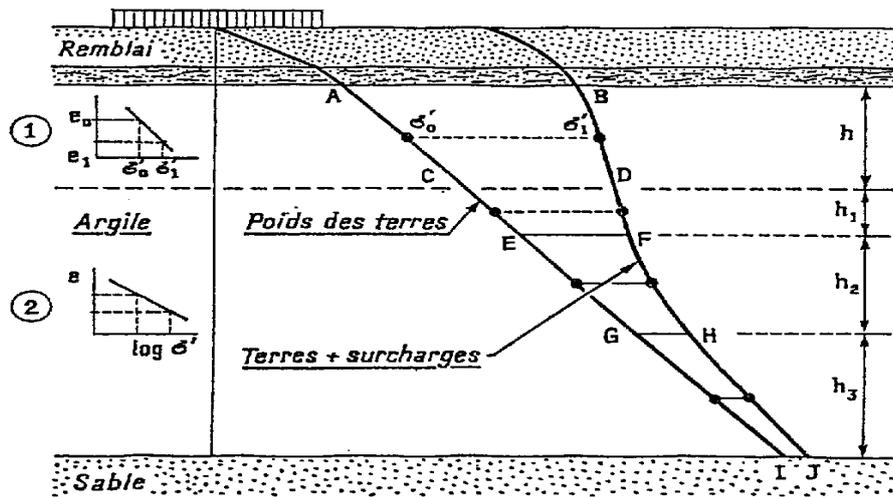


Figure 2.15 : Principe de la méthode des couches

On suppose (hypothèse simplificatrice) que les valeurs de ces deux paramètres restent constantes dans toute l'épaisseur de la couche considérée.

Le tassement total est égal à la somme des tassements des n couches considérées.

$$s = \sum_{i=1}^{i=n} s_i$$

VII.2. CALCUL DU TASSEMENT PAR LA THEORIE DE L'ELASTICITE :

i. Sous une fondation circulaire et rigide :de diamètre B et appliquant au sol une surcharge uniforme q , le tassement total S peut être évalué par :

$$S = \frac{\pi}{4} \frac{1 - \nu^2}{E} q \cdot B = \frac{\pi}{8} \frac{1 - \nu}{G} q \cdot B$$

Le sol est supposé élastique.

E :Module de compressibilité (ou module d'Young),

G :Module de cisaillement

$$G = E / (2(1 + \nu))$$

ν : Coefficient de Poisson.

E Peut être déterminé par un essai triaxial isotrope

Le module d'Young est également relié au module œdométrique par :

$$E = E_{oed} \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

- Pour calculer le tassement initial, le sol est considéré non drainé et incompressible ($\nu = 0,5$)
- Pour calculer le tassement final, le sol est considéré avec ses caractéristiques effectives (en général $\nu = 0.3$, le module G gardant la même valeur qu'en situation non drainée).

D'où :

Tassement de consolidation = tassement final – tassement initial.

Ce type de calcul donne généralement des tassements supérieurs aux tassements réels.[14]

i. Méthode Pressiométrique :

La méthode pressiométrique est utilisée principalement pour le calcul des tassements des fondations superficielles, L'essai pressiométrique qui fournit les valeurs du module pressiométrique nécessaires au calcul du tassement, est décrit pour sa la Propriétés mécaniques des sols.

Le tassement s d'une couche de sol chargée en surface par une fondation de diamètre ou de largeur B est défini comme la somme de deux termes :

$$S = S_c + S_d$$

S : Le tassement total,

S_c : Le tassement de consolidation primaire,

S_d : Le tassement déviatorique.

Égale à

$$S_d = \frac{2}{9E_m} q B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_m} q \lambda_c B$$

Avec :

E_m : Module pressiométrique,

Q : Pression appliquée à la surface du sol,

B_0 : Distance de référence, égale à 60 cm,

B : Diamètre ou largeur de la fondation,

λ_d et λ_c : Coefficients de structure

α : Coefficient rhéologique.

Cette formule est dérivée de la théorie de l'élasticité, corrigée empiriquement par :

- Un coefficient α , appelé coefficient rhéologique, lié à la granulométrie du sol et à son état ;

Ce coefficient est généralement inférieur à 1, sauf dans le cas des tourbes et argiles surconsolidées pour des coefficients de la forme λ_d et λ_c , qui dépendent de la forme de la fondation et de ses dimensions.

Le premier terme représente le tassement dû aux déformations de cisaillement ou de distorsion. On l'appelle tassement déviatorique S_d . Le second terme S_c provient de la compression du terrain sous l'influence de la contrainte moyenne. On le calcule au moyen du module de compressibilité volumique k_m , analogue au module œdométrique et relié empiriquement au module pressiométrique E_m . Ce tassement est prépondérant dans le volume de sol situé juste au-dessous de la fondation, tandis que le tassement déviatorique s'étend à un volume beaucoup plus important dans le massif de fondation.

Si l'on introduit le module de cisaillement G_m et le module de compressibilité k_m dans la formule pressiométrique de calcul du tassement, on obtient :

$$S = \frac{1}{12G_m} q B_0 \left(\lambda \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9k_m} q \lambda_c B$$

Les sols hétérogènes, on utilise des formules de calcul complexes qui tiennent compte de la répartition des valeurs du module pressiométrique et de la nature des sols sur l'épaisseur de la couche déformable.

Il faut garder à l'esprit que la méthode pressiométrique est avant tout une méthode de calcul empirique des amplitudes des tassements et que la valeur de ses prévisions est très étroitement liée au respect du mode opératoire de l'essai et de la procédure de dimensionnement qui lui est associée et qui a été étalonnée sur le comportement réel des sols sous les ouvrages.[11]

VII.3. METHODE DU CHEMIN DE CONTRAINTE :

Considérons une couche d'épaisseur h , La contrainte initiale au centre de la couche à une profondeur Z est : $\sigma'_0 = \gamma' \cdot Z$, d'où est déduit e_0

Si cette couche est soumise à une surcharge uniforme q , après consolidation la contrainte devient $\sigma'_1 = \sigma'_0 + q$

D'où est déduit e_1

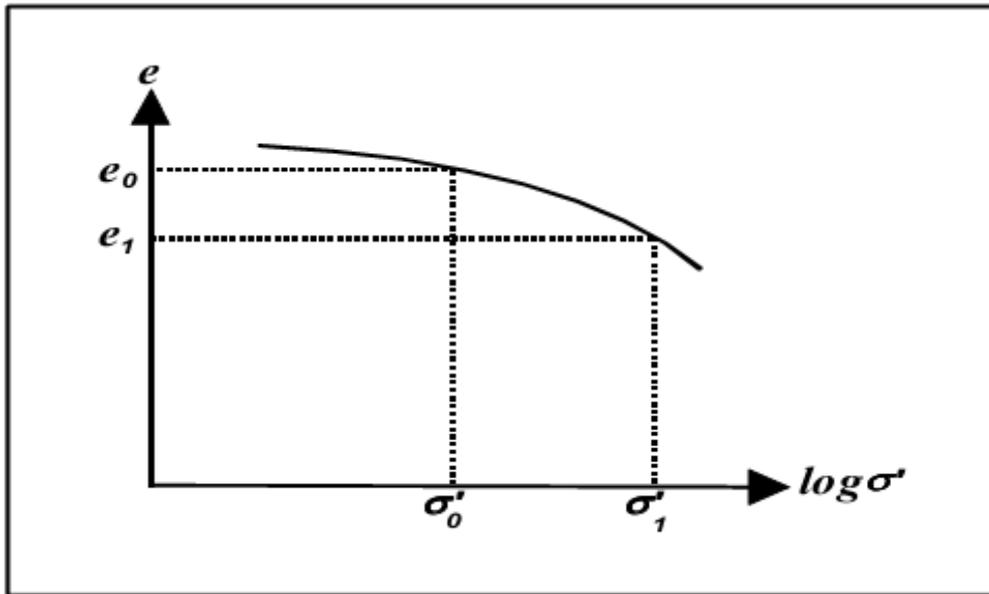


Figure 2.16 : Calcul du tassement à partir d'un essai œdométrique

Le tassement ΔH est tel que

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{e_1 - e_0}{1 + e_0}$$

Pour calculer le tassement à un instant donné t , il suffit d'utiliser la relation :

$$\frac{\Delta H t}{\Delta H f} \bar{U}$$

Ou

$\Delta H f$: Tassement final calculé

$\Delta H t$: Tassement à l'instant t . [14]

$$Tv = \frac{C_v}{H^2}$$

VII.4. MECANISME DU TASSEMENT :

Lorsqu'un sol est soumis à un effort de compression verticale, il est le siège d'un tassement se produisant comme suit :

VII.4.1. Tassement instantané :

correspondant à un premier réarrangement des grains du sol et la disparition des vides remplis d'air, jusqu'à saturation du sol, lorsque l'eau occupe la totalité des vides. La modification de la structure du sol est identique à celle induite par le compactage. C'est pour éviter ces déformations que l'on soumet le sol au compactage. [15]

VII.4.2. Tassement admissible :

Le tassement, composante verticale du déplacement de la surface d'un massif de sol sous l'effet des charges qui lui sont appliquées, est habituellement noté S .

Le tassement total S . Est souvent décomposé en plusieurs termes, liés chacun à un phénomène différent :

$$S = S_i + S_a + S_c + S_{lat}$$

Avec :

S_i : Tassement immédiat,

S_c : Tassement de consolidation primaire,

S_a : Tassement de consolidation secondaire,

S_{lat} : Le tassement lié au déplacement latéral.

Cette décomposition a un caractère arbitraire, dans la mesure où elle sépare les effets des déplacements latéraux sur les composantes verticales de la déformation. Néanmoins, elle est régulièrement utilisée en pratique, parce qu'elle fait apparaître le terme S_c que l'on sait calculer et qui constitue la majeure partie du tassement, en général. [15]

i. Tassement différentiel :**b. Définition :**

Vis-à-vis des structures que porte le sol, l'amplitude absolue des tassements n'a en général qu'une importance secondaire : les efforts induits par les tassements dans les bâtiments et les structures des ouvrages de génie civil dépendent de la différence des tassements entre les points de la structure. Cette différence entre les tassements de deux points a et b est appelée tassement différentiel :

$$S_{ab} = S_a - S_b$$

D'autres paramètres caractéristiques des tassements différentiels des structures sont aussi utilisés pour déterminer les déformations admissibles en fonction du type des constructions et ouvrages : distorsion angulaire w , déflexion relative D , indice de courbure par rapport D

b. Origine :

Les tassements différentiels peuvent avoir plusieurs origines :

1. Origine liée au chargement :

- inégalité de l'intensité des charges d'un appui à l'autre,
- répartition non uniforme des charges sous un appui,
- aires des surfaces chargées différentes d'un appui à l'autre.

2. Origine liée aux appuis :

- géométrie des appuis (dimensions, profondeur),
- rigidité des appuis.

3. Origine liée au site :

- variations des caractéristiques géométriques des couches (épaisseur, notamment),
- variations ou hétérogénéité des propriétés des sols.

L'influence de l'hétérogénéité des sols est, en général, estimée en pourcentage (par exemple 50 %) du tassement moyen calculé. [16]

VII.4.3. Accélération du tassement :

Plusieurs techniques permettent d'accélérer le tassement ou de provoquer le tassement avant construction. Parmi ces techniques on a :

- La mise en charge progressive,
- La mise en place de surcharges temporaires,
- La mise en place de drains verticaux,
- Le rabattement de nappe qui permet l'augmentation de contrainte effective,
- Le compactage par vibration. [17]

VIII. MESURE DES DEFORMATIONS PENDANT L'EXPLOITATION DES BARRAGES :

VIII.1. DEFORMATION ABSOLUES :

Pour le cas des barrages en remblai, le but est de pouvoir connaître l'évolution des déformations verticales (tassements) et horizontales de l'ouvrage en crête et, si possible, à divers niveaux et en particulier les tassements de la fondation. En règle générale, les déplacements de points sont déterminés par des mesures géodésiques telles que des mesures d'angle et de distance (mesure de vecteur), d'alignement de polygone, de nivellements, ainsi que par des tassomètres, des repères de tassement hydraulique (figures 2.16, 2.17, 2.18, 2.19). [Rouissat.N, 2007]

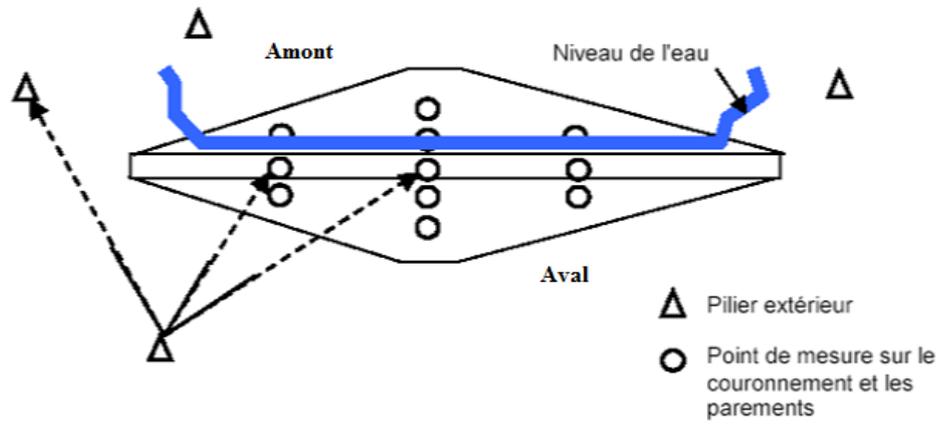


Figure 2.17 : Mesure de déformations verticales et horizontales à partir de points de mesure situés sur le parement - vue en plan

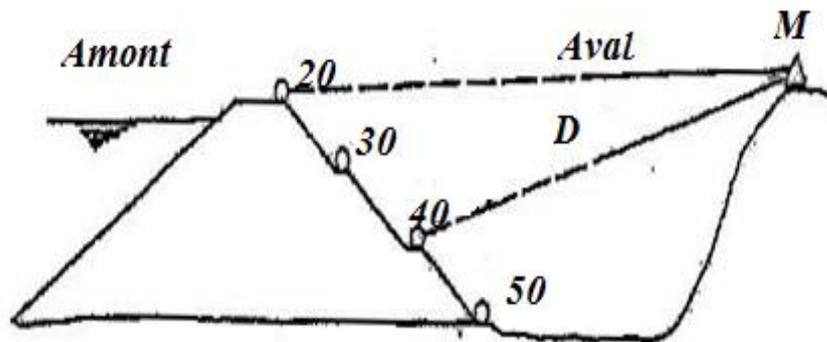


Figure 2.18 : Mesure de déformations verticales et horizontales à partir de points de mesure situés sur le parement- vue en travers

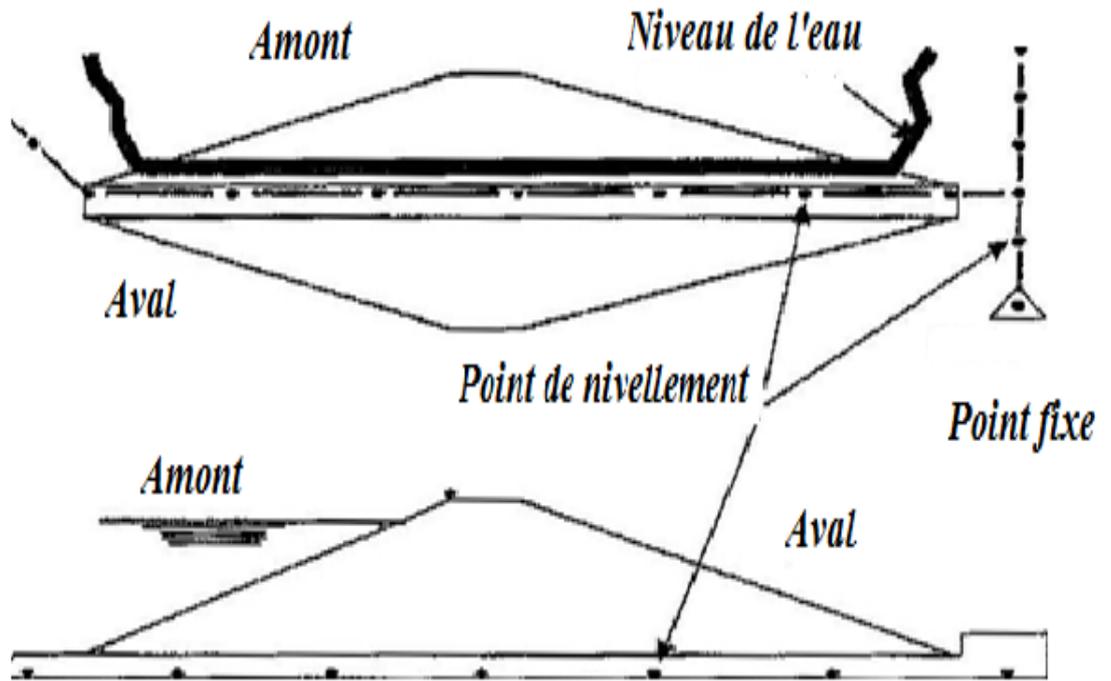


Figure 2.19 : Mesure de déformations verticales (tassement) au niveau du Couronnement et dans une galerie sous digue

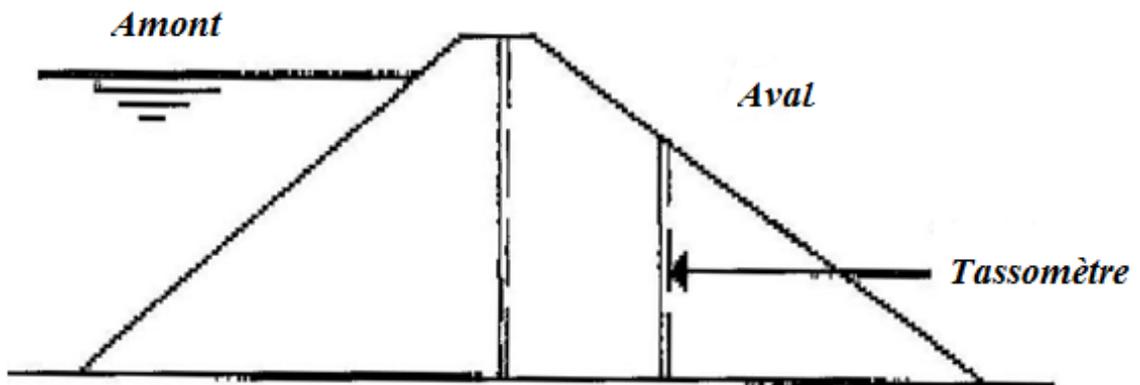


Figure 2.20 : Mesure des tassements d'un barrage

VIII.1.1.Topographie :

La géométrie absolue du barrage peut être suivie par topographie de haute précision. Des cibles sont fixées sur le parement aval et, parfois, en partie supérieure du parement amont. Leur position dans l'espace est relevée par topographie directe et triangulation depuis des plots de visées situés suffisamment loin du barrage pour ne pas être influencés par celui-ci. Le dépouillement exige de vérifier la fixité de certains plots de référence (par des méthodes de dépouillements statistiques). Ces mesures sont longues et coûteuses ; elles ne sont réalisées qu'une à deux fois par an. Elles ne sont donc pas utilisables pour la détection de phénomènes rapidement évolutifs. [18]

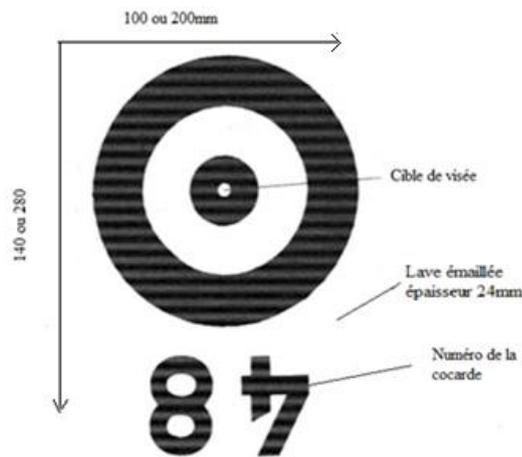


Figure 2.21 : Cocarde de suivi topographique

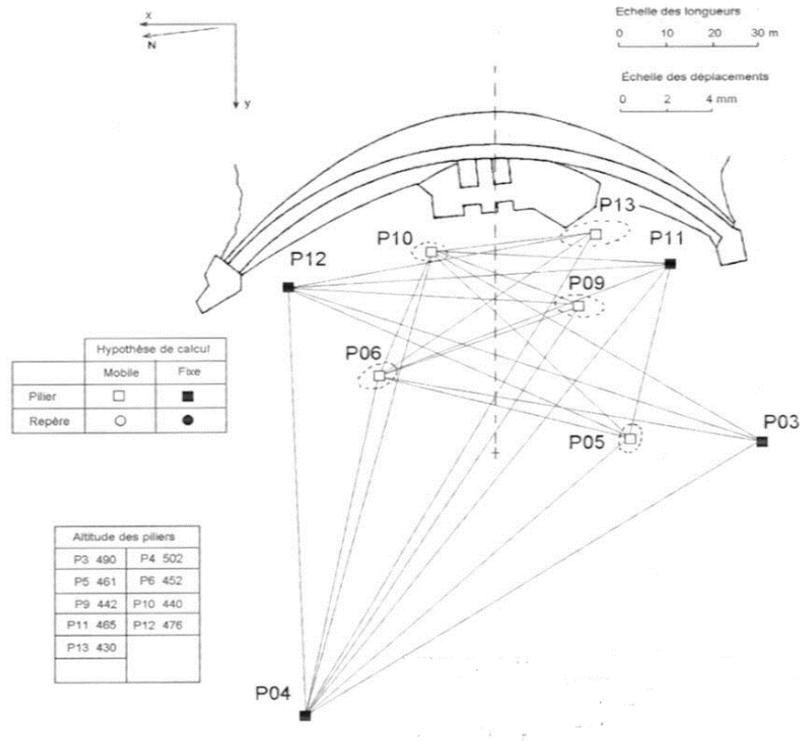


Figure 2.22 : Réseau topographique pour suivi des déformations

En prenant beaucoup de précision, la précision est d'au mieux un millimètre. Des expériences sont en cours pour utiliser des mesures par GPS ; les difficultés majeures sont d'obtenir une précision suffisante (en déplacement relatif) et de diminuer les coûts de fonctionnement. [18]

VIII.1.2. Nivellement :

Le nivellement de la crête d'un barrage ou de certains points du parement aval se fait de façon traditionnelle à partir de plots de nivellement fixés dans la structure elle-même et pas dans un parapet ou un trottoir qui pourrait avoir des mouvements propres. Les tassements verticaux à l'intérieur d'un barrage en remblais font généralement appel à des systèmes hydrauliques à vases communicant. [18]

VIII.2. DEFORMATION RELATIVES :

VIII.2.1. Tassomètre :

L'appareil de mesure dans le cas de barrage en remblai est constituée d'un tube plastique vertical mise en place dans la digue au fur et à mesure de la construction (figure 2.28 a et b), des plaques en acier (ou des bagues en métalliques) sont placées à des intervalles réguliers à l'extérieure du tube, solidaires du remblai et pouvant coulisser sur le tube. Une sonde à induction introduite dans le tube depuis la surface capte les interférences électromagnétiques créées par la présence des plaques en acier. la distance est mesurée par rapport à l'arête du bord supérieure du tube. la précision demandée est de l'ordre de $\pm 1\text{cm}$ en phase d'exploitation, pour des longueurs pouvant atteindre 100 m. cette mesure est toujours combinée avec un nivellement du couronnement. [1]

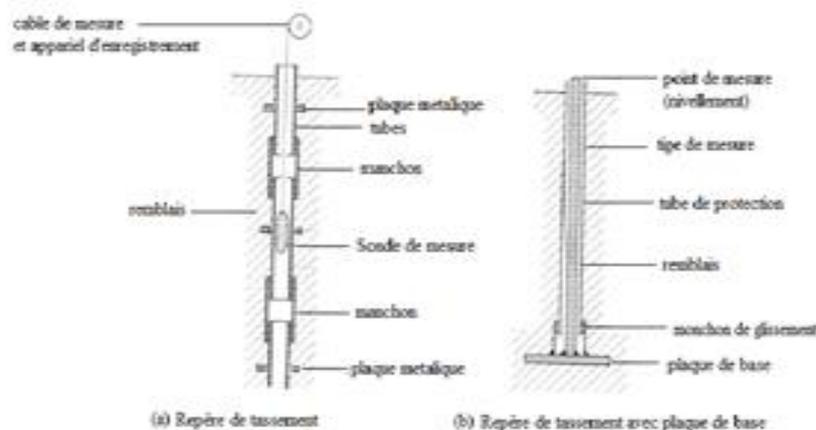


Figure 2.23 : Schéma représentatif des repères de tassement avec plaque de base

VIII.2.2. Extensomètre : « à corde vibrante » :

Il s'agit simplement d'une corde à piano tendue entre deux flasques solidaires du béton qui, en se déformant, fait varier la tension de la corde. Deux bobines placées au voisinage de la corde la font respectivement vibrer et enregistre la fréquence de vibration de laquelle on obtient la déformation par la relation :

$$L - L_0 = K(F^2 - F_0^2).$$

Avec

L : Longueur calculée

L_0 : Longueur initial

F : Fréquence mesurée

F_0 : Fréquence initiale

Les extensomètres sont disposés par 3 pour obtenir les déformations du plan et par 6 pour obtenir celles de l'espace. [19]

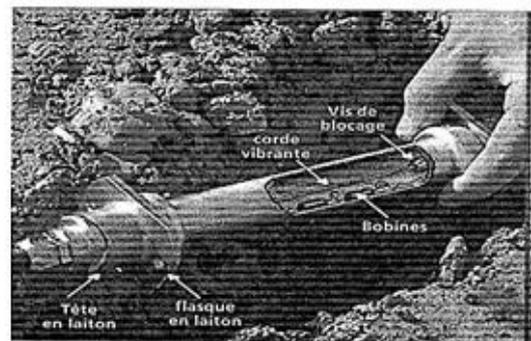
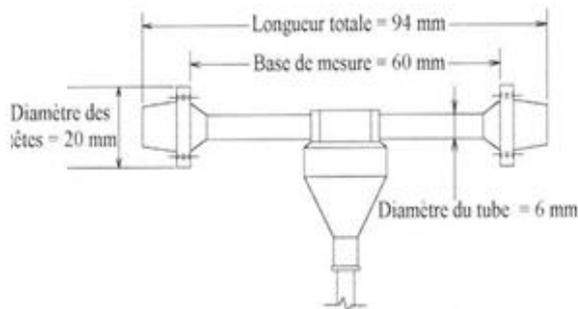


Figure 2.24 : Extensomètre à corde vibrante

VIII.3. INCLINAISONS :

Les mesures d'inclinaisons sont en général utilisées dans la surveillance des glissements de terrain.

VIII. 3.1. Les inclinomètres fixes :

Il s'agit de détecter l'inductance d'un pendule plonge dans un bain d'huile à l'aide de deux bobines.

VIII.3. 2. Les sondes inclinométriques en forage :

Dans une sonde, deux capteurs sont disposés de manière à mesurer simultanément les inclinaisons dans deux directions perpendiculaires, chaque capteur est équipé d'un servo-accelerateur dont la pression est de 10 radians. La sonde est descendue dans un tube rainuré solidaire du terrain. [19]

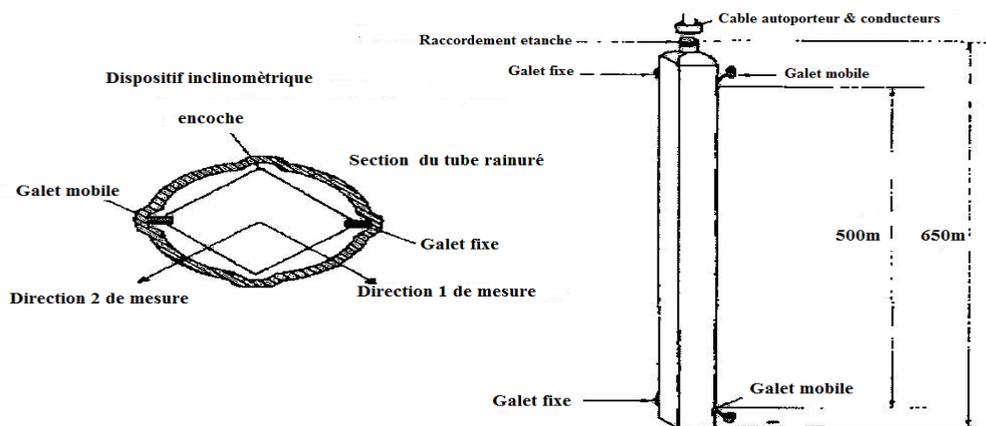


Figure 2.25 : Mesures d'inclinaison dans un barrage

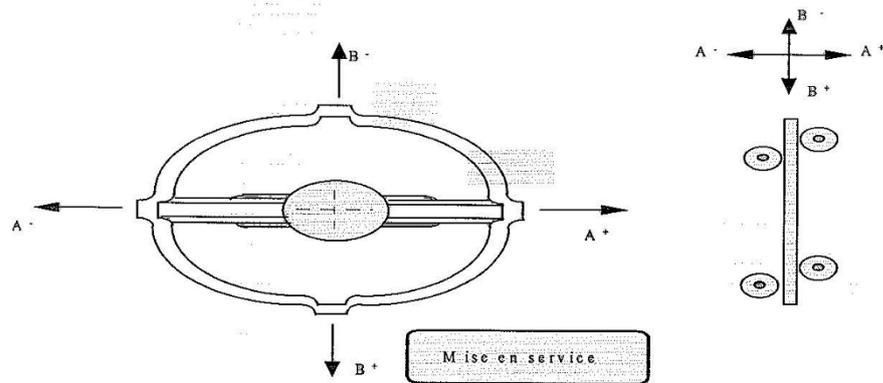


Figure 2.26 : schéma de l'inclinomètre fixe

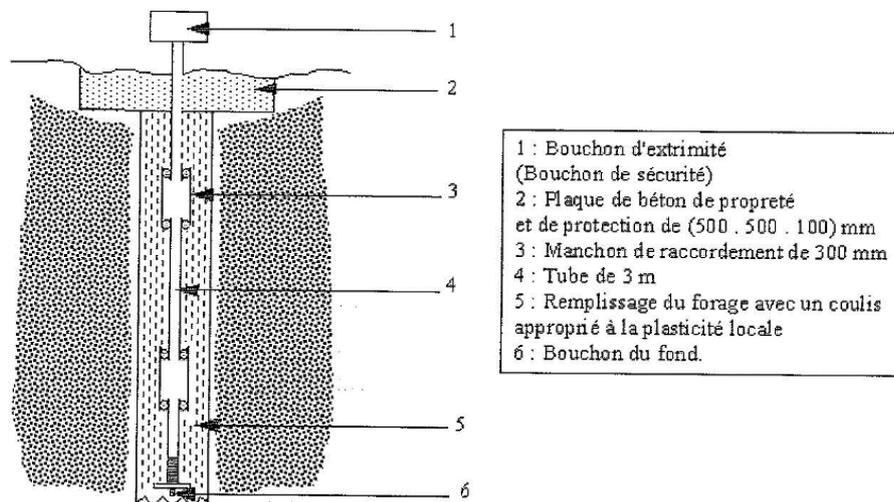


Figure 2.27 : Mise en forage de l'inclinomètre

IX. CONCLUSION :

Cette partie constitue une contribution bibliographique mettant en évidence la théorie de la consolidation. Cettedernière est à l'origine du tassement secondaire des remblais.

La consolidation dépende du niveau des contraintes en relation avec la contrainte et le degré de preconsolidation

L'amplitude des déformations du sol dépende de la nature de charges appliquées. Un remblai de présente souvent des déformations verticales, soit sous l'effet du chargement des remblais en hauteur, soit sous l'effet des variations de contraintes effectives.

L'évolution de ces déformations, pendant le projet permet de vérifier, par mesuré pendant l'exploitation, que le comportement de l'ouvrage répond aux critères initiaux pour lequel il a été conçu.

I. INTRODUCTION :

Pour les barrages à noyau central, les déformations verticales se distinguent selon deux phases :

- Tassement du à l'augmentation du poids pendant le remblai, c'est une déformation instantanée
- La consolidation après l'achèvement de la construction

L'objectif de l'évaluation des déformations verticales est de comparer le comportement de l'ouvrage par rapport à un référentiel de comportement standard, des déformations excessives on dépassant celles prévus au niveau du projet peuvent remettre en cause la sécurité globale de l'ouvrage.

La modélisation, en vue de l'estimation de ces déformations, est souvent le recours pour en juger le comportement global du barrage vis-à-vis de ce phénomène.

II. ETUDE DES DEFORMATIONS AU NIVEAU DU BARRAGE DE SIKKAKA « AÏN YUCEF » :

II.1. PRESENTATION DU BARRAGE :

Le barrage d'Aïn Youcef est situé sur l'oued de SIKKAK, à la hauteur de «Gaadet Boukaden », à environ de 1 km du village d'Aïn Youcef et à 20 km au nord de la ville Tlemcen. Le site de barrage est accessible à partir des chemins de wilaya CW38 et CW 71 (Figure 3.1). Le bassin versant de l'Oued SIKKAK, à la hauteur du barrage, occupe une superficie de 326 Km². Sa partie supérieure, d'une superficie de 85 km², est exploitée par le barrage de Meffrouche, le bassin net en correspondance du site du barrage d'Aïn Youcef est de 241km² (Rouissat. N, 2007).

Le barrage de SIKKAK est destiné à satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation de la plaine de Hennaya et la vallée de l'Oued SIKKAK. Le volume que régularise annuellement le barrage est de 22Hm³.

Lors de l'exploitation du barrage, et en fonction des besoins croissants du groupement urbain de Tlemcen en Alimentation en eau potable, un transfert a été réalisé pour un volume annuel de 7 millions de m³.

II.2. DESCRIPTION DU CORPS DU BARRAGE :

Le barrage de Sikkak à une hauteur maximale de 52,3m au-dessus de sa fondation. C'est un ouvrage en terre, zonée, constituée d'un noyau en argile. Ce dernier est protégé contre l'érosion interne à l'aide d'une couche de filtre et d'une couche de matériau de transition. Il est encadré par des recharges en amont et en aval qui sont réalisées en alluvion et grès. Sa fondation est constituée par les grès

- La longueur en crête du barrage est de 497m,
- La largeur en crête du barrage est de 10m,
- Cote d'exploitation normale : 218 NGA
- Cote de la retenue : 223.60 NGA

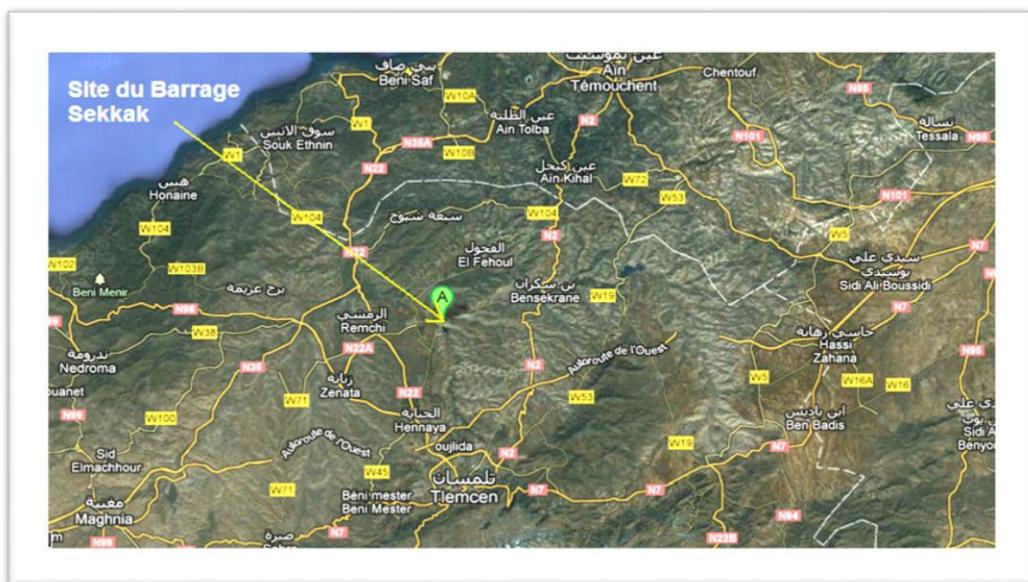


Figure 3.1 : Vue par satellite de la situation du barrage SIKKAK (Google Map)

II.3. GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE :

Le site de barrage et la cuvette se trouve dans le bassin sédimentaire de la moyenne de Tafna. Ce bassin est constitué de dépôt de Miocène inférieur et du domaine atlastique. Sa partie supérieure se termine par une couche d'alluvions plio-quadernaires, cachée par des encroûtements carbonatés plus récents.

Le bassin de la moyenne Tafna, en ce qui concerne le plateau de Hennaya, est colmaté par des terrains grésio-pélimitique de faciès littoral et de mer peu profonde. Il a ressenti des phases terminales de la tectogenèse compressive atlastique attestée par une structure à plis amples.

Les sols de surface constitués d'alluvions et de colluvions argileuses confèrent à la cuvette du barrage une bonne capacité de rétention d'eau. Les affleurements de grés dans le voisinage immédiat des ouvrages peuvent constituer des chemins préférentiels de percolation.

En ce qui concerne la géologie du site, ce dernier se caractérise par la présence de quatre unités ou faciès de roches sédimentaires. Les excavations réalisées aux emplacements de l'évacuateur de crues et de galerie de dérivation, ainsi que les forages exécutés lors des travaux de reconnaissance, des plots d'essai pour les injections et du rideau d'injections ont permis de préciser certains aspects de cette stratigraphie.

II.4. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL SERVANT A L'ETUDE DES DEFORMATIONS AU NIVEAU DU BARRAGE :

II.4.1. Introduction :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Ce logiciel, développé par l'équipe du professeur Vermeer nous permet la représentation des situations réelles en modèles plan axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe vertical de l'ouvrage à étudier.

Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows, pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme, l'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculassions, Output et Curvers).

Conçu par des géotechniciens numériques, le code d'éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plastisité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté de méthodes de résolutions et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti, bien que très fiables sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision

(triangle à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable rare ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisées et rapide.

Enfin, les options simplifiées (initiations des contraintes, pression interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

Le système d'option par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage, l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds lés, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

II.4.2. Les points forts de plaxis :

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats,
- Générateur automatique de maillage,
- Jeu complet de lois de comportement du sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportements,
- Couplages avec les calculs d'écoulements et de consolidation,
- Prise en compte des éléments de structure et l'interaction sol-structure,
- Calcul de coefficient de sécurité et l'étude de stabilité.

II.4.3. Modèles de comportements dans plaxis :

Les modèles de comportement des sols sont très nombreux, on peut citer par exemple le modèle de Mohr - Coulomb. Le comportement de Mohr - Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le cercle de Mohr, la droite intrinsèque est représenté par $\tau = \sigma_n \tan\varphi + C$ ou σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielle de cisaillement, et C , φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur d'un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

III. ANALYSE DES DEFORMATIONS DU BARRAGE :

La motivation pour le choix de ce type de barrage en terre est sa composition de plusieurs zones de matériaux ayant des comportements différents. Les actions mutuelles entre matériaux de volume distinctes, l'effet contact peuvent provoquer des écarts importants sur les déformations verticales.

L'objectif de cette partie est d'analyser la déformation du barrage. Cette analyse est basée essentiellement sur la modélisation. L'application est faite sur le barrage de SIKKAK. Deux cas de modélisation ont été considérés :

- Cas 1 : déformation verticale sous l'effet de poids propre
- Cas 2 : déformation verticale avec l'influence de la charge hydraulique.

L'étude est menée en considérant les paramètres mécaniques et hydrauliques (Tableau 3.1) concernant le corps du barrage :

Tableau 3.1 : Paramètres mécaniques et hydrauliques du barrage SIKKAK
(Tecsult, 2005).

Couche	γ_h [KN/m ³]	γ_{sat} [KN/m ³]	C' [KN/m ²]	ϕ' [°]	k_h [m/s]
Corps du barrage					
Noyau argile ■	20,10	20,70	2,1	19,5	10 ⁻⁸
Filtre sable ■	20,10	21,60	0	33	10 ⁻⁵
Transition ■	20,60	22,10	0	38	10 ⁻⁴
Alluvions □	18,30	20,40	0	30	10 ⁻⁵
Fondation					
Grés ■	22	22,50	32	34	10 ⁻⁵
Pélite bleu ■	22,80	22,90	0	39	10 ⁻⁷

Le profil type utilisé au niveau de la modélisation est consigné sur la Figure 3.1 :

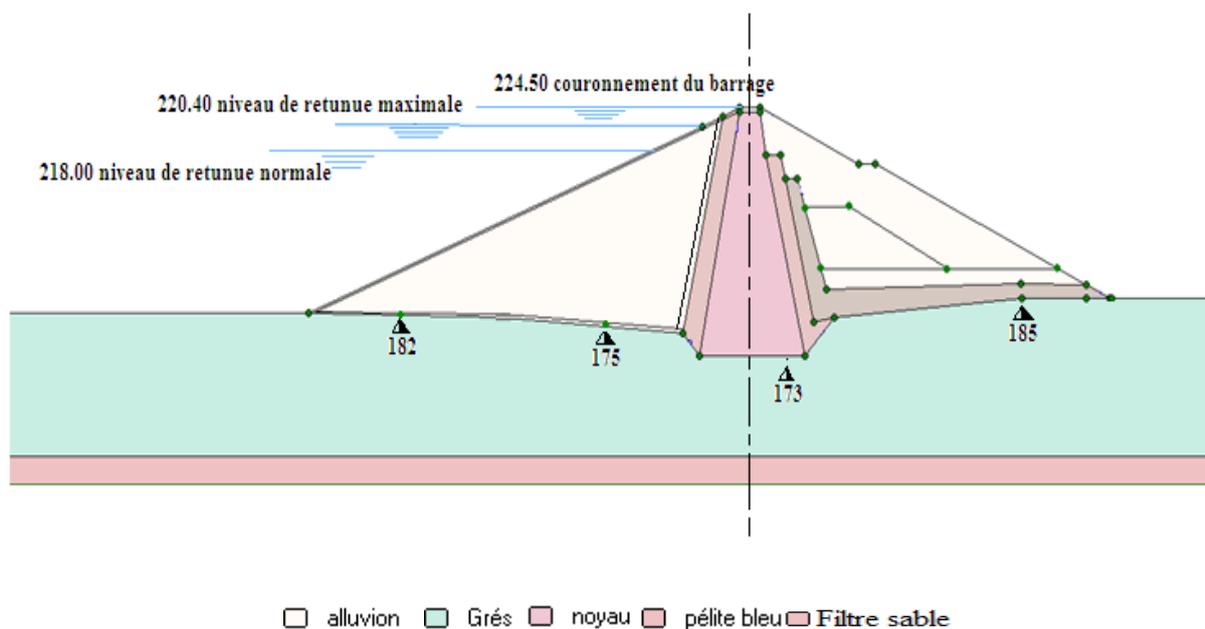


Figure 3.2 : Profil type du barrage SIKKAK (Tecsult, 2005).

IV. RESULTATS DE LA MODELISATION :

IV.1. DEFORMATION VERTICALE SOUS L'EFFET DE POIDS PROPRE :

Au niveau du premier cas de l'étude de la déformation verticale sous l'effet de poids propre, la discrétisation du profil servant à la modélisation est représenté sur la Figure 3.2

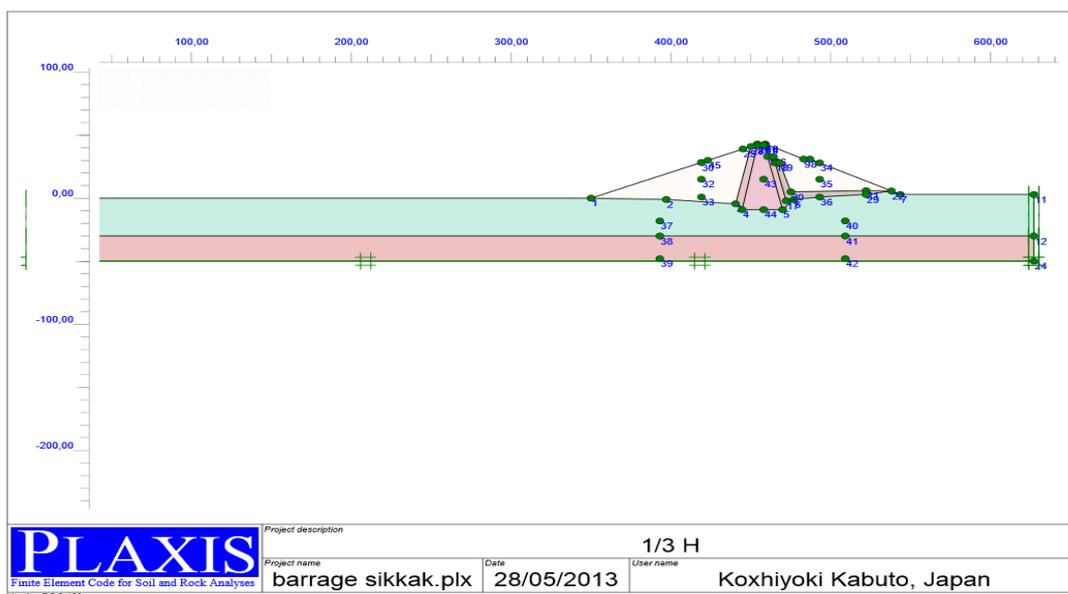


Figure 3.2' : Représentation du modèle géométrique du barrage.

La figure 3.3 donne la déformation du profil en arrêtant les conditions aux limites

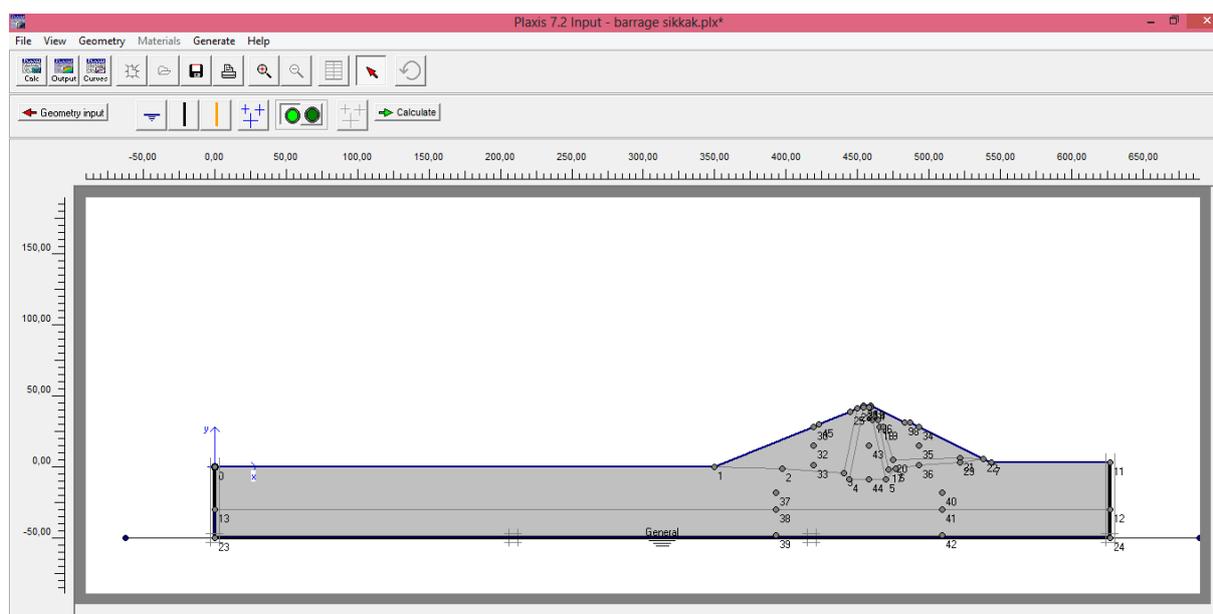


Figure 3.3 : Profil du barrage avec condition aux limites

Pour des raisons liées à l'interprétation des résultats, il a été défini cinq profils d'analyse en fonction de la position par rapport au barrage.

- Profil A : situé dans la partie recharge amont du barrage,
- Profil B : situé au niveau du noyau central,
- Profil C : situé dans la partie recharge aval du barrage,
- Profil D : situé au niveau des fondations amont,
- Profil E : situé au niveau des fondations aval.

La figure 3.4 illustre la position des différents profils servant à l'analyse des déformations.

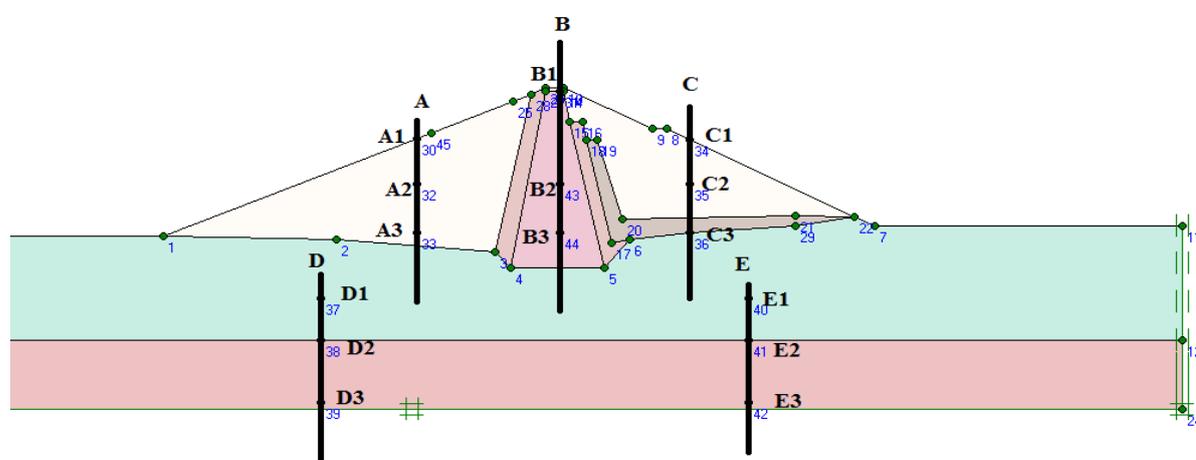


Figure 3.4 : Position des profils d'analyse

Le tableau 3.2 donne les caractéristiques des profils d'analyse ainsi que les points d'évaluation des déformations

Tableau 3.2. : Caractéristiques des profils d'analyse

Profils	Position	Points d'analyse	
		Points	Cote par rapport à la base du barrage
A	Recharge amont	A1	28
		A2	15
		A3	1
B	Noyau central	B1	42
		B2	15
		B3	1
C	Recharge avale	C1	28
		C2	15
		C3	1
D	Fondation amont	D1	-18
		D2	-30
		D3	-48
E	Fondation avale	E1	-18
		E2	-30
		E3	-48

Les résultats de chaque cas étudié sont présentés sous la forme des variations de déformations totales, déplacements verticaux et horizontaux. Il est également présenté, pour chaque cas, le maillage servant à la discrétisation du massif.

Les figures 3.5 et 3.6 illustrent respectivement le schéma représentatif du maillage du massif ainsi que sa déformation.

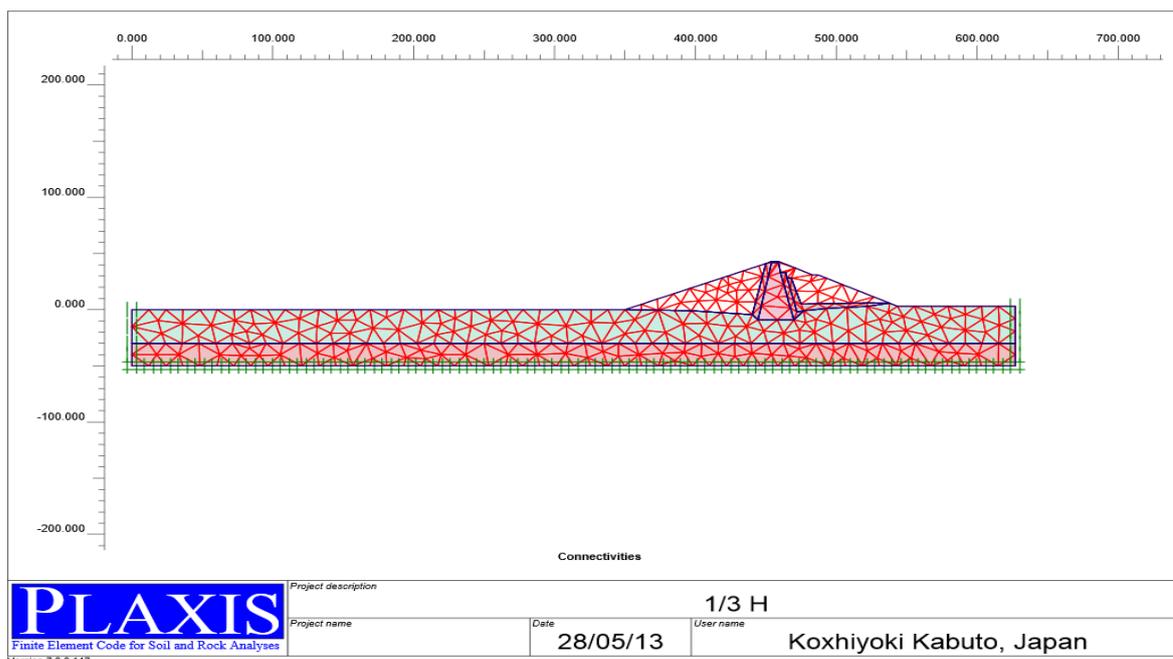


Figure 3.5 : Schéma représentatif du maillage

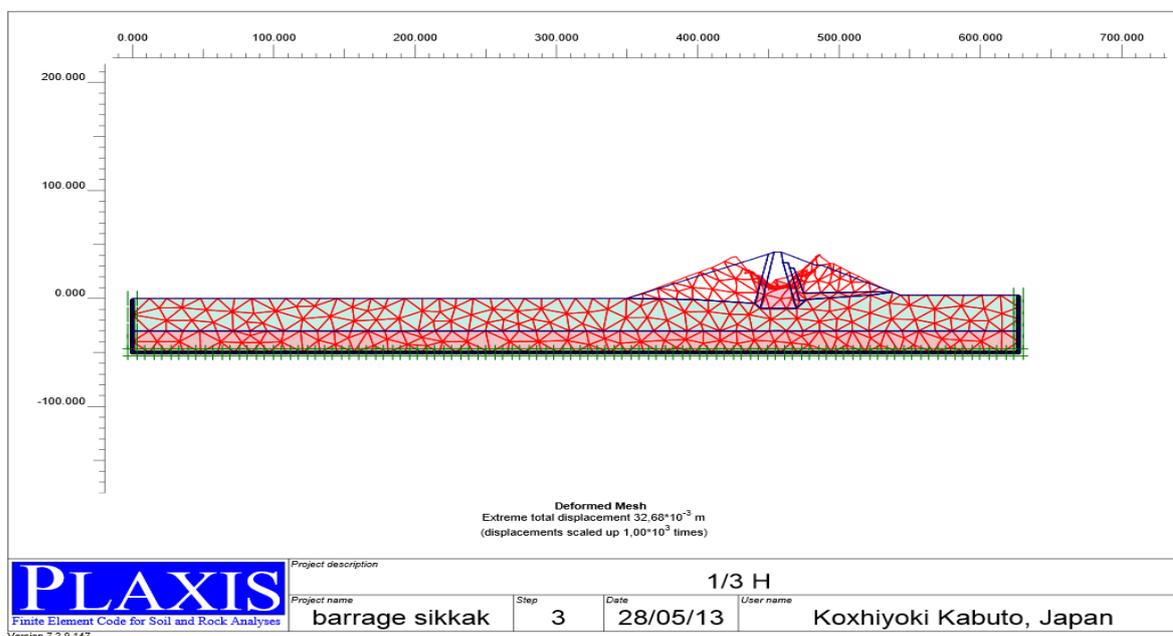


Figure 3.6 : Schéma représentatif de la déformation du maillage-Influence du poids propre

IV.1.1. Analyse des déplacements :

Les déplacements totaux (Total displacements) représentent les déplacements cumulés absolus u , calculés à partir des composantes horizontales (x) et verticales (y) des déplacements à chaque nœud (Figure 3.7).

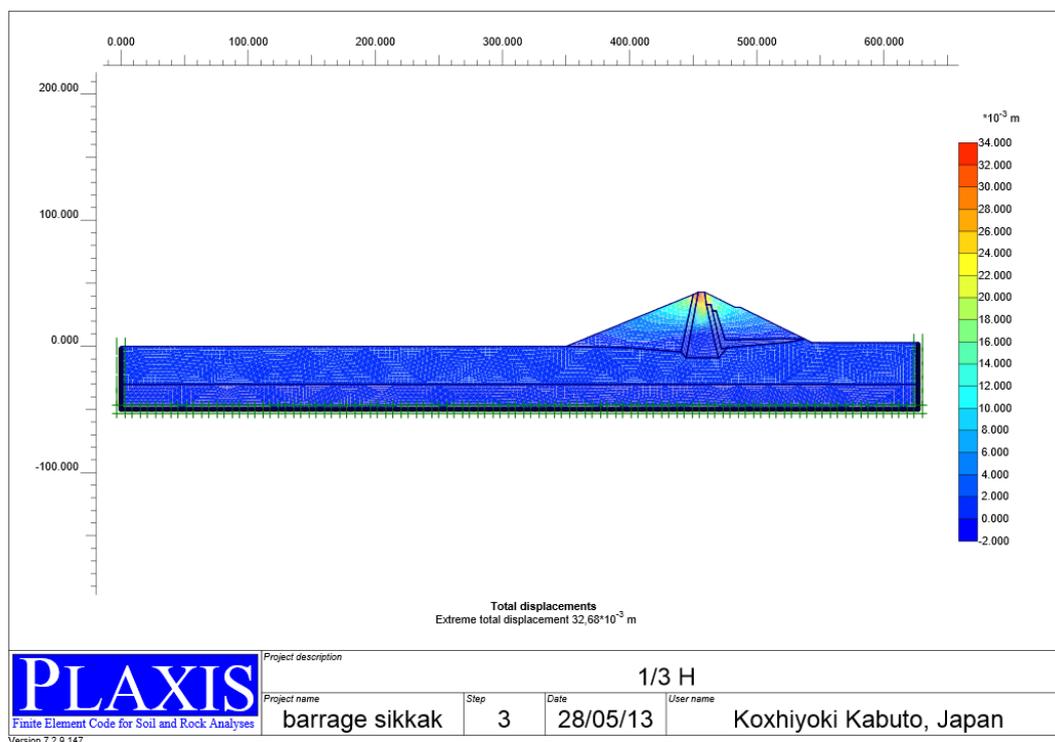


Figure 3.7 : Schéma représentatif du déplacement total - Influence du poids propre

IV.1.2. Analyse des contraintes :

Les résultats graphiques de la modélisation relatifs à l'état des contraintes, sont représentés sur les figures 3.8 et 3.9 qui donnent respectivement l'état des contraintes effectives et totales. Le champs de variation des pressions interstitielles est représenté sur la figure 3.10

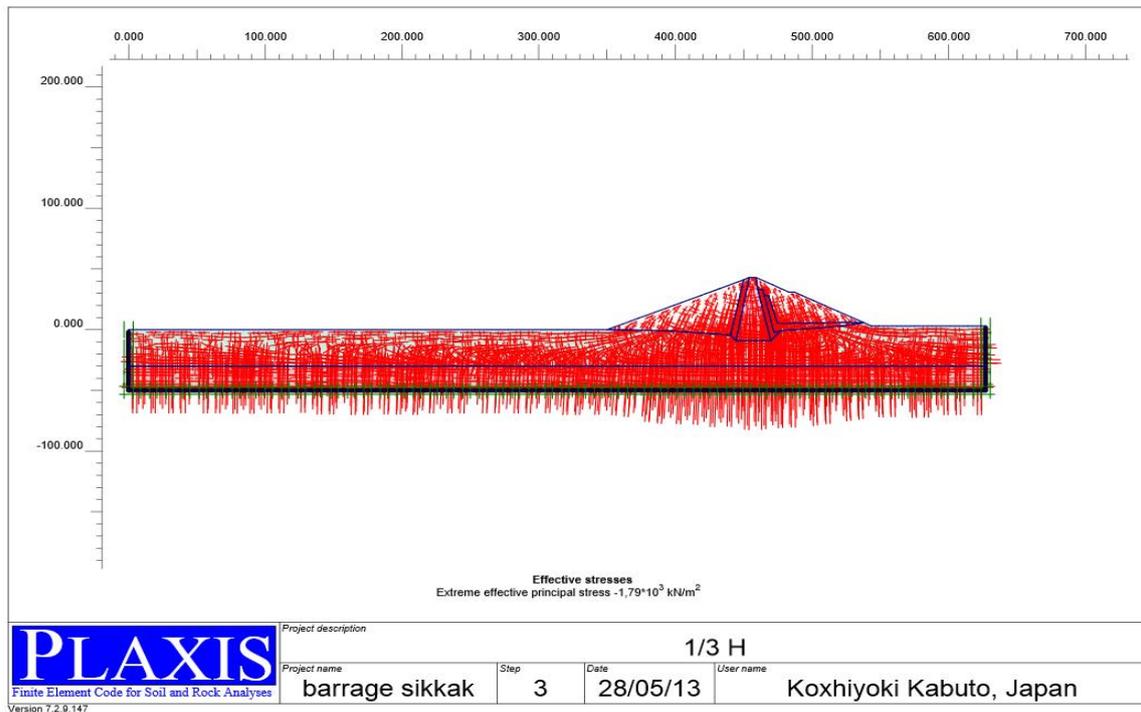


Figure 3.8 : Schéma représentatif des contraintes effectives – Influence du poids propre

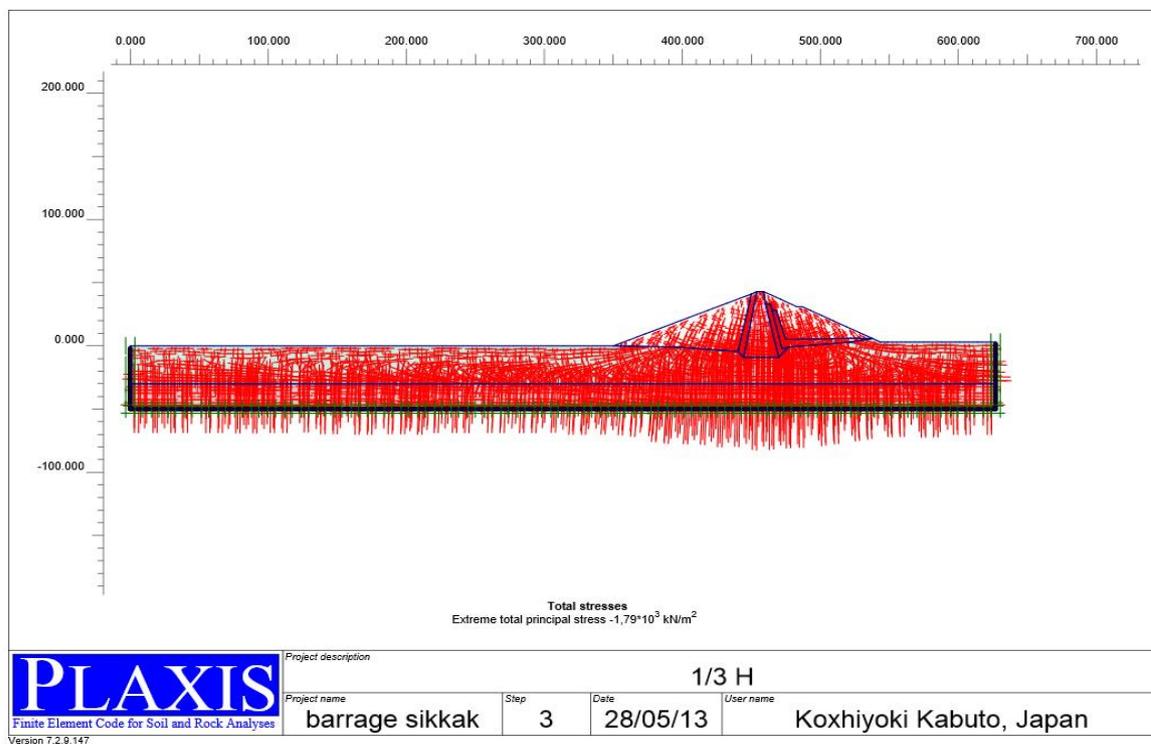


Figure 3.9 : Schéma représentatif des contraintes totales-Influence du poids propre

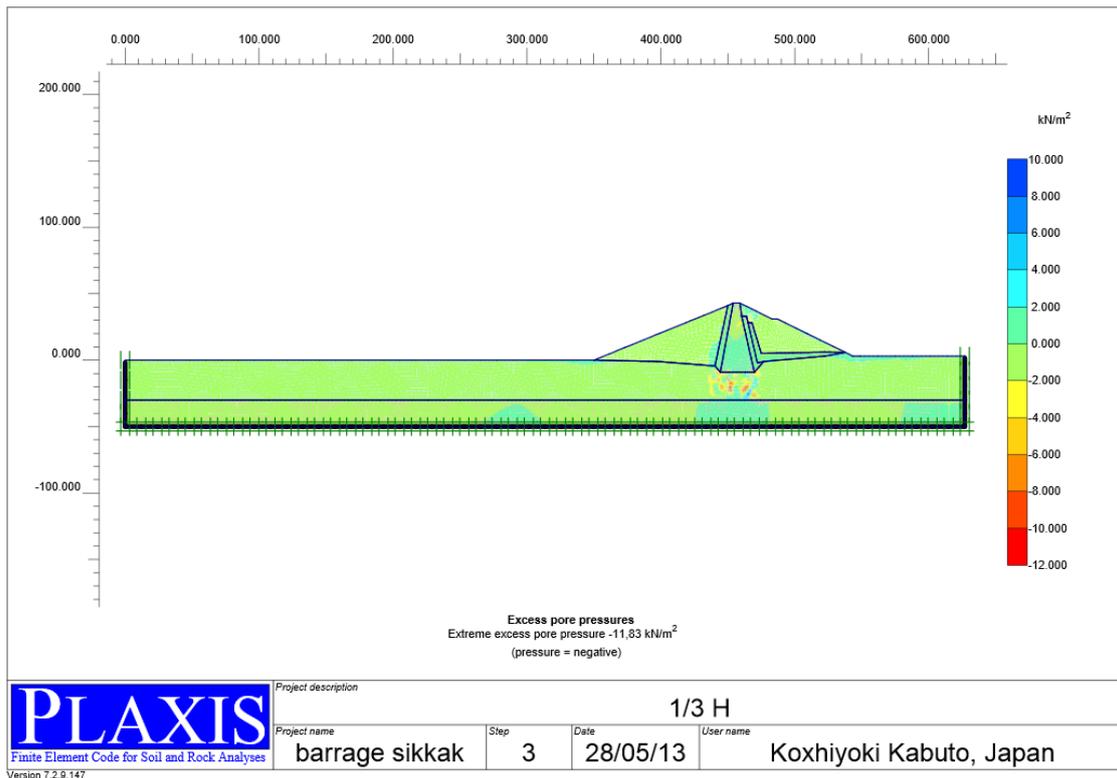


Figure 3.10 : schéma représentatif des pressions interstitielles –Influence du poids propre

Les résultats analytiques, relatifs au premier cas de modélisation sont consignés sur le Tableau 3.3 :

Tableau 3.3 : Synthèse des résultats de la modélisation –déformation verticale sous l'effet du

Poids propre

Profils	Coordonnées		Déplacements verticaux [m]	Contraintes totales [KN/m ²]	Contraintes effectives [KN/m ²]	Pressions interstitielles [KN/m ²]	Déplacements horizontaux [m]
	X	Y					
A	419	28	0.070	21.443	18.380	0.196	0.092
	419	15	0.048	142.989	141.122	0.222	0.058
	419	1	0.040	308.036	305.307	0.295	0.027
B	458	42	0.230	17.024	15.315	0.515	0.292
	458	15	0.031	194.883	190.198	0.518	0.032
	458	1	0.017	388.537	384.274	1.221	0.041
C	493	28	0.080	18.120	12.491	0.053	0.083
	493	15	0.041	130.623	127.174	0.269	0.039
	493	1	0.023	339.419	239.162	0.337	0.002
D	393	-18	0.270	467.263	459.328	0.989	0.052
	393	-30	0.070	392.002	380.076	0.283	0.010
	393	-48	0.010	529.486	527.121	0.267	0.005
E	509	-18	0.080	390.686	388.759	1.483	0.029
	509	-30	0.033	301.059	301.881	0.304	0.026
	509	-48	0.014	557.697	583.044	0.381	0.019

IV.2. DEFORMATIONS VERTICALES AVEC L'INFLUENCE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE :

La charge utilisée au niveau de la modélisation est celle correspond à la côte PHE soit H=30m

L'objectif de cette étape de modélisation et d'analyser, en régime permanent, l'influence des pressions interstitielles sur les déformations des zones du barrage.

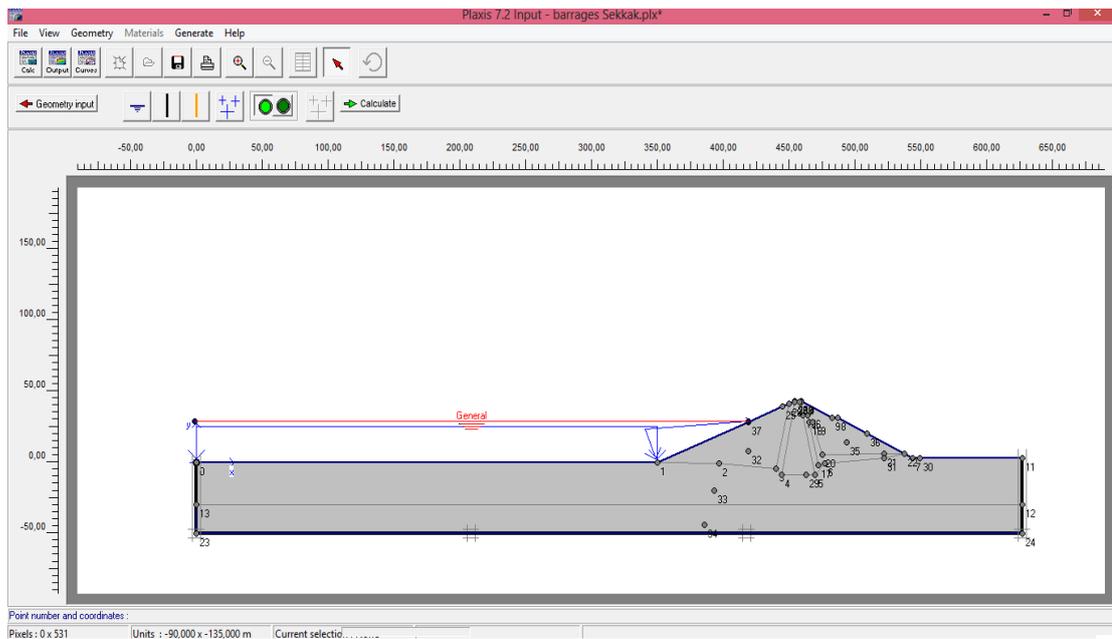


Figure 3.11 : Profil du barrage avec condition aux limites ($H=30m$)

La figure 3.12, résume pour ce cas de modélisation la déformation du maillage

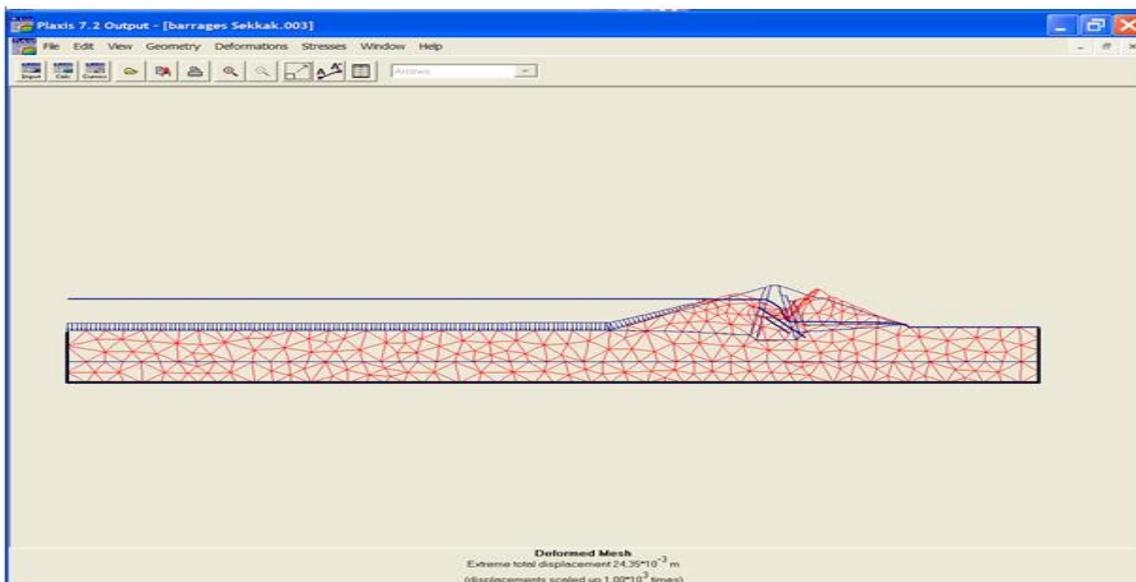


Figure 3.12 : Schéma représentatif de la déformation du maillage –influence de la charge hydraulique

IV.2.1. Analyse des déplacements :

Les déplacements totaux (Total displacements) représentent les déplacements cumulés absolus u , calculés à partir des composantes horizontales (x) et verticales (y) des déplacements à chaque nœud (figure 3.13)

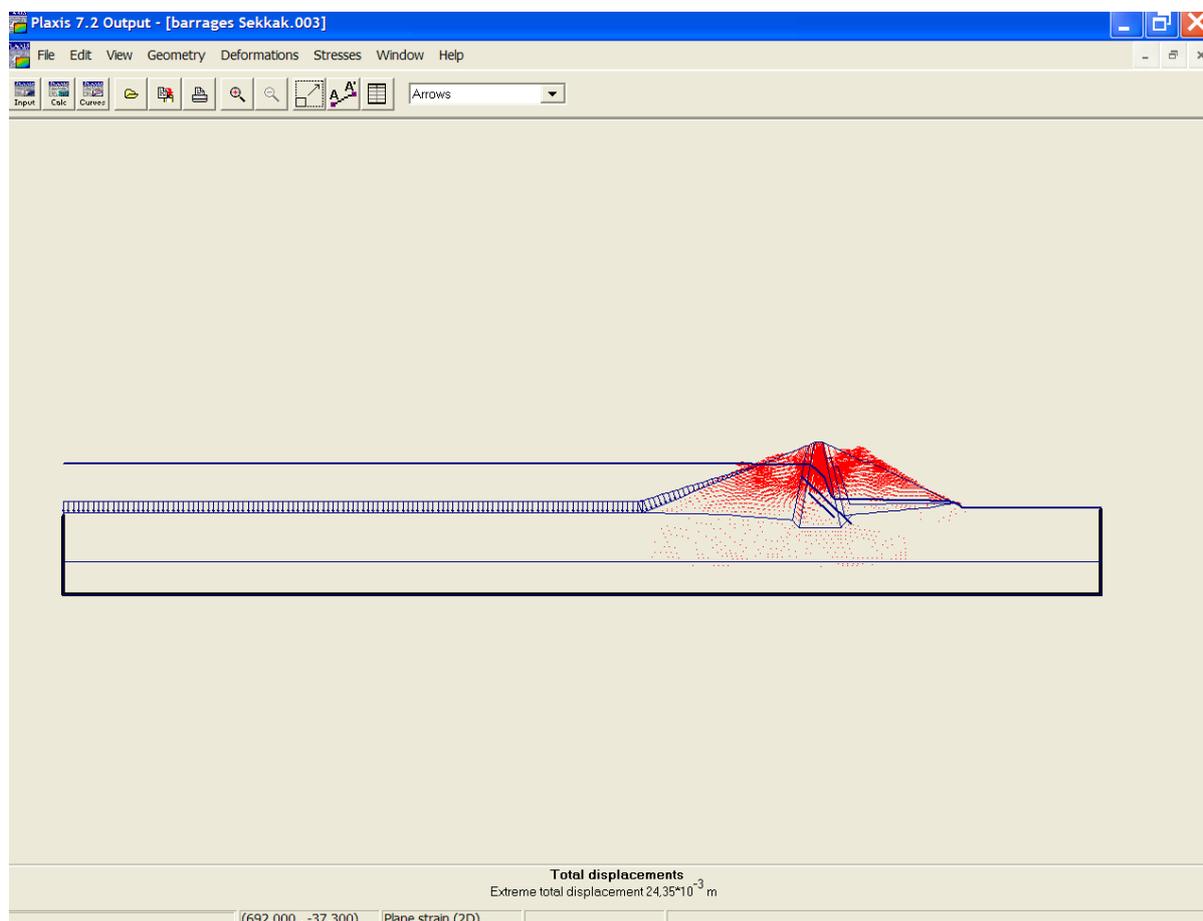


Figure 3.13 : Schéma représentatif du déplacement total –Influence de la charge hydraulique

IV.2.2. Analyse des contraintes :

Les résultats graphiques de la modélisation relatifs à l'état des contraintes, sont représentés sur les figures 3.14 et 3.15 qui donnent respectivement l'état des contraintes effectives et totales.

Les figures 3.16 et 3.17 montrent l'évolution des pressions interstitielles dans le corps du barrage ainsi que la distribution des lignes équipotentielles.

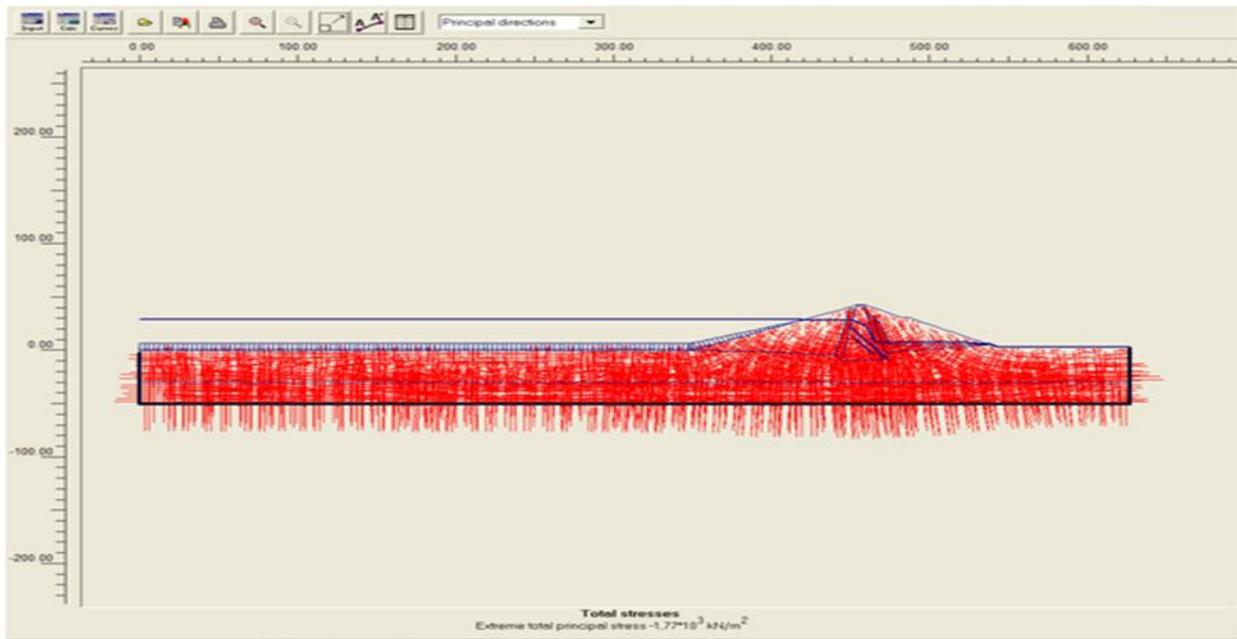


Figure 3.14 : Schéma représentatif des contraintes totales - Influence de la charge hydraulique

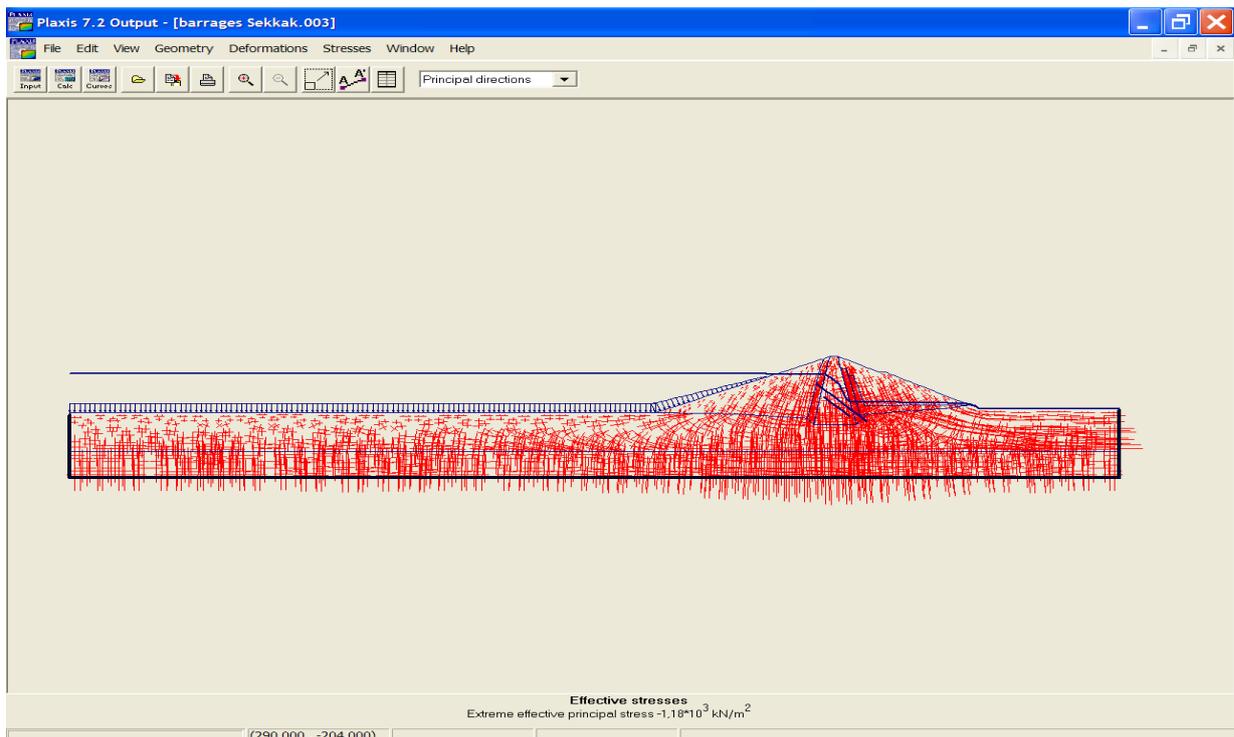


Figure 3.15 : Schéma représentatif des contraintes effectives - Influence de la charge hydraulique

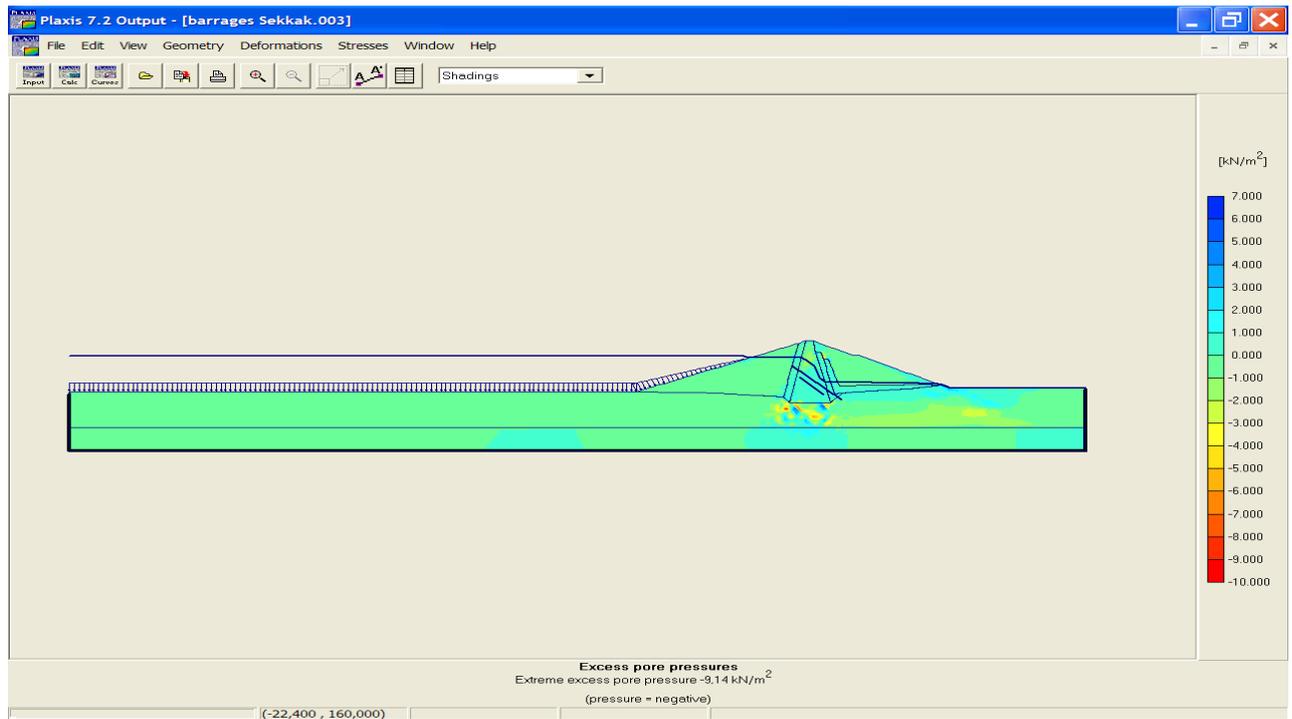


Figure 3.16 : Schéma représentatif des pressions interstitielles - influence de la charge hydraulique

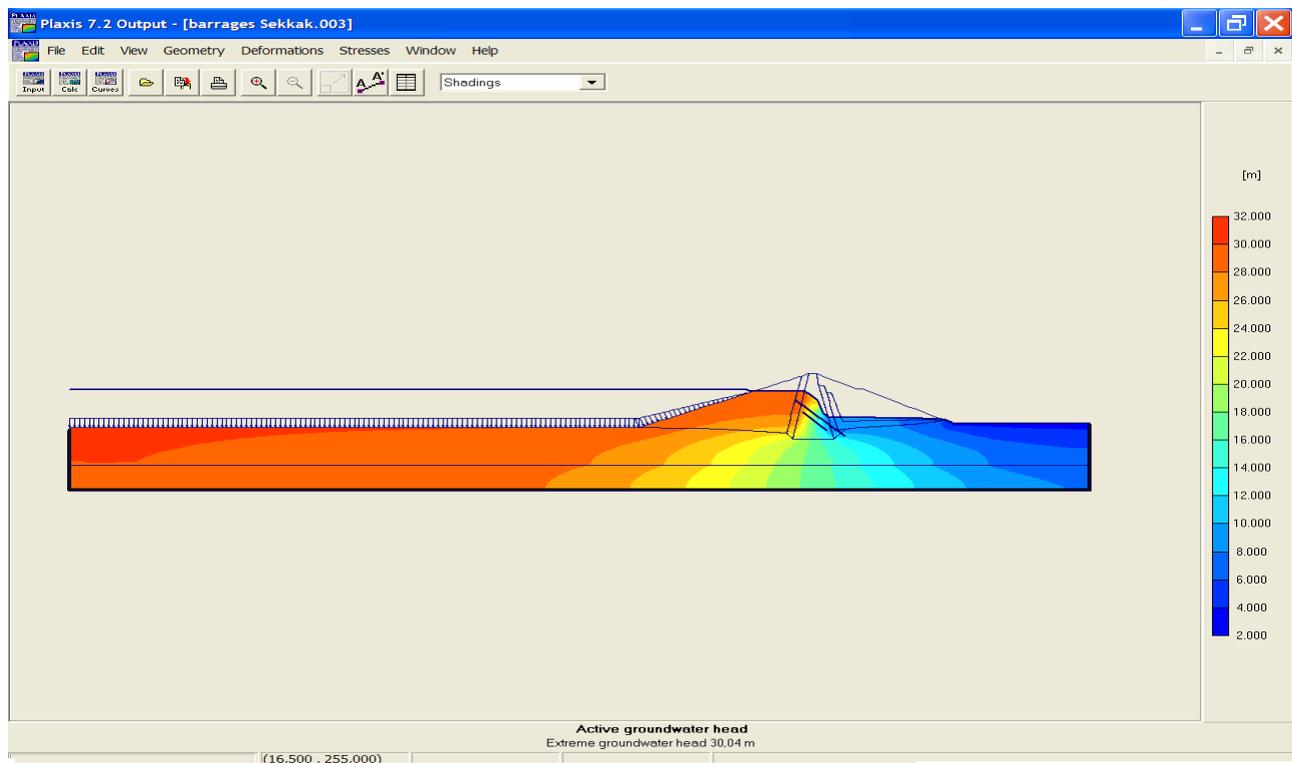


Figure 3.17 : Schéma représentatif des charges (équipotentielles) dans le massif du barrage

Les résultats analytiques, relatifs au cas de modélisation avec l'influence de la pression interstitielle sont consignés sur le tableau 3.4:

Tableau 3.4 : Synthèse des résultats de la modélisation –déformation verticale avec l'influence de la charge hydraulique

Profils	Coordonnées		Déplacements verticaux [m]	Contraintes totales [KN/m ²]	Contraintes effectives [KN/m ²]	Pressions interstitielles [KN/m ²]	Déplacements Horizontaux [m]
	X	Y					
A	419	28	0.617	11.906	8.712	0.678	0.113
	419	15	0.035	217.665	121.436	0.175	0.038
	419	1	0.011	350.00	140358	0.203	0.035
B	458	42	2.745	13.51	13.089	0.395	0.0229
	458	15	0.221	247.365	193.400	0.342	0.036
	458	1	0.027	479.01	320.652	0.745	0.002
C	493	28	0.069	18.610	16.785	0.423	0.070
	493	15	0.033	135.919	134.636	0.210	0.033
	493	1	0.021	303.692	222.480	0.00	0.021
D	393	-18	0.028	347.832	252.836	0.572	0.029
	393	-30	0.025	383.811	233.588	0.202	0.027
	393	-48	0.002	436.108	325.225	0.199	0.003
E	509	-18	0.264	312.774	318.054	1.118	0.028
	509	-30	0.253	343.809	275.609	0.327	0.024
	509	-48	0.001	336.356	336.383	0.316	0.001

V. SYNTHÈSE DES RESULTATS :

Le tableau 3.5 récapitule les résultats analytiques des différents cas de modélisations étudiés.

L'analyse comparative et paramétrée sera menée en terme de :

- Déplacements,
- Contraintes totales,
- Contraintes effectives,
- Pressions interstitielles.

Tableau 3.5 : Synthèse globale- Etude comparative et paramétrée

Charge (m)	Profils	Points	Déplacements verticaux [m]	contraintes totales [KN/m ²]	Contraintes effectives [KN/m ²]	Pressions interstitielles [KN/m ²]	Déplacements horizontaux [m]
Sous l'effet du poids propre							
H=0	A	A1	0.070	21.443	18.380	0.196	0.092
		A2	0.048	142.989	141.122	0.222	0.058
		A3	0.040	308.036	305.307	0.295	0.027
	B	B1	0.230	17.024	15.315	0.515	0.292
		B2	0.031	194.883	190.198	0.518	0.032
		B3	0.017	388.537	384.274	1.221	0.041
	C	C1	0.080	18.120	12.491	0.053	0.083
		C2	0.041	130.623	127.174	0.269	0.039
		C3	0.023	339.419	239.162	0.337	0.002
	D	D1	0.270	467.263	459.328	0.989	0.052
		D2	0.070	392.002	380.076	0.283	0.010
		D3	0.010	529.486	527.121	0.267	0.005
	E	E1	0.080	390.686	388.759	1.483	0.029
		E2	0.033	301.059	301.881	0.304	0.026
		E3	0.014	557.697	583.044	0.381	0.019
Avec influence de la charge hydraulique							
H=30	A	A1	0.617	11.906	8.712	0.678	0.113
		A2	0.035	217.665	121.436	0.175	0.038
		A3	0.011	350.00	140358	0.203	0.035
	B	B1	2.745	13.51	13.089	0.395	0.0229
		B2	0.221	247.365	193.400	0.342	0.036
		B3	0.027	479.01	320.652	0.745	0.002
	C	C1	0.069	18.610	16.785	0.423	0.070
		C2	0.033	135.919	134.636	0.210	0.033
		C3	0.021	303.692	222.480	0.00	0.021
	D	D1	0.028	347.832	252.836	0.572	0.029
		D2	0.025	383.811	233.588	0.202	0.027
		D3	0.002	436.108	325.225	0.199	0.003
	E	E1	0.264	312.774	318.054	1.118	0.028
		E2	0.253	343.809	275.609	0.327	0.024
		E3	0.001	336.356	336.383	0.316	0.001

VI. PRESENTATION DES RÉSULTATS :

Dans un soucis d'interprétation efficace et rationnelle, une étude paramétrée a été engagée sur les différents profils d'analyse arrêtés au niveau du corps du barrage.

VI.1. ANALYSE SELON LE CRITERE ALTIMETRIE :

VI.1.1.Effet du poids propre :

Cette analyse est conduite en considérant les variations des déplacements horizontaux et verticaux sur les différents profils. Les figures 3.18 et 3.19 donnent la variation des déplacements verticaux sur l'ensemble des profils, respectivement au niveau du corps du barrage et au niveau des fondations.

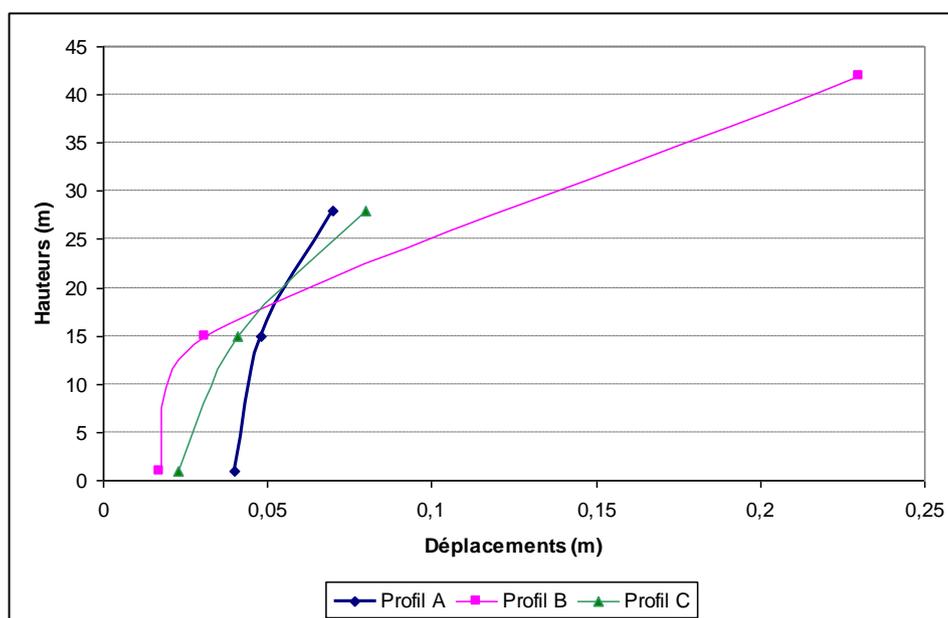


Figure 3.18 : Variation des déplacements verticaux –Influence du poids propre-Corps du barrage

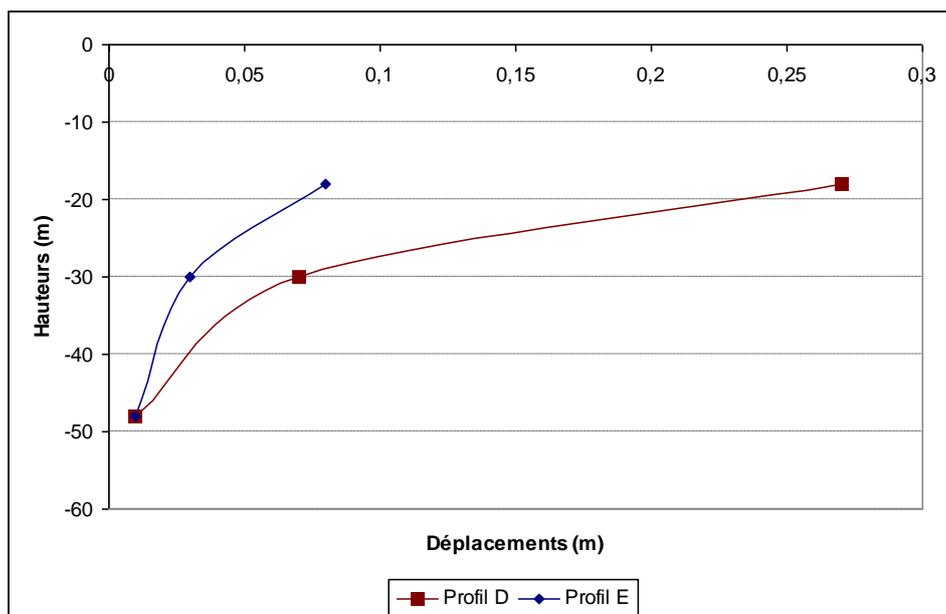


Figure 3.19 : Variation des déplacements verticaux –Influence du poids propre - Fondations du barrage

Les figures 3.20 et 3.21 donnent la variation des déplacements horizontaux sur l'ensemble des profils, respectivement au niveau du corps du barrage et au niveau des fondations.

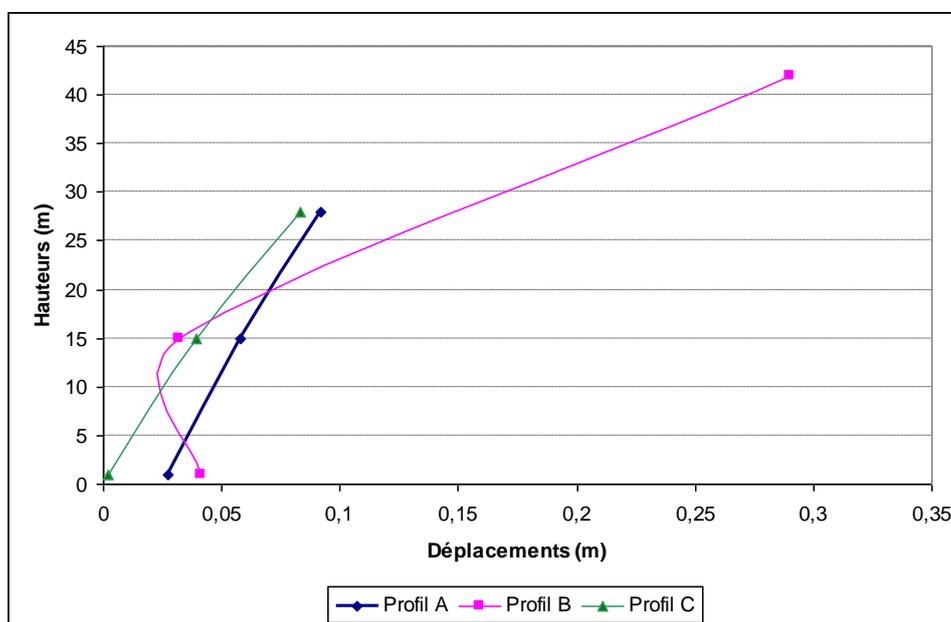


Figure 3.20 : Variation des déplacements horizontaux –Influence du poids propre - Corps du barrage

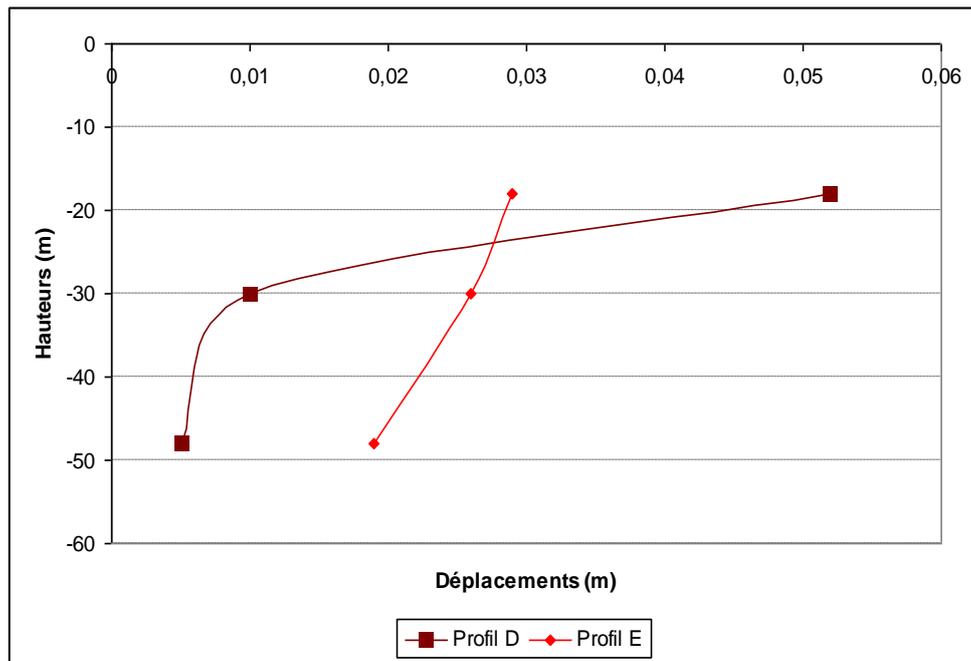


Figure 3.21 : Variation des déplacements horizontaux –Influence du poids propre - Fondation du barrage

VI.1.2. Ecoulement permanent :

Les figures 3.22 et 3.23 donnent la variation des déplacements verticaux sur l'ensemble des profils, respectivement au niveau du corps du barrage et au niveau des fondations. Cette variation est analysée dans le cas du remplissage du réservoir.

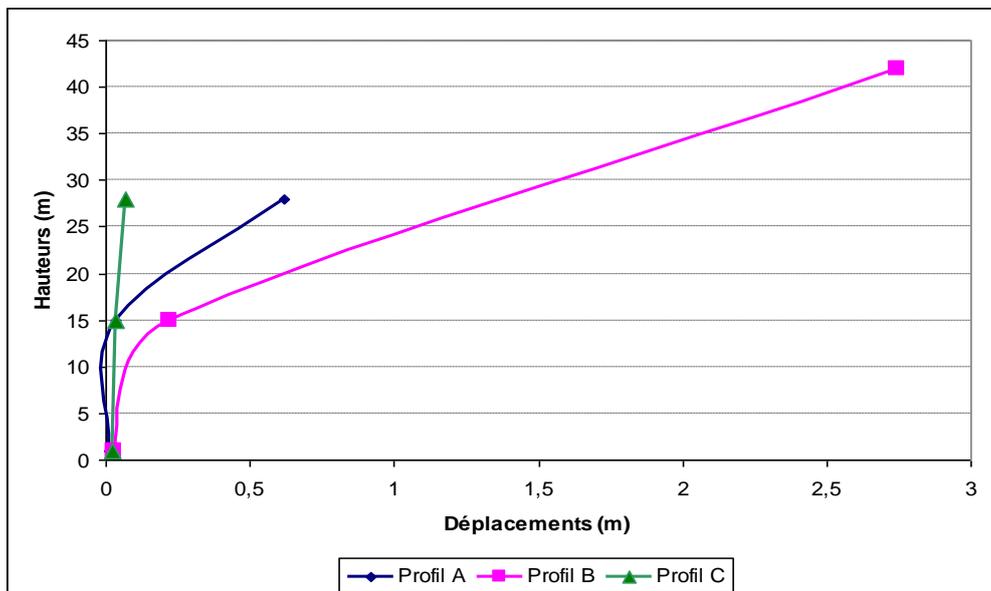


Figure 3.22 : Variation des déplacements verticaux –Ecoulement permanent - Corps du barrage

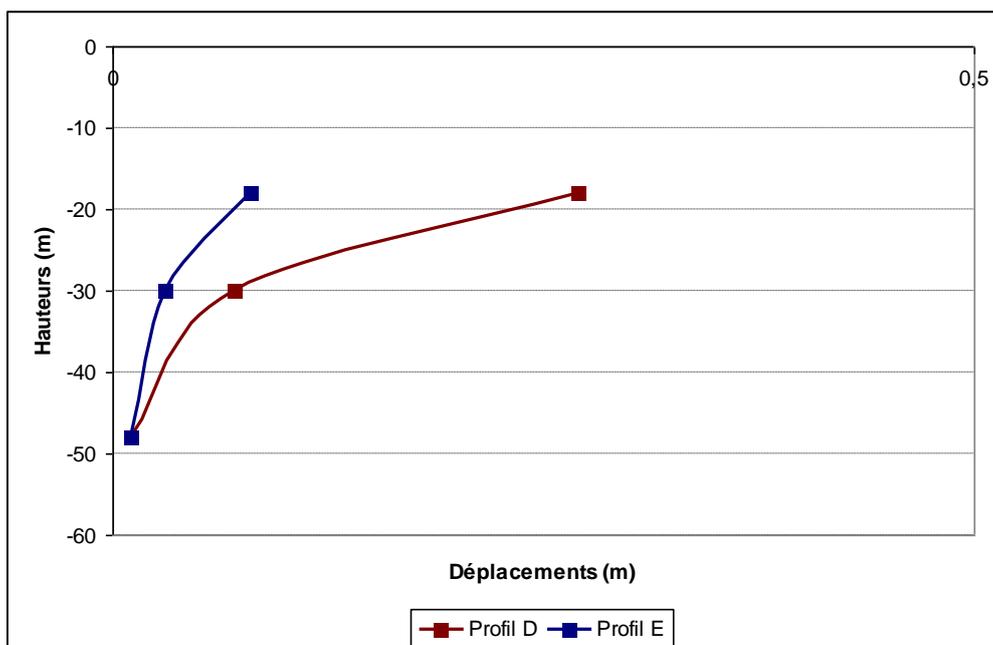


Figure 3.23 : Variation des déplacements verticaux –Ecoulement permanent –fondation du barrage

VI.2. ANALYSE SELON LE CRITERE PLANIMETRIE TRANSVERSALE

Afin de porter un jugement sur le déplacement relatif des différents profils par rapport à leur localisation sur chaque matériau du barrage, une analyse a été menée avec comparaison des déplacements des points des mêmes altimétries mais appartenant à des matériaux différents.

Le tableau 3.6 donne pour les deux cas de modélisation (fin de construction et écoulement permanent) la variation des déplacements horizontaux et verticaux dans l'objectif d'engager une analyse comparative et paramétrée.

Tableau 3.6 : Synthèse globale- Comparaison des paramètres relatifs au cas de la modélisation

Charge (m)	Profils	Points (X)	Déplacements Verticaux [m]	Déplacements horizontaux [m]
Fin de construction				
H=0 m	A1	419	0.070	0.092
	C1	493	0.080	0.083
	A2	419	0.048	0.058
	B2	458	0.031	0.032
	C2	493	0.041	0.039
	A3	419	0.040	0.027
	B3	458	0.017	0.041
	C3	493	0.023	0.002
	D1	393	0.270	0.052
	E1	509	0.080	0.029
	D2	393	0.070	0.010
	E2	509	0.033	0.026
	D3	393	0.010	0.005
E3	509	0.014	0.019	
Ecoulement permanent				
H=30 m	A1	419	0.617	0,113
	C1	493	0.069	0,083
	A2	419	0.035	0,038
	B2	458	0.221	0,036
	C2	493	0.033	0,033
	A3	419	0.011	0,035
	B3	458	0.027	0,002
	C3	493	0.021	0,021
	D1	393	0.028	0,029
	E1	509	0.264	0,028
	D2	393	0.025	0,027
	E2	509	0.253	0,024
	D3	393	0.002	0,003
E3	509	0.001	0,001	

VII. MESURE D'AUSCULTATION SERVANT DE REFERENCE :

Afin de pouvoir juger le comportement global du barrage, les résultats de la modélisation seront comparés aux mesures d'auscultation réalisées sur le barrage. Pour ces fins, il a été considéré les profils d'auscultation coïncidant avec les profils choisis au niveau de la modélisation. En effet, sur l'ensemble des instruments d'auscultation installés au niveau du barrage du SIKKAK, il a été considéré les tassomètres IN1 et IN2 installés respectivement au niveau du noyau et de la recharge avale.

Tableau 3.7 : Mesure des déplacements totaux auscultation – barrage SIKKAK

Tassomètres	Position	Déplacement total mesuré (m)
IN1	Noyau	0.23
IN2	Recharge avale	0.07

Aussi, et au niveau du document « Monographie du barrage » et lors des études du barrage, il a été retenu les critères ci – dessus

- Tassement total prévisible du noyau : 2.17 m après remplissage du barrage.

VIII. INTERPRETATION DES RESULTATS :

VIII.1. COMPARAISON DES RESULTATS DE LA MODELISATION AVEC LES MESURES D'AUSCULTATION :

Le tableau 3.8 donne un aperçu sur la comparaison des résultats de la modélisation avec les mesures d'auscultation réalisées sur le barrage SIKKAK.

Tableau 3.8 : Comparaison des résultats de la modélisation avec les mesures d'auscultation

Tassomètres	Position	Déplacement Total (modélisation)	Déplacement Total (Auscultation)
IN1	Noyau	0.23 m	0.23 m
IN2	Recharge	0.08 m	0.07 m

Il ressort à travers cette comparaison que les déplacements estimés à travers la modélisation et ceux mesurés sur le barrage sont compatibles .Ceci témoigne d'un comportement normal du barrage vis-à-vis des déplacements.

Au niveau du projet initial, il a été prévu un tassement total prévisible (en écoulement permanent) de 2.17 m au niveau du noyau.

Les résultats de la modélisation pour ce cas de figure donnent un déplacement total du noyau de 2.745 m.

VIII.2.VARIATION DES DEPLACEMENTS VERTICAUX EN FONCTION DES HAUTEURS DE REMBLAIS :

Il a été enregistré que les différentes hauteurs des remblais et ceux pour l'ensemble des profils, qu'ils soient localisés au niveau du corps du barrage ou en fondation. Cette confirmation est valable en fin de construction et dans le cas de l'écoulement permanent.

VIII.3. ANALYSE DES DEPLACEMENTS DIFFERENTIELS :

Le tableau 3.9 donne pour des progressions transversales les déplacements aux différents points des profils

Tableau 3.9 : Analyse des déplacements différentiels

Niveau (m)	Déplacements (m)		
	Corps du barrage		
+28 m	A1 :0.07		C1 :0.08
+15	A2 :0.048	B2 :0.031	C2 :0.041
+1 m	A3 :0.040	B3 :0.017	C3 :0.023
	Fondation du barrage		
-18 m	D1 :0.27		E1 :0.080
-30 m	D2 :0.07		E2 :0.033
-48 m	D3 : 0.010		E3 :0.014

A travers les valeurs des déplacements dans différentes zones, il est constaté l'absence des déplacements différentiels significatifs.

Les différences relationnelles négligeables sont dues aux rigidités des différents matériaux et de la localisation des points par rapport aux matériaux de drainage et de chevauchement entre formations distinctes.

VIII.4. INFLUENCE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES SUR LES DEPLACEMENTS :

Le tableau 3.10 illustre l'influence de la pression interstitielle sur les déplacements du barrage.

Tableau 3.10 : Influence de la pression interstitielle sur les déplacements

Points	Déplacements (m)	
	Fin de construction	Ecoulement permanent
A1	0.07	0.617
B2	0.031	0.221
C1	0.080	0.069
C2	0.041	0.033
C3	0.023	0.021

Les différences de déplacements sont importantes dans les zones saturées, en concurrence les points situés sur la recharge amont (A1), et le noyau central (B2). pour les points situés sur la recharge aval (C1, C2, C3), la différence de déplacements est insignifiante ce qui met en évidence l'influence de la pression interstitielle sur les déplacements.

VIII.5. VARIATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX :

L'analyse de cette variation ne peut être que subjective et ce en vertu de l'influence simultanée des hauteurs de remblais et de la poussée de l'eau.

CONCLUSION GENERALE

Pendant la construction d'un barrage en remblais, des déformations du corps du barrage se produisent. Ces déformations sont provoquées par l'augmentation des contraintes effectives lors de la construction par couche et aussi par les effets de fluage.

Les déformations, après la fin de la construction du barrage, des mouvements appréciables de la crête et du corps du barrage peuvent se développer pendant le premier remplissage du réservoir.

Le remplissage du réservoir a donc pour effet de produire des déformations supplémentaires. Par après, le taux des déformations diminue généralement avec le temps, à l'exception des variations associées aux variations périodiques du niveau du réservoir.

L'évaluation de ces déformations par la modélisation est la tâche essentielle dans le cadre de l'étude d'un barrage. Quelque soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. La modélisation vise essentiellement l'analyse du comportement de l'ouvrage et sa comparaison avec un référentiel de comportement standard.

L'auscultation a pour objectif supplémentaire de suivre le comportement du barrage pendant l'exploitation par la mesure des paramètres importants liés à la réaction de l'ouvrage vis à vis des différentes sollicitations. L'estimation des déformations au niveau des barrages, en particulier, à noyaux centraux, pendant les deux phases (fin de construction et après remplissage) constitue une préoccupation majeure pour les concepteurs et ce en raison des conséquences, souvent négatives et consécutives des déformations excessives ou dépassant les limites prévues dans le cadre du projet initial.

Pour contribuer à répondre à tous ces questionnements et préoccupations capitaux, le travail élaboré, dans le cadre du présent mémoire, a mis en évidence l'influence des paramètres de causalité des déformations par le biais des résultats d'une analyse paramétrée basée sur la modélisation.

Les résultats de la modélisation, appliqués sur le cas du barrage de SIKKAK ont permis de comprendre certains aspects relatifs aux phénomènes de tassement et consolidation des sols de remblais des barrages.

Les principales conclusions qui peuvent être déduites à travers l'élaboration de ce travail et qui fédèrent toutes dans le cadre de l'analyse des déformations des barrages zonés à noyaux centraux en fin de construction et après le remplissage du réservoir peuvent être résumées dans ce qui suit :

- En ce qui concerne le suivi du comportement du barrage, les valeurs des déplacements totaux obtenues par la modélisation sont compatibles avec celles mesurées à travers les différents tassomètres installés pour ces fins au niveau du barrage.
- La valeur du tassement total prévisible, en cas d'écoulement permanent pour le barrage de SIKKAK et celui obtenus par la modélisation ne sont pas trop divergents. L'écart absolu est dû aux insuffisances relatives de la modélisation.
- L'ensemble des déplacements verticaux, dans différentes zones du barrage sont proportionnels aux hauteurs des remblais en fin de construction et après remplissage du barrage. Cette vérification ne met pas en évidence de comportements particuliers dans une zone donnée.
- Les confrontations des valeurs des déformations dans différents profils n'ont pas mis en évidence des déformations différentielles significatives, dommageables pour ce type de barrage.
- Il a été éclairci, à travers la modélisation que le remplissage du réservoir (cas de l'écoulement permanent) a induit des déformations supplémentaires significatives. Cette déduction a été confirmée par l'analyse transversale des déplacements dans différents profils.

Enfin, si ce travail a eu le mérite d'analyser un phénomène capital dans le cadre du comportement des barrages zonés, et suscitant un intérêt particulier de la part des concepteurs, il demeure clair, que le lancement de travaux complémentaires, ne peuvent qu'enrichir ses résultats en l'occurrence :

- L'analyse des déformations en fonction de la géométrie des noyaux centraux,
- L'analyse des déformations en fonction de l'inclinaison des noyaux,
- L'analyse des déformations différentielles en fonction d'importantes différences de rigidité entre le noyau et les recharges, barrages en enrochement à noyaux centraux en argile par exemple,
- Analyse de l'influence des paliers et de la célérité du remplissage du lac sur les déformations.

- Analyse de l'influence de l'effet contact sur les déformations relatives entre noyaux et recharges du barrage.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : Auton j .Schieless et Henri Pougatsch. « les barrages du projet à la mise en service » , Ecole polytechnique fédérale de lausanne, 2011,p631,632
- [2] :Boneli.s. « ouvrages hydrauliques en remblais : un regard transversal sur l'action de l'eau », Cemagref : unite ouvrage hydraulique et équipements pour l'irrigation,2001
- [3] : Ahmed, keddouri. « Etude des pat phologies de la digue de oued kreirech wilaya dedjelfa », Mémoire de Magister. Universite Abou Bekr Belkaid,Tlemcen, 07 juillet 2011.
- [4] : Pham, tuan long. « Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide ». Laboratoire central des ponts et chaussées , 2008.
- [5] : Alp'Géorisques, et Graphies. « Les ruptures des barrages :risques technologiques majeurs »: Ministère de l'Écologie et du Développement durable, 2004.
- [6] : C.I.G.B. « Bultin d'information » comité internationale des grand barrages. 2003
- [7] : Bouhlali.malika. « Les risques associe aux barrages. Mémoire de Magister.Universite Abou Bekr Belkaid,Tlemcen ,2006.
- [8] : Benchlaghem. R. « Erosion régressive interne des sols fins », Mémoire Magister, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2006
- [9] : Massiera, Michel. « Analyse des deformations de grands barrages en remblai pendant le remplissage et l'operation du reservoir » . Faculte d'ingenierie.Universite de moncton, 2008.
- [10] : Mériaux. P & al, « surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations », guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires.2001

[11] :J.Magnan, « Déformabilité des sols tassement et consolidation », Ecole Nationale des ponts et chaussées, 2000

[12] :Omari, Mohammed. « Analyse bibliographique et modélisation numérique de la consolidation des sols ».Mémoire Magister, Tlemcen : Université aboubekrbelkaid, 2002.

[13] :leila, arabet. « Modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l'œdomètre ». Université de skikda, 2010 .

[14] : Gérard Degoutte, Paul Royet. aide mémoire mécanique des sols. ENGREF, 2009.

[15] :Seker, r. Sinninger et E.« Comportement des barrages en terre à noyau non saturé ». Institut des Travaux Hydrauliques, 1983.

[16] :Léreau, Jacques. « Géotechnique ». Institut national des sciences appliquées de Toulouse, 2005

[17] :Merrien, Soukatchoff, Véronique. « Géotechnique » . Ecole des mines de Nancy, 2011 .

[18] :LeDelliou, Patrick. "Les barrages :conception et maintenance". Presses Universitaire de Lyon , 2007.

[19] : Nadia ,rouissat. « Approch methodologique du comportement des barrages En Remblais ». Tlemcen: Université Abou Bekr Belkaid tlemcen, 2007.

[20] : Tecslult « Monographie du barrage Ain Youcef, volume 1, texte et figures », (2005)

ABSTRACT

During the construction of a dam in fill, deformations of the body of the dam occur. These deformations are accentrées at the time of the setting in water of the dam under the effect of the pore water pressures.

This work aims the evaluation of these deformations for the case of the stoppings zones at core with like example of application, the dam of SIKKAK in the wilaya of Tlemcen. This evaluation is based on modeling by code Plaxis .

For two periods of life of the dam: End of construction and in permanent flow.

Deformations thus evaluated being used for comparing with those measured by the sounding of the dam in order to judge its behavior general.

Key words: stopping, deformation, core, sounding , Plaxis refills.

RESUME

Pendant la construction d'un barrage en remblais, des déformations du corps du barrage se produisent. Ces déformations sont accentués lors de la mise en eau du barrage sous l'effet des pressions interstitielles.

Le présent travail vise l'évaluation de ces déformations pour le cas des barrages zonés à noyau central avec comme exemple d'application, le barrage de SIKKAK dans la wilaya de Tlemcen. Cette évaluation est basée sur la modélisation par le code de calcul Plaxis pour deux périodes de vie du barrage : Fin de construction et en écoulement permanent.

Les déformations ainsi évaluées seront comparer à celles mesurées par l'auscultation du barrage afin de juger son comportement générale.

Mots clés : barrage, déformation, noyau central, recharges, Plaxis, auscultation

ملخص

خلال بناء السدود تحدث على أجسامها تشوهات وهذا خلال ملئ السد وتحت تأثير الضغوط الناجمة عن المياه. العمل الحالي هو تقييم هذه التشوهات في حالة السدود بنواة مركزية مع تطبيق مثال سد سيكاك الموجود بولاية تلمسان، ويستند هذا التقييم على برنامج PLAXIS لفترتين من حياة السد: نهاية البناء والتدفق الدائم. وسيتم تقييم هذه التشوهات وذلك بمقارنتها مع تلك التي تقاس بواسطة التسمع من السد من أجل الحكم على سلوكها العام.

الكلمات المفتاحية:

سد - تشويه - نواة مركزية - عبوة - التسمع - PLAXIS