

Table de matière

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : EFFET DE LA PRESSION INTERSTITIELLE SUR LES RUPTURES DES BARRAGES

INTRODUCTION	4
1. STATISTIQUES SUR LES ACCIDENTS DES BARRAGES	4
1.1. Quelques ruptures graves	4
1.2. Statistiques de rupture des barrages en 1979	5
1.3. Barrage de TETON : barrage en terre	8
1.4. Barrage de Malpasset	9
1.5. Barrage Fergoug en Algérie	13
2. L'INFLUENCE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE SUR LA STABILITE DES BARRAGES.....	15
2.1. Mécanismes d'érosion interne et développement de renards	15
2.2. Mécanisme de rupture par glissement	17
CONCLUSION	19

CHAPITRE II : ETUDE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE DANS LES BARRAGES EN REMBLAIS

INTRODUCTION	20
1. ETUDE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE.....	20
1.1.Comportement du barrage pendant la construction	21
1.1.1. Stabilité du barrage	22
1.2.Comportement du barrage pendant l'exploitation	24
1.2.1. Stabilité du barragependant l'exploitation	25

1.3. Comportement de l'ouvrage pendant la vidange rapide	25
2. DIFFERNTES PHASES DE L'ETUDE DE LA STABILITE D'UNE DIGUE EN TERRE	27
3. MESURE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE EN LABORATOIRE	27
4. EXEMPLES D'ETUDE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE	29
4.1. Barrage EL HOUAREB.....	29
4.2. Barrage de LEBNA	32
4.3. Barrage en terre	34
5. DISPOSITIFS DE PROTECTION	36
5.1. Les drains	36
5.1.1. Rôle des drains	37
5.1.2. Effet de drainage	38
5.2. Les filtres	38
CONCLUSION	39

CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA CONSOLIDATION SUR LA PRESSION INTERSTITIELLE

INTRODUCTION	40
1. DEFINITION D'UN SOL.....	40
1.1. Formation des sols	41
2. CLASSIFICATION DES SOLS.....	41
2.1. Les sols pulvérulents (grenus)	41
2.1.1. Propriétés des sols grenus	41
2.1.2. Comportement des sols grenus	42
2.2. Les sols fins	42
2.2.1. Propriétés des sols fins	42
2.2.2. Comportement des sols fins	43

3. CONSOLIDATION ET TASSEMENTS DES SOLS	43
3.1. Analyse du phénomène	44
3.2. Analogie mécanique de la consolidation	45
3.3. Variation des contraintes et des déformations dans le temps	46
3.4. Courbe de consolidation	47
4. GENERALITES ET DEFINITIONS SUR LES TASSEMENTS	48
4.1. Généralités sur le processus du tassement dans le cas des sols grenus et des sols fins ..	48
4.1.1. Tassement des sols grenus	48
4.1.2. Tassement des sols fins	48
4.2. Analyse et interprétation des mesures de tassement	49
4.3. Tassements des barrages en remblais	49
4.3.1. Tassements durant la construction	50
4.3.2. Tassements durant la mise en eau	50
4.5. Tassements différentiels	51
CONCLUSION	52

CHAPITRE IV : ANALYSE DES EFFETS DE COMPACTAGE SUR LA PRESSION INTERSTITIELLE

INTRODUCTION	53
1. GENERALITES SUR LE COMPACTAGE	53
1.1. Définition du compactage	53
1.2. Les sols compactés	53
1.3. Objectif du compactage	54
1.4. Condition de compactage	54
1.5. Les facteurs qui influencent le compactage	54
1.6. Caractéristiques des sols compactés	54

1.6.1. Essai Proctor	54
1.6.2. But de l'essai	55
1.6.3. Principe de l'essai	55
1.6.4. Conditions d'essai	55
1.6.5. Rappel des essais Proctor	55
1.7. Les effets de compactage	56
1.7.1. Sols grenus	56
1.7.2. Sols fins	57
1.8. Sensibilité des sols au compactage	58
1.9. Développement de pressions interstitielles	59
CONCLUSION	60

CHAPITRE V : SUIVI DE L'EVOLUTION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE PAR L'AUSCULTATION

INTRODUCTION	61
1. LES OBJECTIFS DE LA SURVEILLANCE	61
2. PRINCIPES GENERAUX	62
2.1. Auscultation des barrages	63
2.2. Raison d'être du dispositif d'auscultation	65
3. PRESSIONS INTERSTITIELLES ET NIVEAU PIEZOMETRIQUES	66
3.1. Les cellules	69
3.2. Les capteurs électriques	69
3.3. La cellule à corde vibrante	70
3.4. Capteurs hydrauliques (Glözl)	71
CONCLUSION	72

CHAPITRE VI : ANALYSE PARAMETREE DE LA VARIATION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE - CAS DU BARRAGE BOUGHRARA

Introduction.....	73
1. PRESENTATION DU BARRAGE – OBJET DE L’ANALYSE	74
1.1. Données générales	74
1.2. Caractéristiques de l’aménagement	74
1.3. Géologie du site.....	76
2. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL SERVANT A L’ANALYSE PARAMETREE AU NIVEAU DU BARRAGE.....	76
2.1. Introduction.....	76
2.2. Objectif de Plaxis	77
2.3. Les points forts de Plaxis	77
2.4. Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis	78
2.4.1. Modèle linéaire élastique.....	78
2.4.2. Modèle de Mohr-Coulomb.....	78
3. PROFIL TYPE DU BARRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	79
4. ANALYSE DU COMPORTEMENT DU BARRAGE (PROFIL REEL)	81
4.1. En cours de construction	81
4.1.1. Influence des fondations	81
a. Etude de la pression interstitielle et les déformations du barrage pour différentes hauteurs du remblai	82
b. Synthèse des résultats.....	83
4.1.2. Analyse des déplacements et des pressions interstitielles sans influence des fondations.....	85
a. Etude de la pression interstitielle et des déplacements du barrage à différents hauteurs du remblai.....	87
b. Synthèse des résultats.....	88
4.2. Fin de construction	90
4.2.1. Analyse des déplacements verticaux et critères de stabilité du barrage	90
4.2.2. Etude de la pression interstitielle au cours de consolidation du barrage.....	91
4.3. Influence du remplissage du lac	93

5. INFLUENCE DE LA QUALITE DES MATERIAUX DES RECHARGES DU BARRAGE.....	95
5.1. Adaptation de la pente pour la stabilité du barrage (pour $\phi = 20^\circ$ pour les recharges)	97
CONCLUSION	98
CONCLUSION GENERALE	100
Références bibliographiques	
Annexes	

LISTE DES FIGURES

----« CHAPITRE I »----

Figure I.1 : Schéma représentatif du barrage Malpasset.....	10
Figure I.2 : Représentation de la résultante de la pression.....	12
Figure I.3 : Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage	17
Figure I.4 : Effort mis en jeu lors d'un glissement de talus.....	17
Figure I.5 : Rupture non circulaire d'un talus.....	19

----« CHAPITRE II »----

Figure II.1 : Variation de la pression interstitielle en fonction de la contrainte verticale ..	23
Figure II.2 : Variation de la pression interstitielle en un point d'un barrage en terre pendant sa construction.....	24
Figure II.3 : Conditions aux limites de l'écoulement créé par la vidange rapide.....	26
Figure II.4 : Schéma de l'appareil de mesure de pression interstitielle	29
Figure II.5 : Schéma représentatif du barrage EL HOUAREB.....	30
Figure II.6 : Coupe longitudinale du barrage.....	30
Figure II.7 : Emplacement des cellules FM4 et FM5	31
Figure II.8 : la variation des contraintes en fonction du temps.....	31
Figure II.9 : Différence entre les pressions interstitielles en fonction du temps.....	32
Figure II.10 : Emplacement des 2 cellules.....	33
Figure II.11 : Distribution des pressions interstitielles avec la profondeur	33
Figure II.12 : Variation de la pression interstitielle après la mise en eau.....	34
Figure II.13 : Profil du barrage en remblai	35
Figure II.14 : Positionnement des cellules de pression.....	35

Figure II.15 : Variation de la pression interstitielle mesurée par les 2 cellules (Cp9 et Cp11) en fonction du temps	35
Figure II.16 : Dispositif drainant d'un remblai argileux homogène	37

-----« CHAPITRE III »-----

Figure III.1 : Analogie mécanique de la consolidation à l'instant $t=0$	45
Figure III.2 : Analogie mécanique de la consolidation à l'instant t	46
Figure III.3 : Variation de la contrainte effective, de la pression interstitielle et le tassement en fonction du temps	46
Figure III.4 : Courbe de consolidation des sols.....	47
Figure III.5: Barrage en argile équipé de tapis drainants à différents niveaux	48
Figure III.6: Fissures causées par tassement différentiel.....	51

-----« CHAPITRE IV »-----

Figure IV.1: Courbes Proctor	56
Figure IV.2 : Variations de la résistance au cisaillement ($\sigma_1 - \sigma_3$)R en fonction de la teneur en eau w	58
Figure IV.3 : Structure des argiles.	58
Figure IV.4 : Répartition schématiques des pressions interstitielles à la fin de la construction.....	59

-----« CHAPITRE V »-----

Figure V.1: Coupe et implantation des cellules de pression.....	66
Figure V.2: Vue en plan et implantation des piézomètres.....	67
Figure V.3 : Exemple d'implantation de piézomètres dans un profil de barrage en terre équipé pour l'étude de l'écoulement à travers l'ouvrage.....	68
Figure V.4 : Cellule de pression à corde vibrante.....	71

----« CHAPITRE VI »----

Cas 1: Influence des fondations

Figure VI.1 : Représentation du modèle géométrique du barrage.....	81
Figure VI.2 :Profil du barrage avec condition aux limites	81
Figure VI.3 : Maillage du modèle (construit par couches)	82
Figure VI.4 : Schéma représentatif de la déformation du maillage (dû au poids propre) ..	82
Figure VI.5 : Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 10 jours de consolidation	83
Figure VI.6 : Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 20 jours de consolidation ...	83
Figure VI.7 : Déplacement vertical en fonction du temps de consolidation.	84
Figure VI.8 : Variation des pressions interstitielles en fonction du temps de consolidation.	85

Cas 2: Sans Influence des fondations

Figure VI.9 : Représentation du modèle géométrique du barrage.....	86
Figure VI.10 : Profil du barrage avec condition aux limites	86
Figure VI.11 : Maillage du modèle (construit par couches)	87
Figure VI.12 : Schéma représentatif de la déformation du maillage (dû au poids propre) ...	87
Figure VI.13 : Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 10 jours de consolidation	87
Figure VI.14 : Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 20 jours de consolidation	87
Figure VI.15 : Variation du déplacement vertical en fonction du temps de consolidation.....	89
Figure VI.16 : Variation de la pression interstitielle en fonction du temps de consolidation.	89
Figure VI.17 : Déplacement vertical	90
Figure VI.18 : Condition de stabilité du barrage en fin de construction.....	91
Figure VI.19 : Pression interstitielle pendant 5 jours de consolidation	91
Figure VI.20 : Pression interstitielle pendant 10 jours de consolidation	91
Figure VI.21 : Variation de la pression interstitielle en fonction du temps de consolidation.	92

Figure VI.22 : Profil du barrage avec les conditions aux limites (H=13,5 m)	94
Figure VI.23 : Schéma représentatif de la déformation du maillage	94
Figure VI.24 : Déplacement vertical pour un niveau de plan d'eau H = 13,5 m	94
Figure VI.25 : Schéma représentatif de la pression interstitielle pour un plan d'eau H = 13,5 m.....	94
Figure VI.26 : Déplacement vertical pour $\phi = 20^\circ$	96
Figure VI.27 : Déplacement vertical pour $\phi = 30^\circ$	96
Figure VI.28 : Déplacement vertical pour $\phi = 45^\circ$	96
Figure VI.29 : Déplacement vertical avec modification de la pente amont de la recharge (1/4)	98
Figure VI.30 : Déplacement vertical avec modification des pentes amont et aval des recharges (1/4)	98

LISTE DES PHOTOS

-----« CHAPITRE I »-----

Photo I.1 : Rupture de barrage en terre. Le barrage de Teton	8
Photo I.2 : Rupture de barrage en béton. Le barrage de Malpasset	12
Photo I. 3 : Rupture du barrage de Fergoug	14

-----« CHAPITRE III »-----

Photo III.1 : Exemple d'un sable grossier	42
Photo III.2 : Exemple d'une argile.....	43

-----« CHAPITRE V »-----

Photo V.1 : Cellules de pression.....	69
Photo V.2 : Capteur de pression interstitielle électrique type PWE.....	70
Photo V.3 : Capteur de pression interstitielle type P 4, SF, 20 L, AG ER avec pointe de fonçage pour des mesures pneumatiques allant jusqu'à 20 bars.....	72
Photo V.3 : Capteur de pression interstitielle type P 4, KF, 10 L, pour installation dans un forage, mesures pneumatiques jusqu'à max 10 bars.....	72

-----« CHAPITRE VI »-----

Photo VI.1 : Situation du barrage Boughrara à l'échelle de sa cuvette.	74
Photo VI.2 : Menu de la fenêtre des entrées du programme.....	77
Photo VI.3 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	79

LISTE DES TABLEAUX

----« CHAPITRE I »----

Tableau I.1 : Les accidents les plus graves entre 1959 et 1987	4
Tableau I.2 : Fréquence de rupture des barrages 1900-1978.....	6
Tableau I.3 : Nombre de ruptures sur des ouvrages construits depuis 1900	6
Tableau I.4 : Nombre de rupture selon le type du barrage	7
Tableau I.5 : Statistique de dommages sur les larges barrages construits en 1986 et avant	15

----« CHAPITRE V »----

Tableau V.1 : Instruments et contrôle pour les barrages en remblai	63
Tableau V.2 : Instruments et contrôle pour les barrages en béton	64
Tableau V.3 : Paramètres significatifs pour le suivi du comportement des barrages et de ses fondations	65

----« CHAPITRE VI »----

Tableau VI.1 : Paramètres mécaniques et hydrauliques du barrage Hammam Boughrara	79
Tableau VI.2 : Exposé des cas de modélisation et synthèse des paramètres analysés.	80
Tableau VI.3 : Résultats de calcul de des déplacements verticaux et des pressions interstitielles en fonction du temps de consolidation pour différents niveaux du remblai	83
Tableau VI.4 : Résultats de calcul des déplacements verticaux et des pressions interstitielles en fonction du temps de consolidation pour différents hauteurs du remblai	88

Tableau VI.5 : Résultats d'analyse de la pression interstitielle en fonction du temps de la consolidation au niveau du noyau du barrage.	92
Tableau VI.6 : Résultats de calcul des différents paramètres pendant le remplissage du plan d'eau dans le cas d'un barrage avec fondations.	95
Tableau VI.7 : Caractéristiques des recharges du barrage.	95
Tableau VI.8 : Résultats de calcul des coefficients de sécurité et des déplacements en fonction de la variation des matériaux des recharges.	97
Tableau VI. 9 : Déplacement vertical et coefficient de sécurité en fonction de la pente des recharges.	98

LISTE DES ABREVIATIONS

Références bibliographiques

CFBR : Comité Français des Barrages et Réservoirs

CIGB : Commission International des Grands Barrages

EDF : Electricité De France

OFEG : Office Fédérale des Eaux et de la Géologie suisse

MRE : Ministère des Ressources en Eau

Annotations

NGA : Nivellement Général Algérien

P : Pression de l'ouvrage

R : Résultat de la P de soulèvement

F : Faille, plan aval du dièdre

V : Volume

S : Surface de glissement

W : Poids propre

E : Forces externes

f' : Contraintes

σ : Contrainte normale effective

u : Pression interstitielle

τ : Contrainte de cisaillement

c' : Paramètres de résistance au cisaillement drainé

ϕ' : Paramètres de résistance au cisaillement drainé

F : Coefficient de sécurité d'un talus

C_u : Cohésion non drainée

Δu : Variation de pression interstitielle

C_w : Compressibilité du fluide interstitiel

m_v : Compressibilité du squelette solide à déformation radiale nulle

n : Porosité du sol

w : Teneur en eau

$\Delta\sigma_1$: Variation de la contrainte totale

C : Cylindre

A : Section du cylindre

N : Force normale

ΔH : Déplacement

N' : Force transmise dans le ressort

σ' : Contrainte effective

Δh_i : Tassement immédiat

Δh_c : Tassement final

γ_s : Poids spécifique des grains

γ_d : Poids spécifique du sol sec

I_D : Indice de densité

K : Perméabilité

ε : Déformation unitaire

E : Module de Young

ϕ : Angle de frottement

ψ : Angle de dilatance

c : Cohésion

γ_h : Poids volumique humide

γ_{sat} : Poids volumique saturé

K_h : Perméabilité horizontale

H_R : Hauteur du remblai

INTRODUCTION GENERALE

Dans le domaine de génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvant, d'une part dans le caractère unique de chaque barrage et dans la complexité des comportements et des mécanismes mis en jeu d'autre part.

Les barrages remplissent un rôle essentiel pour l'alimentation en eau, l'irrigation, la protection contre les crues et la production d'énergie électrique, mais ils peuvent aussi présenter de graves dangers en cas de rupture.

Les barrages en remblais sont les barrages les plus répandus dans le monde, représentent environ 70% des grands barrages : leur grande proportion s'explique par leur simplicité de construction, et leur faible coût de construction.

Les barrages en remblai sont réalisés en terre ou en un mélange de terre et d'enrochement. Généralement, les barrages à remblai sont construits dans le lieu où il y a beaucoup de terre et de roches disponibles, ils possèdent les avantages ci-dessous :

- Adaptation à un large éventail de conditions de fondation ;
- Utilisation de matériaux naturels, qui peuvent souvent être trouvés au niveau local, limitant les besoins de longs transports ;
- Processus de construction pouvant être continu et hautement mécanisé ;
- Conception extrêmement flexible quant au choix de matériaux de remplissage.

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'auscultation est indispensable pour le suivi du barrage, de sa conception à sa mise hors service. C'est une composante de son comportement structurel et du contrôle de la sécurité. Elle est également précieuse pour faire progresser la connaissance sur le comportement et le vieillissement du barrage, et permettre d'améliorer les études et expertises dans leurs différents aspects techniques et économiques.

Le phénomène de rupture dépend du type de barrage. Elle peut être progressive, par érosion régressive, pour les barrages en remblais. 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.

La forte teneur en eau et la faible perméabilité des sols posent le problème d'évolution des pressions interstitielles et de prévision des déformations de l'ouvrage au cours du processus de consolidation.

Dans le cas des barrages en remblai, la dissipation des pressions interstitielles, les infiltrations et leur importance sont étroitement liés à l'évolution de l'écoulement à surface libre qui s'établit en général dans le corps de digue.

L'évolution des déformations est donc une opération à intérêt stratégique puis que les tassements différentiels sont les plus dommageables.

Le suivi de l'évolution des déformations au sein des barrages en remblais, particulièrement les déplacements verticaux ou tassements est primordial et doit faire apparaître les spéciales causes de ces déplacements d'une part et leur ampleur d'une autre part.

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 une vue générale sur les ruptures des barrages par l'augmentation de la pression interstitielle, ainsi l'évaluation des déformations des barrages dans trois situations :

- En cours de construction.
- Fin de construction, effet du poids propre.
- Pendant l'exploitation (régime permanent)

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 BOUGHRARA, Wilaya Tlemcen) pour les trois figures citées précédent dans le but d'estimer les déformations dus à l'augmentation de la pression interstitielle.

L'analyse des déformations et des déplacements est conduite à travers l'étude des 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.

Pour aboutir à tous ces objectifs, le mémoire a été structuré en six chapitres à savoir :

- Chapitre I: Effets de la pression interstitielle sur les ruptures des barrages.
- Chapitre II: Etude de la pression interstitielle dans les barrages en remblais.
- Chapitre III: Influence de la consolidation sur la pression interstitielle.

- Chapitre IV: Analyse des effets de compactage sur la pression interstitielle.
- Chapitre V: Suivi de l'évolution de la pression interstitielle sur l'auscultation des barrages.
- Chapitre VI: Analyse paramétrée de la variation de la pression interstitielle cas du barrage Boughrara.

Chapitre I :

**EFFET DE LA PRESSION INTERSTITIELLE
SUR LES RUPTURES DES BARRAGES**

INTRODUCTION

La construction d'ouvrages en terre, tels que remblais et barrages, devient de plus en plus nécessaire. Au cours du temps, la technique de la construction des barrages est développée et des améliorations sensibles dans le mode d'exécution et la sécurité.

Dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvant, d'une part dans le caractère unique de chaque barrage (lié essentiellement aux fondations) et à la complexité des comportements et des mécanismes en jeu, et d'autre part dans les effets majeurs des actions de l'eau et des gradients hydrauliques au sein des structures, rendant ainsi ces ouvrages atypiques.

Une rupture de barrage est une destruction partielle ou totale d'un barrage, où il n'assure plus sa fonction et déversé l'eau qu'il devrait contenir.

Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, causée par une augmentation de la pression interstitielle et le phénomène d'érosion externe ou interne. Les ruptures sont assez rares mais quand elles arrivent les conséquences peuvent être catastrophiques.

1. STATISTIQUES SUR LES ACCIDENTS DES BARRAGES

1.1. Quelques ruptures graves

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 I. 1**).

Tableau I.1 : Les accidents les plus graves entre 1959 et 1987 (Ministre de la Prévention des Pollutions et des Risques (M.P.P.R), 2004).

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	1200
Mill River	États-Unis	1874	13	Inconnu	140
South Fork	États-Unis	1889	21	18	2200
Walnut Grove	États-Unis	1890	33	11	129

Hyogiri	Corée du Sud	1961	15	0,2	139
Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	100
Machu	Inde	1979	26	101	2000
Gotvan	Iran	1980	22	Inconnu	200
Kantale	Sri Lanka	1986	27	135	127
Barrage poids, rupture lors de la première mise en eau					
Puentes	Espagne	1802	69	13	600
Saint Francis	États-Unis	1928	62	47	450
Barrage poids, rupture en service					
Fergoug I	Algérie	1881	33	30	200
Tigra	Inde	1917	25	124	1000
Malpasset	France	1959	60	49	423
Khadakwasla	Inde	1961	33	137	1000
Barrage à contreforts et voûtes multiples					
Gleno	Italie	1923	35	5	600
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7,3	140

Quel que soit le type de risques (naturels ou anthropiques), ces derniers sont devenus de vrais "casse-tête" pour les spécialistes et il ne se passe guère un jour sans l'annonce d'un accident menaçant des vies humaines ou notre environnement.

Le risque est une mesure d'un danger associant une mesure de l'occurrence d'un événement indésirable et une mesure de ses effets ou conséquences. Les risques peuvent être le résultat des causes techniques, humaines ou bien d'un phénomène naturel (séisme, inondation, glissement de terrain...).

1.2. Statistiques de rupture des barrages en 1979

M. GOUBET Président du Comité Technique Permanent des Barrages a réalisé en 1979 une étude très complète sur les ruptures basée sur les publications de la Commission Internationale des Grands Barrages et sur des éléments d'informations complémentaires venant en particulier d'E.D.F.

M. GOUBET a recensé 12.5 ruptures sur un échantillon de 1.5.000 ouvrages (hors Chine), soit un pourcentage d'environ 0,8 %. D'après la CIGB les cas de ruptures représentent environ 10 % des détériorations graves constatées.

L'étude de **M. GOUBET** donne finalement les statistiques suivantes :

1. Il y a en moyenne, et très approximativement 1,5 rupture par an sur l'échantillonnage de 15.000 ouvrages considérés. La fréquence de l'événement "rupture d'un barrage dans l'ensemble mondial des ouvrages" est donc de 10^{-4} /an. En fait de nombreux paramètres jouent.

2. L'âge des ouvrages accidentés et leur date de construction sont déterminants.

Tableau I.2 : Fréquence de rupture des barrages 1900-1978. (DUNGLAS, 1989)

Fréquence exprimée en 10^{-4}							
Année de mise en service	Nombre d'années entre la mise en service et la rupture						
	Pendant la construction	0 à 5	6 à 10	11 à 20	21 à 40	41 à 60	>60
>1900	30	23	8	5	4	1	1
1900 à 09	0	37	10	3	0	1	
1910 à 19	33	31	3	3	1	4	
1920 à 29	10	23	0	3	0,5		
1930 à 39	20	2	0	0	0		
1940 à 49	20	8	0	1	1		
1950 à 59	0	4	1	2			
1960 à 69	11	4	0	2			
1970 à 78	7	0,7					
Total	11	9	2	2	1	2	

L'examen du tableau permet de constater que :

- les ruptures en cours de construction sont sensiblement moins fréquentes sur les barrages récents. On prend maintenant beaucoup plus de précautions durant cette période ;
- les risques les plus importants se situent pendant les cinq premières années. Le premier remplissage est vraiment une période critique ;
- la fiabilité globale est largement supérieure sur les barrages récents ;
- les barrages anciens, bien conçus sont sûrs. **(DUNGLAS, 1989)**

3. La statistique des ruptures varie également beaucoup suivant la zone géographique.

Tableau I.3: Nombre de ruptures sur des ouvrages construits depuis 1900 (DUNGLAS, 1989).

	Barrage mis en service entre 1900 et 1974	Ruptures correspondantes
USA	3407	46 à 48
JAPON	1 464	4
EUROPE	2 177	6
Reste du monde (CHINE exclue)	3 776	25 à 28

4. Influence du type de barrages

On peut, très globalement, diviser les barrages en deux grands types :

- Remblai (terre, enrochements)
- Maçonnerie et Béton (poids, voûtes, contreforts). Les mécanismes de rupture sont radicalement différents dans les deux cas, les premiers étant plus sensibles aux submersions (déversement) et à l'apparition des renards.

Le tableau du nombre des ruptures montre néanmoins que les fréquences ne sont pas très dissemblables dans les deux types.

Tableau I.4 : Nombre de rupture selon le type du barrage. (DUNGLAS, 1989).

	Barrages mis en service entre 1900 et 1974			Ruptures correspondantes		
	Remblai	Maçonnerie	Divers	Remblai	Maçonnerie	Divers ou non précise
USA	2 537	608	262	38 ou 39	8 ou 9	3
JAPON	851	613	-	3	1	-
EUROPE	715	1 462	-	1	5	-
	4 103	2 683	262	42 ou 43	14 ou 15	3

5. Les 3 grands types de ruptures :

Les ruptures peuvent se classer en 3 grandes catégories :

- **Les ruptures au 1^{er} remplissage**

Elles représentent 37 % des ruptures constatées après construction. Elles ont lieu en général avant 3 ans mais parfois le remplissage prend beaucoup plus de temps (12 ans). En fait les 2/3 de ces ruptures sont intervenues avant 1929. Sur les 12 ruptures constatées depuis 10 ont touché des barrages en remblai.

- **Les ruptures par submersion**

Elles représentent également 37 % du total. La moitié de ces accidents est intervenue avant 1930 et pour la moitié de ceux-ci il s'agissait de barrages jeunes de moins de 10 ans ce qui indique une méconnaissance certaine de l'hydrologie.

- **Ruptures en exploitation**

Elles représentent 26 % du total et sauf dans deux cas ont touché · presque uniquement des barrages en remblai. Près de la moitié de ces ruptures concernent des barrages

américains construits avant 1930, avec des matériaux vieillissant facilement et souvent dimensionnés au plus juste.

Dans les autres cas, la cause de l'accident réside dans le manque d'entretien et de surveillance. **(DUNGLAS, 1989)**.

1.3. Barrage de TETON : barrage en terre

- Situation : sur la rivière de Teton, trois milles de nord-est de Newdale, Idaho (U.S.A).
- Fonction : fourniture de la commande d'inondation, la production d'électricité, et l'irrigation pour plus de 40.000 hectares de champs. **(SOLVA and DELATTE, 2003)**.

Caractéristiques du barrage

- Hauteur=93 m **(BOUHLALI, 2006)**
- Longueur=950m **(ROBIN, 2007)**
- Capacité de la retenue : 356.106 m³ **(DUNGLAS, 1969)**
- Épaisseur en pied : 525m **(DUNGLAS, 1969)**

Les causes de rupture

La construction du barrage a commencé en février 1972, est terminée le 3 octobre 1975 a commencé de stocker l'eau, mais les travaux de sortie de rivière percent un tunnel et le tunnel auxiliaire de travaux de sortie n'ont pas été ouverts. **(SOLVA and DELATTE, 2003)**

La rupture du barrage de Teton pendant le remplissage initial du réservoir, 3 juin 1976 a tué quatorze personnes et a causé des centaines de millions de dollars dans des dégâts matériels en aval. **(BOUHLALI, 2006)**



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



Rupture du barrage de Teton (USA)

Photo I.1 : Rupture de barrage en terre. Le barrage de Teton (Idaho, États-Unis, 1976)
(Bureau of Reclamation, Pacific Northwest Region 1998)

En 1976, on note le développement rapide d'une érosion interne, développement rétrograde au cours des premières années de remplissage du réservoir qui fait place à la formation de renards du noyau vers la fondation de la structure. **(ARMELLE, 2010)**

Aucun signe de fuite n'avait été constaté dans les huit premiers mois de remplissage du réservoir en 1975. Cependant, deux jours avant la catastrophe, soit le 3 Juin 1976, des écoulements d'eau avaient été repérés en aval du barrage d'environ 6.31 l/s de débit. Un jour avant, une augmentation de l'humidité en aval sur l'appui latéral du barrage est détectée et des écoulements d'eau additionnels d'environ 1.3 l/s étaient visibles. Le 5 juin 1976 à 7h, des débits de fuite d'eau de 56 l/s ont été mesurés sous le sommet du barrage provenant d'une source à la jonction remblai-appui. Par la suite, des fuites d'environ 500 à 800 l/s ont été mesurées au pied du barrage sur le côté aval **(MARCHE, 2008 ; SOLAVA et DELATTE, 2003)**.

Ces eaux contenaient des débris de matériaux. Trois heures après, le débit avait augmenté remarquablement d'environ 400 l/s. Il avait été noté une progression ascendante de l'érosion vers l'amont du barrage. Le phénomène aurait ainsi progressé jusqu'à l'effondrement du barrage 4 heures après le début des grosses fuites d'eau. **(ARMELLE, 2010)**

Des études approfondies après la rupture du barrage, ont conclu que, d'une part le site était principalement caractérisé par la présence d'un vaste système rhyolite-tuf dans le substratum qui le rendait ainsi perméable. D'autre part, le noyau contenait en grande partie du silt provenant d'un abondant dépôt éolien. Il constituait donc la partie du barrage la plus vulnérable à une érosion. Les résultats avaient été confirmés par des essais de pompage, des tests de percolation et des études géotechniques réalisés sur le site **(SEED et DUCAN, 1987; SMALLEY et DIJKSTRA , 1991)**.

1.4. Barrage de Malpasset

- Situation : Fréjus en France.
- Fonction : l'alimentation en eau et à l'irrigation des terres jusqu'au Golfe de Saint -Tropez. **(CASTELLY, 2008)**

Caractéristiques du barrage

- Hauteur : 60 m
- Hauteur au-dessus de la fondation : 66,5 m
- Longueur en crête : 222 m à la cote 102,50
- Barrage voûte à simple courbure (rayon de référence 105 m)
- Épaisseur : 7 m à la base et 1,5 m en crête
- Volume de béton : 48 000 m³ (CFBR, 2009)
- Capacité de la retenue : 50 millions de m³ (ROBIN, 2007)

Les organes hydrauliques de l'ouvrage comprennent :

- Un conduit de vidange de 1,5 m de diamètre traversant l'ouvrage et dimensionné pour évacuer environ 40 m³/s
- Un évacuateur de crues par seuil à surface libre de 40 m de longueur à la cote 100,40
- Une prise d'eau par conduite de 0,9 m de diamètre à la cote 79,50. (CFBR, 2009)

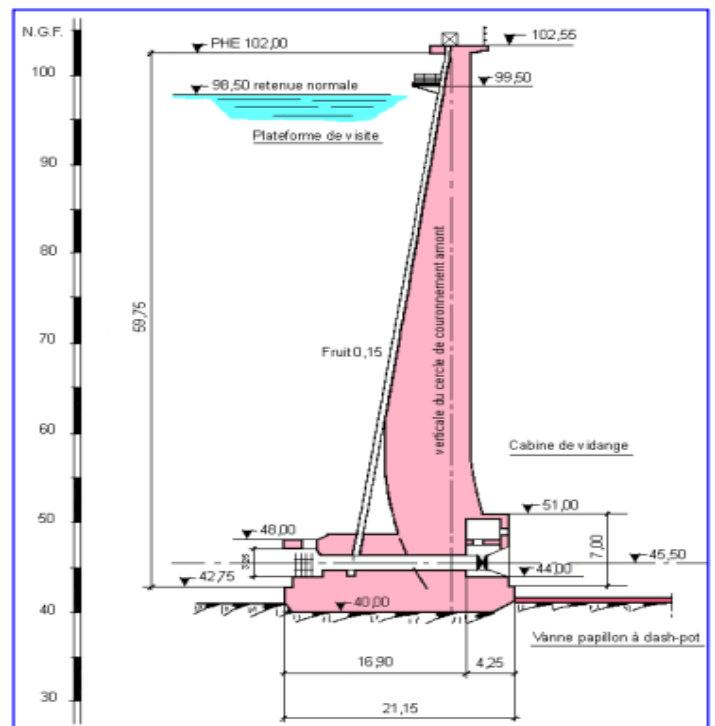


Figure I. 1 : Schéma représentatif du barrage Malpasset (CFBR, 2009).

La rupture de barrage Malpasset sous l'effet de plusieurs effets produits :

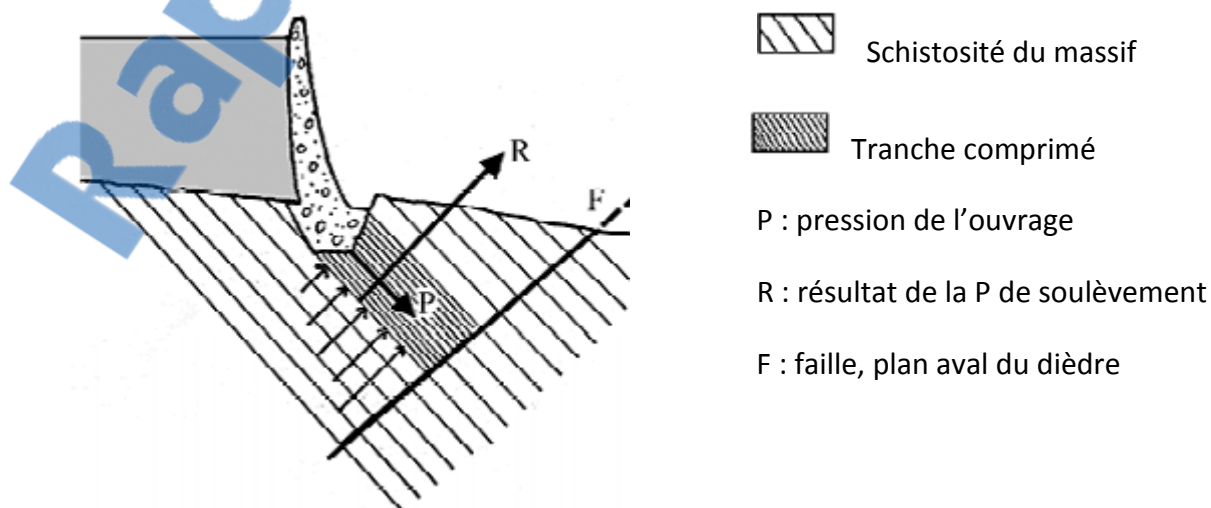
- 421 morts
- 55 immeubles détruits
- 1 000 ha de terres agricoles totalement sinistrés
- Deux (02) Milliards de francs de dégâts. (BOUHLALI, 2006)

Les causes de rupture

Ce barrage fut achevé en 1954, En décembre 1959 : le barrage de Malpasset cède. Dans les derniers jours de novembre 1959 et début décembre, des pluies importantes s'abattent sur la région en provoquant une montée rapide du plan d'eau. Le soir du 2 décembre, on atteint la cote 100,12 soit 28 cm sous le déversoir de l'évacuateur de crue. (CFBR, 2009).

Le barrage était implanté sur une faille ; la poussée de l'eau a déchaussé le bloc, qui est tombé vers l'aval. L'onde de submersion a atteint la ville de Fréjus située à une dizaine de kilomètres, avant de se jeter dans la mer. (Ministre de la Prévention des Pollutions et des Risques (M.P.P.R), 2004 : Les ruptures de barrages).

On désigne sous le nom de « sous-pressions » des pressions sous les fondations des barrages qui sont le résultat de circulations d'eau dans les roches de la zone d'ancrage des ouvrages. Ce phénomène est potentiellement dangereux car il a pour conséquence une poussée vers le haut appliquée au barrage et qui vient réduire l'effet stabilisant du poids. Sur le site de Malpasset, la présence d'une faille (F) en aval s'oppose à la circulation des eaux d'infiltration. Celles-ci s'accumulent sous les fondations du barrage. En outre, la perméabilité des roches diminue avec l'augmentation de la pression P exercée par le remplissage du barrage. La combinaison de ces éléments génère une pression résultante (R) qui conduit à désolidariser l'arche en béton et son ancrage en rive gauche de leur assise. L'eau retenue en amont s'engouffre alors dans les fractures et emporte la structure. (Extrait 1 de la fiche n° 29490 du Ministère du développement durable).(http://rme.acrouen.fr/29490_barrage_malpasset.pdf)



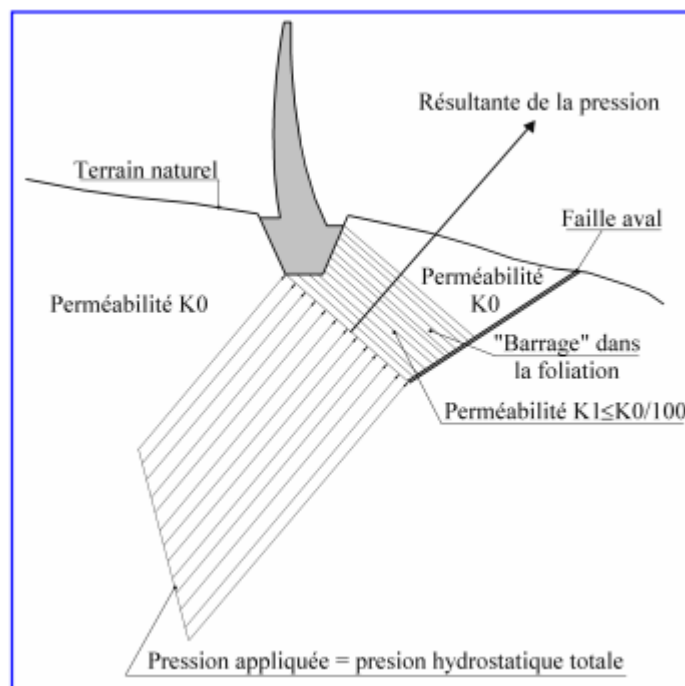
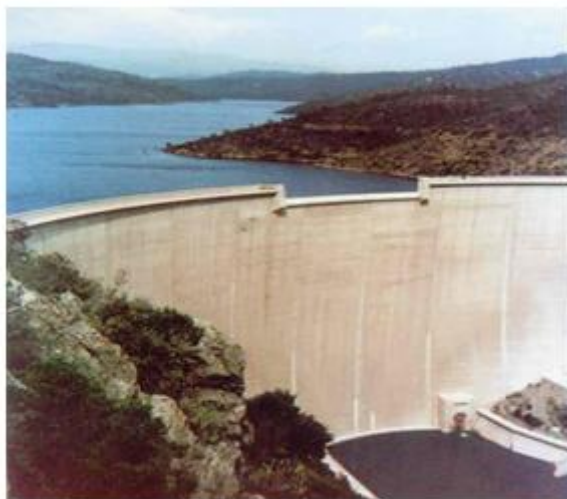


Figure I.2 : Représentation de la résultante de la pression. (CFBR, 2009)

La poussée transmise par la voûte à sa fondation applique des contraintes de compression sur ce plan, contraintes qui tendent à refermer le remplissage de la faille, le rendant ainsi imperméable et créant un barrage souterrain prolongeant l'autre. Ces contraintes rendent également imperméable le gneiss qui constitue le rocher de fondation de la voûte. (CFBR, 2009)



Vue sur le barrage de Malpasset (France)
avant la rupture



Rupture du barrage de Malpasset (France)

Photo I.2: Rupture de barrage en béton. Le barrage de Malpasset (France, 1959)
(<http://membres.lycos.fr/vitosweb/images/malpasset/barrage.htm>)

Après des années d'enquête, les experts ont montré que la voûte elle-même du barrage était hors de cause dans l'accident. Ce sont les appuis du barrage qui ont cédé, car la roche comportait des failles qui n'avaient pas été décelées. Actuellement, plus de 40 ans après la catastrophe, on trouve encore dans la vallée de nombreux débris comme des blocs de béton provenant de l'ancien barrage, de la taille d'une maison de deux étages exhibant des ferrailles rouillées. **(ROBIN, 2007)**

1.5. Barrage Fergoug en Algérie

- Situation : l'Habra en amont du futur centre de Perrégaux, Algérie.
- Fonction : l'alimentation en eau et à l'irrigation

Caractéristiques du barrage

- Date de construction : 1865
- Type de barrage : poids en maçonnerie hydraulique
- L'année d'achèvement : 1871
- La hauteur (au-dessus du thalweg) : 35 m
- La hauteur à partir de la fondation : 43 m
- La largeur maximum de fondation : 33 m
- La capacité de cuvette : 3 000 000 m³
- Le débit de crue : 400 à 500 m³/s
- La hauteur du barrage : 32 m **(COMITE TECHNIQUE PERMANENT DES BARRAGES, 1998)**

Rupture de barrage Fergoug I en 1881

Le 10 mars 1872 : une crue exceptionnelle estimée à 700 m³/s provoqua la rupture du déversoir (qui obligeait pour créer une brèche).

Le 15 décembre 1881 : une crue de 850 m³/s emporta 125 mètres du barrage sur la rive droite. 250 personnes furent noyées, ponts, et maisons emportés par les flots déchaînés. La reconstruction du barrage dura deux années, de 1883 à 1885, avec modification du profil et coûta 1300000 fr **(COMITE TECHNIQUE PERMANENT DES BARRAGES, 1998)**.

Rupture de barrage Fergoug II en 1927

Le 25 novembre 1927, le niveau de l'eau ne cessait de monter obligeant les responsables du barrage à ouvrir les vannes d'évacuation à leur débit maximum. Cette opération ne suffit pas à diminuer la pression qui s'exerçait sur le barrage poids. En 22 heures et 20 minutes, le plan d'eau s'éleva de 27 m. Le samedi matin, à 10 h. 45, le barrage de l'Oued - Fergoug, de 32 m de hauteur, se mettait à vibrer. Soudain le barrage fléchissait dans son milieu, s'ouvrait, et une énorme trombe d'eau jaillissait au point de rupture.

Trois quarts d'heure après l'annonce de la rupture du barrage, les flots torrentiels déferlaient dans les rues de Perrégaux, dans un vacarme assourdissant et angoissant. La vague, puissante et dévastatrice, emporte sur son passage le pont métallique du chemin de fer; le dépôt des chemins de fer de l'état, les locomotives et les wagons sont soulevés, renversés, transportés jusque dans les rues de la ville. Les routes sont coupées, les vergers arrachés, les récoltes anéanties. L'eau submerge et dégrade la route Perrégaux-Oran. Dans la ville, une cinquantaine de maisons n'ont pas résisté et se sont effondrées sous le choc et la poussée de cette force naturelle que l'on avait essayé de maîtriser. Dans les rues, la hauteur des eaux boueuses atteint deux mètres. Grâce à l'appel téléphonique de l'ingénieur du barrage, mais aussi du fait que la catastrophe se soit déroulée de jour, il n'y eut pas de victime à Perrégaux. On dénombra cependant quelques noyés dans la plaine. **(COMITE TECHNIQUE PERMANENT DES BARRAGES, 1998)**



Le barrage de Fergoug en 1907 avant la rupture



Le barrage de Fergoug en déversement



Le barrage de Fergoug après la catastrophe 1928



Le barrage de Fergoug après reconstruction 1986

Photo I. 3: Rupture du barrage de Fergoug (COMITE TECHNIQUE PERMANENT DES BARRAGES, 1998)

2. L'INFLUENCE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE SUR LA STABILITE DES BARRAGES

La rupture d'un barrage en remblai peut être causée par l'érosion interne des sols fins constituant le noyau, par l'érosion des sols sous la fondation ou sous les appuis, par des problèmes de stabilité résultant de trop fortes pressions interstitielles, d'écoulements avec des gradients trop élevés ou critiques et par le débordement de l'eau au-dessus de la crête du barrage ou de son évacuateur de crues. Ces conditions physiques qui peuvent mener à la rupture d'un barrage en remblai ont été présentées et priorisées selon leur relative importance par **ANDERSAN et al, 2001**.

2.1. Mécanismes d'érosion interne et développement de renards

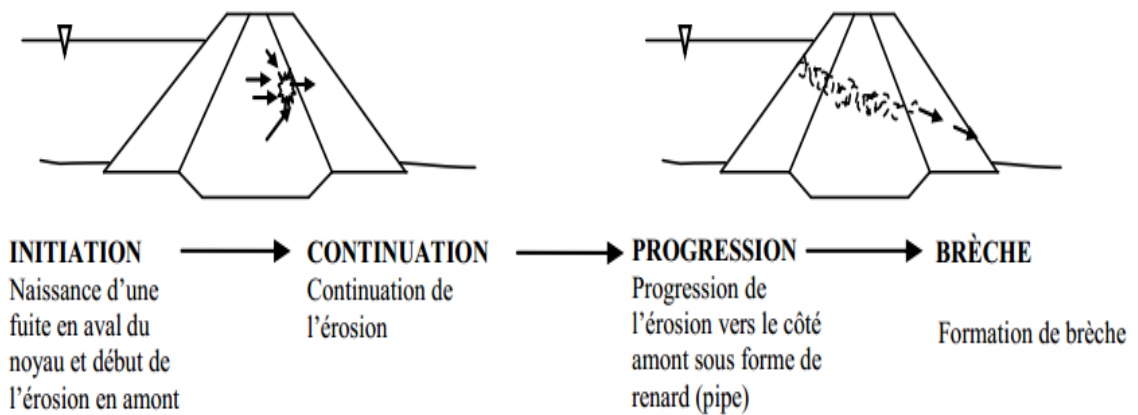
L'érosion interne est un processus selon lequel les particules sont éloignées du noyau ou de la fondation en empruntant des voies de migration préférentielles. Ce procédé est initialement favorisé par :

- La présence d'un chemin d'infiltration et d'une source d'eau
- L'existence de matériaux érosifs à l'intérieur de ce chemin et transportables par le flux d'infiltration,
- L'absence de protection qui pourrait retenir ces particules.

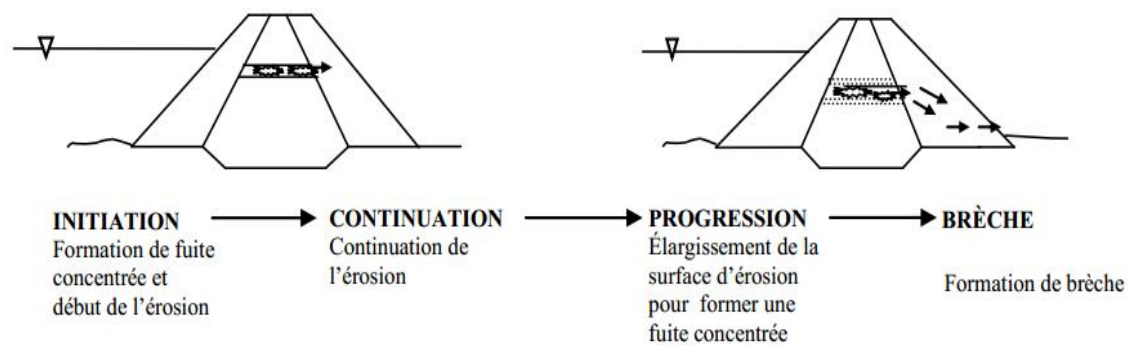
Plus le processus de l'érosion évolue, plus il y a de chance que se forment dans le barrage des conduites de circulation d'eau. Ces dernières se localiseraient (**FOSTER et al, 2000**) à 50% dans le remblai, à 40% dans la fondation ou à 10% relierait le remblai à la fondation (tableau I.5; figure I.3).

Tableau I.5: Statistique de dommages sur les larges barrages construits en 1986 et avant (**FOSTER et al. 2000**)

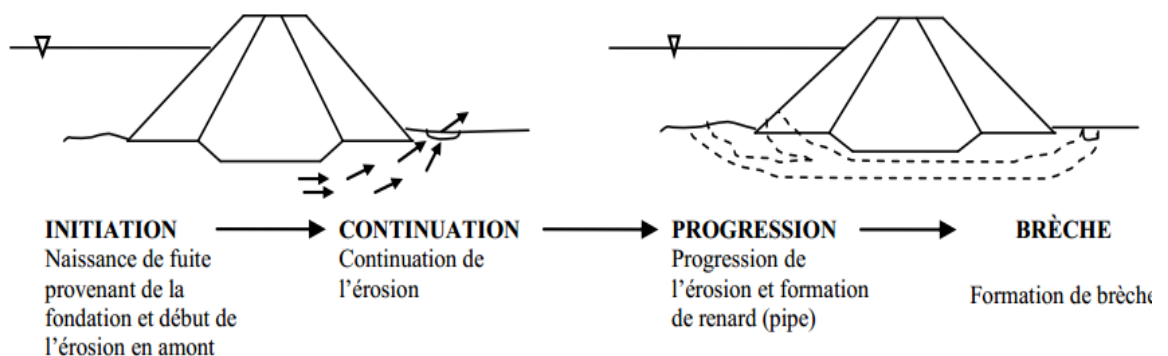
Mode d'endommagement	% de pertes totales
Renard par remblai	31
Renard par fondation	15
Renard des remblais à la fondation	2
Instabilité des pentes	4
déversements	46
Tremblement de terre	2



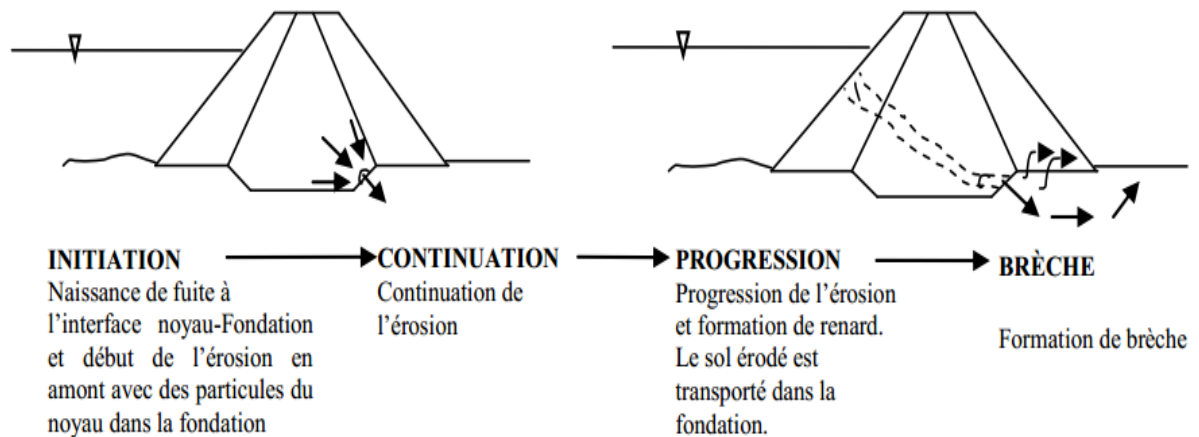
A) RENARD DANS LES REMBLAIS INITIE PAR UNE EROSION REGRESSIVE



B) RENARD DANS LES REMBLAIS AMORCE PAR UNE CONCENTRATION DE FUITE



C) RENARD DANS LA FONDATION AMORCE PAR UNE EROSION REGRESSIVE



D) RENARD DES REMBLAIS A LA FONDATION AMORCE PAR UNE EROSION REGRESSIVE

Figure I.3 : Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage : (A et B) avec formation de renard dans le remblai par érosion rétrogradant en amont et par fuite concentrée, (C) avec formation de renard dans la fondation par érosion rétrogradant en amont, et (D) avec formation de renard du remblai à la fondation (**FELL et al., 2003**) .

2.2. Mécanisme de rupture par glissement

La rupture d'un talus par glissement (figure I.4) se manifeste par le déplacement en bloc d'un volume (V) de sol limité à sa partie supérieure par la surface du talus et sa partie inférieure par la surface de rupture ou surface de glissement (S) le long de laquelle s'effectue le mouvement de (V).

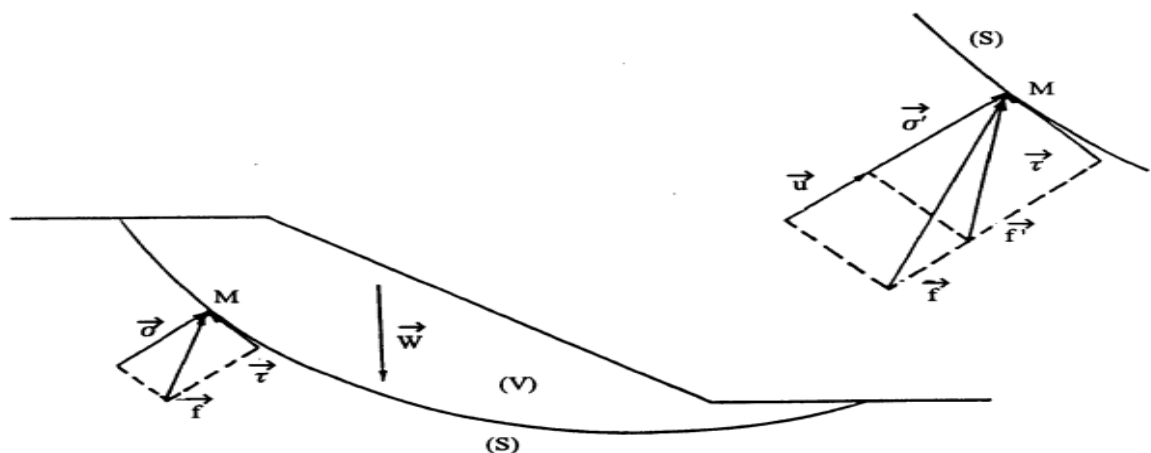


Figure I.4 : Effort mis en jeu lors d'un glissement de talus (**ANTOINE et al, 1992**)

Le volume (V) est soumis :

- A son poids propre $\vec{W}$,
- Eventuellement à des forces externes $\vec{E}$ (par exemple la poussée de l'eau sur le parement d'un talus partiellement immergé)
- Aux contraintes $\vec{f}$ qui s'exercent le long de S et dont la résultante est la réaction de la partie du talus non affectée par le glissement. La contrainte f en un point M de (S) a pour composantes σ et τ :

σ est la composante normale totale ou contrainte totale normale, telle que :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{loi de Terzaghi})$$

σ' représentant la composante normale effective ou la contrainte normale effective, et u la pression interstitielle,

τ est la composante tangentielle ou contrainte de cisaillement qui tend à empêcher le glissement de (V).

Les contraintes $\vec{f}$ (de composantes σ' et τ) qui s'exercent le long de (S) dépendent de $\vec{W}$, de $\vec{E}$, de la distribution de la pression interstitielle dans le talus ainsi que des lois de comportement du sol.

La rupture d'un talus par glissement intervient lorsque la résistance au cisaillement du sol :

$$\tau_{\max} = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi' = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

Caractérisé par les paramètres de résistance au cisaillement drainé c' et ϕ' , est insuffisante pour équilibrer les efforts de cisaillement, c'est-à-dire lorsque τ devient supérieur à $\tau_{\max}$ en tous points de (S).

Le coefficient de sécurité d'un talus vis-à-vis de la rupture par glissement est défini par la valeur de rapport :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

L'expérience montre que la surface de rupture d'un talus se présente généralement sous la forme d'une surface cylindrique à génératrices parallèles à la crête du talus, tout en moins dans la partie centrale du glissement. Lorsque le talus est formé d'un sol relativement homogène, la directrice de cette surface est généralement assimilable à un cercle. En revanche, dans le cas où le talus est très hétérogène, notamment lorsqu'il recèle une mince couche caractérisée par une résistance au cisaillement beaucoup plus faible que celle des sols qui l'encadrent, la surface de glissement peut être très différente d'un cylindre à directrice circulaire (figure I.5). (ANTOINE et al, 1992)

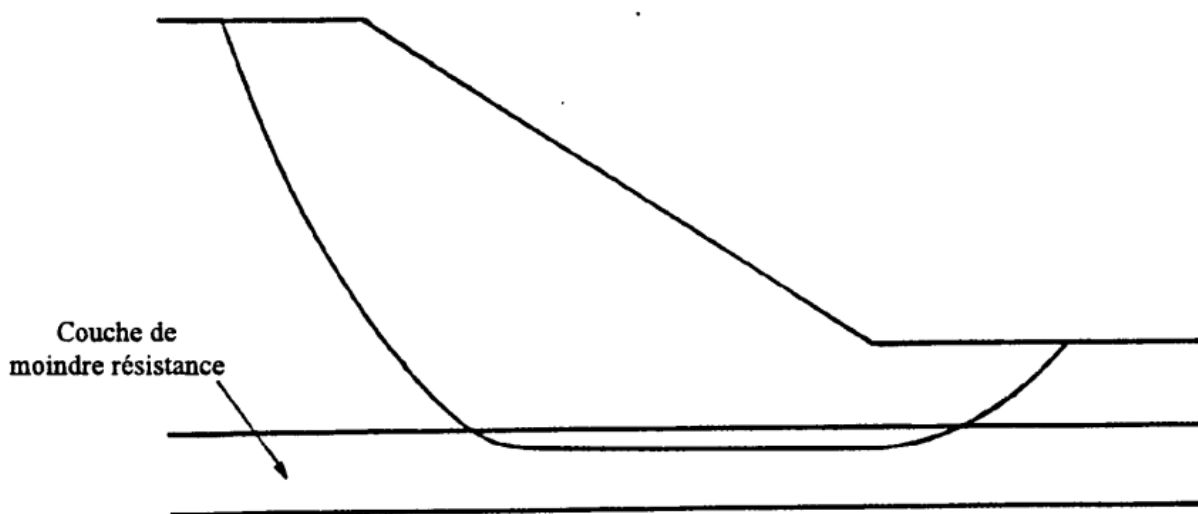


Figure I.5 : Rupture non circulaire d'un talus (ANTOINE et al, 1992)

CONCLUSION

Ce chapitre constitue une synthèse sur les ruptures des différents barrages par l'augmentation de la pression interstitielle qui est dévastateur pour l'ouvrage et un danger pour la stabilité de l'ouvrage, objet du présent travail. Il a englobé l'ensemble des statistiques de rupture et leurs causes.

La dévastation d'un barrage a des différentes causes telles que l'érosion interne, la submersion de l'ouvrage, le déplacement de l'ouvrage provoqué par les sous-pressions et le glissement des talus.

Le processus d'érosion en lui-même est un phénomène qui peut aboutir rapidement dans le temps à la formation de renards, voire à une rupture de la structure.

Les glissements des talus sont dus à l'augmentation des sollicitations qui provoque en général un glissement en bloc, avec une surface de rupture bien caractérisée. L'étude de la stabilité de talus amont et de talus aval est la partie essentielle de conception des barrages en terre.

Pour cela il faut surveiller le comportement des barrages pendant sa durée de vie car l'ouvrage connaît des changements qui peuvent conduire à des dommages importants sur l'ouvrage lui-même (perte de production), et aussi sur l'environnement et les être humain.

Chapitre II :

**ANALYSE DE LA PRESSION
INTERSTITIELLE DANS LES BARRAGES
EN REMBLAIS**

INTRODUCTION

La technique de construction des barrages en terre est de plus en plus privilégiée, même si elle est récente, elle ne cesse d'évoluer, seulement beaucoup de phénomène influent sur leur comportement.

Une telle construction pose des problèmes nombreux et délicats auxquels sont confrontés géotechniciens et mécaniciens des sols. Ces problèmes sont liés en partie à la filtration au sein du corps de l'ouvrage, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, soumis en plus, dans le cas de barrage, aux effets du remplissage du réservoir. Les répercussions de l'écoulement dans le corps de digue, sur la stabilité globale de l'ouvrage posent, en particulier, un problème de conception des talus sur sols, qui se traduit par des tassements et des déformations importants. Ils doivent être pris en compte dans l'étude de la pression interstitielle, pendant la construction et la mise en service pour assurer en tout temps une revanche en crête suffisante et garantir la sécurité contre le risque de glissement et d'érosion.

1. ETUDE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE

L'eau contenue dans le sol se trouve sous différentes formes :

- L'eau de constitution, qui entre dans la composition chimique des grains ;
- L'eau liée ou adsorbée est la fine pellicule d'eau qui est « collée » aux grains par des phénomènes électriques.
- L'eau interstitielle : eau capillaire et eau libre.

L'eau interstitielle se présente sous forme d'eau libre lorsque le sol est saturé et baigne dans une nappe phréatique. **(ROUISSAT, 2014)**

L'eau liée est maintenue à la surface des grains par des forces d'attraction moléculaire (le dipôle H_2O s'oriente perpendiculairement à la surface du grain). Ces forces diminuent rapidement et on admet qu'elles sont négligeables à partir d'une distance de 0.4μ .

L'eau liée à une très forte densité : 1.5. Elle peut contenir de nombreux ions. Elle ne transmet pas les pressions hydrostatiques et ne se déplace pas sous l'effet de la gravité. Elle est également caractérisée par une viscosité très élevée qui est à l'origine de certains comportements des sols argileux : fluage, compression secondaire, etc.

L'eau libre est suffisamment éloignée des particules solides pour n'être soumise qu'à l'action de la gravité.

On peut y rattacher l'eau capillaire. Celle-ci n'existe qu'en présence d'une phase gazeuse, puis qu'elle provient de la tension qui se développe à l'interface air-eau. Elle s'élève au-dessus de la surface d'une nappe libre, pour former la frange capillaire. Elle est soumise à l'action de la gravité et elle transmet les pressions. **(RAT et JOSSEAUME)**

Cette eau est soumise aux lois des écoulements hydrauliques.

L'eau interstitielle est sous forme d'eau capillaire au-dessus de la nappe. L'eau capillaire est en équilibre, d'une part entre les forces de gravité et d'autre part les forces de tension qui se développent à l'interface eau/air.

Les eaux libre et capillaire sont situées dans les pores et interstices du sol. La pression interstitielle est la pression existante dans l'eau interstitielle, en un point quelconque du massif de sol. Elle est positive dans l'eau libre et négative dans l'eau capillaire.

Ce qui est, toujours et dans tous les cas, essentiel de connaître est le niveau de la nappe phréatique dans le sol. En effet les pressions qui en résultent génèrent des forces immédiatement applicables sans marge de tolérance pour les ouvrages. **(ROUISSAT, 2014)**

Ces pressions interstitielles peuvent varier avec le temps par nombreux facteurs tel que la perméabilité, la charge hydrostatique et les conditions de drainage.

Les dégâts causés par cette variation notamment l'augmentation sont très graves (peut causer la rupture d'un barrage), donc nous sommes appelés à analyser cette variation durant la réalisation aussi pendant l'exploitation du barrage.

1.1. Comportement du barrage pendant la construction

La construction ne pose pas de réelles difficultés lorsque les matériaux constitutifs sont perméables. En revanche, elle est certainement la phase la plus critique des barrages en argile. En effet, l'argile doit avoir une teneur en eau suffisante pour être plastique et assurer l'étanchéité. Mais comme l'argile est très compressible, elle reportera les contraintes de la construction sur son eau interstitielle, qui montera en pression sous la charge du remblai : Mondély en 1981, Mirgenbach en 1982 et Carsington en 1984. Dans les cas les plus extrêmes, la pression interstitielle atteint le poids des terres, annule la contrainte effective et crée une fracturation hydraulique sur une section horizontale. **(CFBR, 2010)**

Pour les zones de faible perméabilité, l'évolution des pressions interstitielles doit être surveillée en cours de réalisation. L'augmentation trop rapide des contraintes (due à la montée de l'ouvrage) provoque une augmentation des surpressions interstitielles qui n'ont pas eu le temps de s'évacuer. Ceci traduit le frottement des matériaux et donc la stabilité de l'ouvrage. **(AI-HOMOUD et TANAH, 2001)**

Il est alors nécessaire de réaliser une étude de contraintes effectives, afin de déterminer l'apparition et l'évolution des pressions interstitielles en fonction des étapes de la construction des essais triaxiaux avec mesures de la pression interstitielle reproduisant le chemin des contraintes permettant de mener à bien ce type d'étude.

L'analyse en contraintes effectives permet également de définir des critères d'alerte afin de ralentir ou d'arrêter temporairement la montée de la digue, si les pressions

interstitielles mesurées réellement deviennent trop élevées et mettent au péril la stabilité de l'ouvrage. Le suivi des travaux à l'aide d'une instrumentation adaptée est indispensable car le développement des pressions interstitielles est à l'origine d'un certain nombre de ruptures intervenues en cours de construction. **(PHILIPPONNAT et HUBERT, 1998)**

Pour les barrages en remblai, on doit procéder à la mesure continue des valeurs des pressions interstitielles sur les cellules installées dans le remblai eu fur et à mesure de sa montée. Les résultats sont comparés aux valeurs déterminées lors du projet, et les paramètres ajustés aux résultats trouvés. Si des écarts importants sont détectés par rapport au modèle initial, ils sont aussitôt analysés, ce qui peut conduire soit à réviser ce modèle, soit, si le risque est confirmé, à prendre les précautions qui s'imposent sur le chantier (réduction de la teneur en eau, diminution de la cadence de mise en place des terres, modification du traitement des surfaces de reprise en fonction des conditions météorologiques,...) **(KHANH, 2010)**

1.1.1. Stabilité du barrage

Pendant la période construction, la stabilité d'un barrage en terre peut être compromise :

- Lorsque la capacité portante, du sol de fondation est insuffisante, c'est-à-dire lorsqu'il comporte une (ou plusieurs) couche argileuse peu ou moyennement consistante. Le temps de consolidation d'une telle couche sous le poids du corps de digue est très supérieur à la durée de la construction. On se trouve donc sensiblement dans les conditions d'un chargement non drainé et la résistance au cisaillement mobilisée dans l'argile et sa cohésion non drainée C_u . si l'argile est peu consolidée C_u ne peut équilibrer les efforts de cisaillement transmis par une digue de hauteur moyenne.

Si la couche argileuse est peu épaisse et se situe à faible profondeur, on a intérêt à l'enlever. Dans le cas contraire on est amené à prendre une ou plusieurs des mesures suivantes :

- Construction du corps de digue en plusieurs étapes,
- Accélération de la consolidation des sols argileux au moyen des drains de sable verticaux,
- Adoucissement des pentes des talus.
- Lorsque des pressions interstitielles excessives se développent dans le corps de digue, c'est-à-dire lorsque celui-ci est constitué en grande partie de sol fin argileux de teneur en eau élevée et suffisamment imperméables pour qu'aucun drainage ne se produise pendant la construction. **(JOSSEAUME, 1968)**

Lorsqu'une couche de sol fin argileux vient d'être compactée (généralement à l'énergie Proctor normal), elle n'est pas saturée et contient un certain volume d'air. La pression interstitielle y est donc négative. Pendant la construction du corps de digue, le sol se

comprime sous le poids des couches supérieures. Son volume des vides décroît et l'air interstitielle se dissout dans l'eau. Le degré de saturation augmente et peut, le cas échéant, devenir égale à l'unité. La diminution du volume des vides se traduit par une augmentation de la pression interstitielle d'autant plus importante que la compressibilité du fluide interstitiel est faible par rapport à la compressibilité du squelette solide. (JOSSEAUME, 1968)

Par exemple, la variation Δu de pression interstitielle, consécutive à une variation $\Delta \sigma_1$ de la contrainte totale verticale lorsque le sol ne subit aucune déformation latérale, a pour expression :

$$\Delta u = \frac{1}{1+n \frac{C_w}{m_v}} \Delta \sigma_1$$

C_w : étant la compressibilité du fluide interstitiel

m_v : étant la compressibilité du squelette solide à déformation radiale nulle.

n : la porosité du sol.

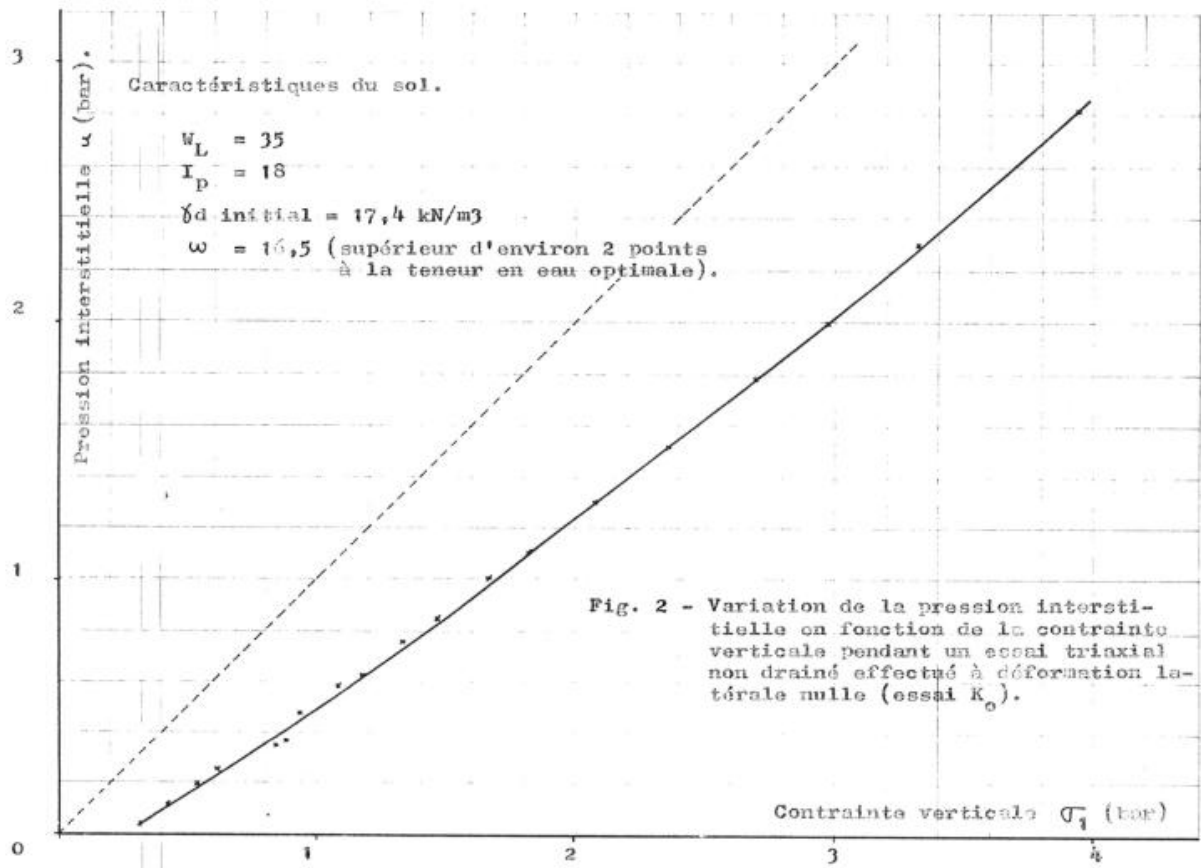


Figure II.1 : Variation de la pression interstitielle en fonction de la contrainte verticale (JOSSEAUME, 1968)

Il s'ensuit que la pression interstitielle se dissipe partiellement pendant la construction. Cependant dans le cas d'un barrage d'une certaine hauteur construit à partir de matériaux argileux relativement humide, cette dissipation est généralement insuffisante pour assurer sa stabilité. A moins d'adoucir fortement la pente des talus ou de diminuer la teneur en eau du matériau (ce qui n'est généralement pas possible en climat humide), on est alors amené à construire le corps de digue en plusieurs étapes. La pression interstitielle pendant la construction varie comme indiqué sur la figure suivante. (JOSSEAUME, 1968)

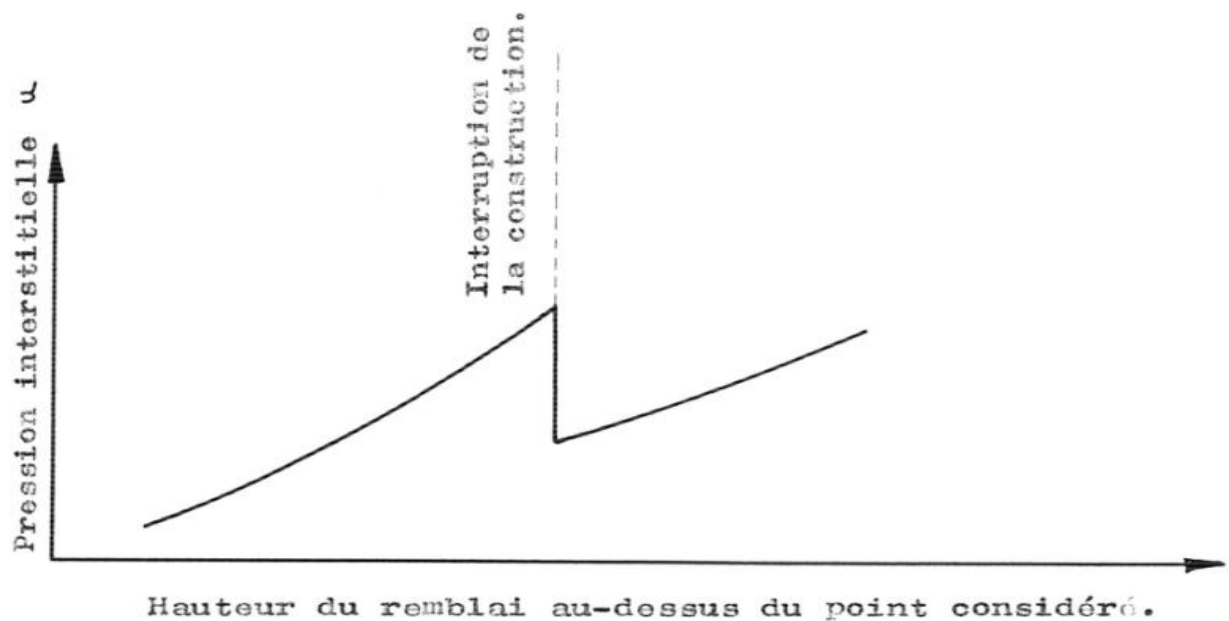


Figure II.2 : Variation de la pression interstitielle en un point d'un barrage en terre pendant sa construction (JOSSEAUME, 1968)

1.2. Comportement du barrage pendant l'exploitation

Les pressions interstitielles peuvent varier avec le temps, la perméabilité, la charge hydrostatique et les conditions de drainage. Un réseau de ligne de courant et d'équipotentiels permet de connaître l'intensité et la répartition des pressions interstitielles. Il faut relever qu'en ce qui concerne la stabilité, les pressions interstitielles peuvent réduire la résistance au cisaillement. (OFEG, 2002a)

L'augmentation des pressions interstitielles dans un remblai conduit à la diminution de sa résistance globale au cisaillement, susceptible de provoquer des instabilités de remblai ou dans le noyau, pouvant provenir de trois mécanismes :

- Des tassements différentiels dans la fondation ou dans le remblai,

- Une dessiccation prolongée du noyau d'argile, liée à un niveau de retenu maintenu bas pendant une période prolongée et provoquant des fissures de retrait,
- Une dégradation du remblai ou du noyau par des mécanismes chimiques.

D'autres scénarios particuliers, liés à des défaillances d'équipement du barrage, peuvent conduire à l'augmentation des pressions interstitielles.

- Le colmatage ou le contournement (par le haut, le bas ou les rives) du dispositif du drainage du remblai ou de la fondation,
- La défaillance du système d'étanchéité, dégradation du masque amont ou du noyau central. (PEYRAS, 2002)

1.2.1. Stabilité du barrage pendant l'exploitation

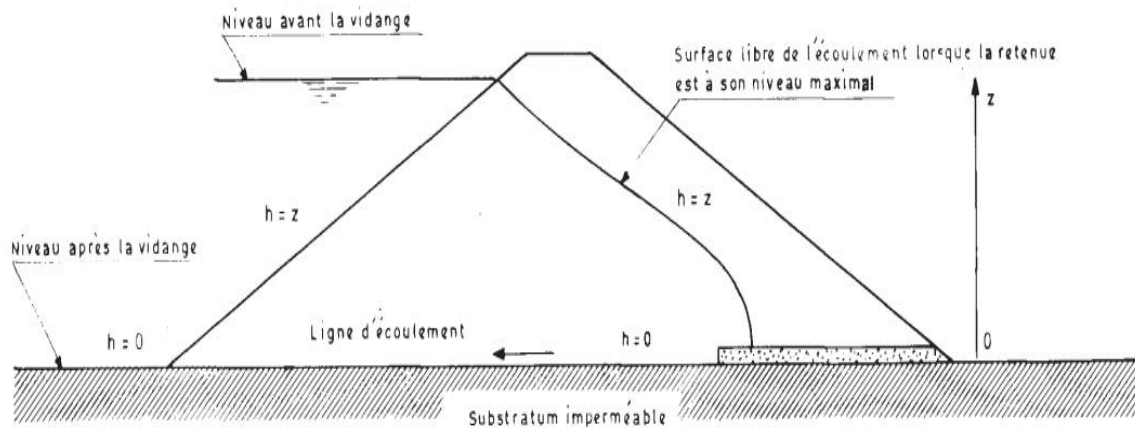
Lors du remplissage de la retenue, un écoulement permanent s'établit plus ou moins rapidement à travers l'ouvrage et sa fondation. Une fois le régime permanent établi, on se trouve dans les conditions normales d'exploitation qui déterminent pour une large part les caractéristiques de l'ouvrage. Celles-ci doivent être telles que non seulement la stabilité soit assurée avec un coefficient de sécurité minimal de 1.5, mais également que le débit de fuite reste inférieur à une valeur admissible.

Lorsque le régime permanent s'est établi, les pressions interstitielles dans le corps de digue et sa fondation sont totalement indépendantes des contraintes existant dans le sol. L'étude de la stabilité ne peut, dans ces conditions, être faite qu'à partir des contraintes effectives. Il est alors nécessaire de connaître les paramètres de cisaillement intergranulaire c' et ϕ' et la distribution interstitielle dans l'ouvrage. (JOSSEAUME, 1968)

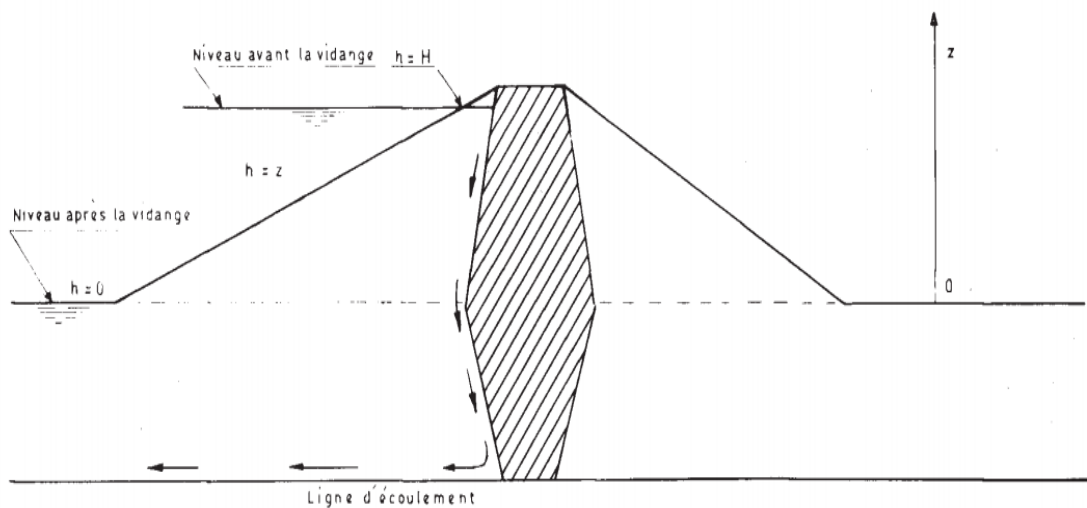
1.3. Comportement de l'ouvrage pendant la vidange rapide

La perméabilité des sols constituant un barrage en terre est généralement trop faible pour la surface de l'eau dans l'ouvrage s'abaisse de façon sensible lorsque l'on vide rapidement la retenue. La vidange rapide peut alors être considérée comme instantanée et c'est dans cette hypothèse que l'on se place pour étudier la stabilité du talus amont.

Comme on l'a vu précédemment, lorsque la retenue est pleine, les forces d'écoulement à travers l'ouvrage tendent à stabiliser le talus aval. La vidange rapide, en inversant le sens d'écoulement dans la partie amont de l'ouvrage, crée des forces hydrauliques dirigées vers l'intérieur de la retenue. Ces forces sont suffisamment intenses pour entraîner une réduction importante du coefficient de sécurité du talus amont. Inversement la vidange rapide améliore la stabilité du talus aval ou est sans effet sur elle.



A) barrage homogène fondé sur sol imperméable.



B) barrage à noyau fondé sur un sol de même perméabilité que les recharges. Le noyau est constitué d'une argile relativement compressible et peu perméable

Figure II.3: Conditions aux limites de l'écoulement créé par la vidange rapide.

(JOSSEAUME, 1968)

On étudie généralement la stabilité du talus amont pendant la vidange rapide à partir des contraintes effectives. Les paramètres de cisaillement pris en compte dans le calcul sont les paramètres de cisaillement inter granulaire du sol saturé. La distribution de la pression interstitielle dans le corps de digue dépend de la déformabilité des matériaux qui le constituent.

2. DIFFERNTES PHASES DE L'ETUDE DE LA STABILITE D'UNE DIGUE EN TERRE

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre met en jeu les méthodes générales d'étude de la stabilité des talus. Parmi les plus utilisées, citons celle de Fellenius et surtout celle de Bishop.

Le coefficient de sécurité d'un talus est fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement intergranulaire c' et ϕ' du sol et des pressions interstitielles qui s'y développent. Dans le cas d'un barrage en terre, les pressions interstitielles dans le corps de l'ouvrage et dans la fondation évoluent considérablement au cours de la vie de celui-ci. Les paramètres de cisaillement du corps de l'ouvrage (surtout c') peuvent également subir des variations lors de la mise en eau. Aussi la stabilité d'une digue en terre doit-elle être vérifiée à différents stades de son histoire :

- Pendant sa construction et en fin de construction,
- Lorsque l'eau est à son niveau maximal dans la retenue et qu'un écoulement permanent s'est établi à travers l'ouvrage, c'est-à-dire dans les conditions normales d'exploitation,
- Lorsque l'on abaisse rapidement le niveau de l'eau dans la retenue (vidange rapide).

Les caractéristiques de l'ouvrage sont déterminées le plus souvent par son comportement au cours des deux dernières phases : le talus aval est alors dimensionné en tenant compte des conditions existant lorsque l'eau dans la retenue est à son niveau maximal et le talus aval en tenant compte des conditions créées par la vidange rapide.

Cependant, dans certains cas, il s'avère nécessaire de modifier ces caractéristiques pour assurer la stabilité de l'ouvrage pendant la période de construction. (JOSSEAUME, 1968)

3. MESURE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE EN LABORATOIRE

Depuis quelques années les mesures de pression interstitielle dans les sols en place et en laboratoire ont pris une importance de plus en plus grande dans l'activité des Laboratoires des ponts et des chaussées.

Les mesures en laboratoire intéressent essentiellement l'essai triaxial. Elles sont généralement effectuées au cours d'essais du type « consolidé non drainé » sur sols peu perméables. La connaissance de la pression interstitielle permet alors de calculer les contraintes effectives agissant sur le sol pendant la phase de cisaillement et notamment lorsque la rupture se produit. On peut ainsi obtenir les paramètres de cisaillement intergranulaire c' et ϕ' sans qu'il soit nécessaire de recourir à des essais du type « consolidé drainé », toujours très longs lorsque la perméabilité du sol est faible. Les mesures en laboratoire peuvent également avoir pour objet la détermination des coefficients de pression interstitielle ; ceux-ci permettent d'estimer les variations de

pression interstitielle qui se produisent dans un sol en place ou dans un ouvrage en terre lorsque l'on fait varier les charges qui lui sont appliquées. Ces coefficients sont déterminés à partir des mesures de pression interstitielle effectuées au cours d'essais du type non consolidé non drainé, consolidé non drainé ou encore d'essais spéciaux reproduisant les conditions de chargement du sol en place. **(JOSSEAUME, 1968)**

La pression interstitielle qui prend naissance dans une éprouvette de sol essayée dans l'appareil triaxial, est généralement mesurée au niveau de la pierre poreuse inférieure au moyen de l'appareil schématisé figure II.4. Lorsque la pression interstitielle varie, un certain volume d'eau est expulsé de l'éprouvette (ou absorbé par celle-ci) et provoque un déplacement de l'index de mesure. Une contrepression est exercée au moyen du vérin afin de ramener l'index à sa position initiale et, à l'équilibre, cette contrepression (lue sur un des deux manomètres) est égale à la pression interstitielle.

Dans le cas d'un sol peu perméable, la pression interstitielle u mesurée au cours de l'essai est fonction de la vitesse d'essai (c'est-à-dire de la vitesse d'application des charges ou de la vitesse de déformation axiale si l'essai s'effectue à déformation contrôlée), sauf si cette dernière est très faible.

L'influence de la vitesse d'essai s'explique de la façon suivante :

- L'appareil de mesure ne « répond » pas instantanément : son *retard ou temps de réponse* dépend de la stabilité de l'indicateur de zéro et de la déformabilité du circuit de mesure
- Les variations de pression interstitielle résultant de l'application rapide d'un déviateur (1) au cours d'un essai non drainé, ne sont pas les mêmes en tout point de l'éprouvette, le champ des contraintes totales n'étant pas uniforme (celui-ci est en effet perturbé par le frottement de l'éprouvette à ses extrémités). Si le sol est peu perméable, la pression interstitielle n'a pas le temps de se redistribuer et sa valeur dans la partie centrale de l'éprouvette peut être très différente de celle mesurée à la base.

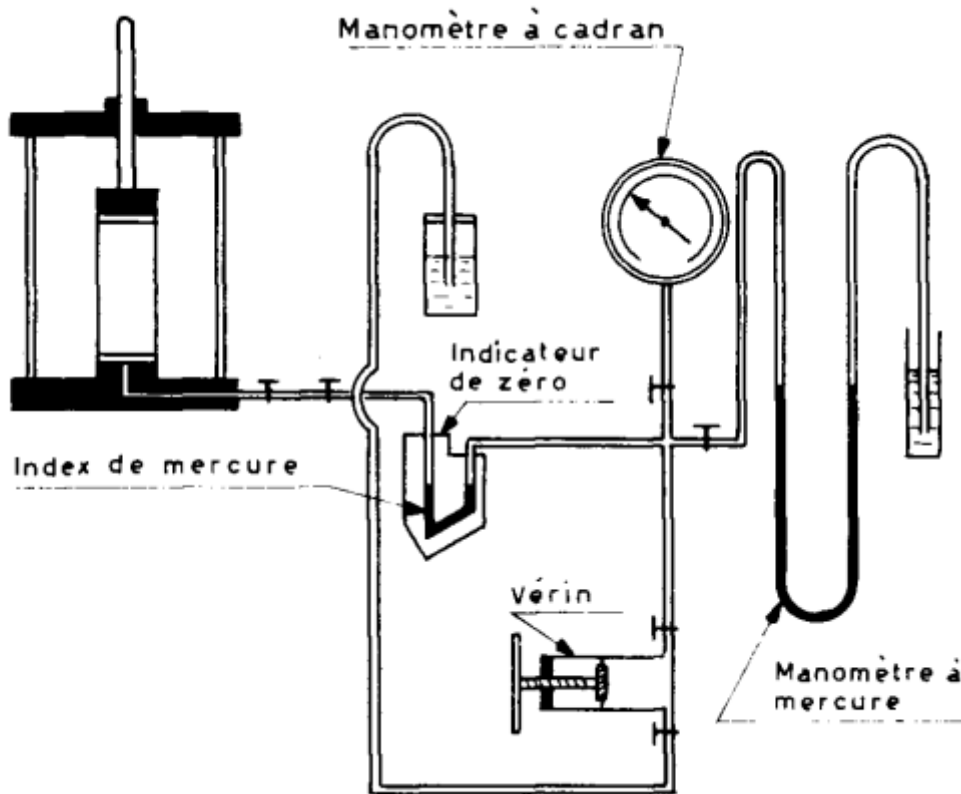


Figure II.4 : Schéma de l'appareil de mesure de pression interstitielle. (JOSSEAUME, 1968)

Le temps de réponse de l'appareil et le temps d'uniformisation de la pression interstitielle dans l'éprouvette, déterminent la plus grande vitesse d'essai compatible avec une mesure précise de u . Leur connaissance est fondamentale ; indépendamment de son intérêt théorique, elle conditionne le rendement de l'appareil triaxial ; aussi de nombreux chercheurs se sont-ils penchés sur ce problème, en particulier Bishop et Gibson. (JOSSEAUME, 1968)

4. EXEMPLES D'ETUDE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE

4.1. Barrage EL HOUAREB (EL OUNI, 2009)

- Situation : 40 km, au sud-ouest de la ville de Kairouan (Tunisie central)
- Fonction : fourniture d'eau d'irrigation et alimentation de la nappe

Caractéristiques du barrage

- Digue en terre à noyau munie d'un filtre
- Hauteur : 32 m au-dessus de la fondation
- Capacité : 110 Mm³

Terrains de fondation

- L'emplacement du barrage se subdivise en 2 sections :
 - Lit mineur
 - Terrasse en rive droite.
- Le contrôle des infiltrations est assuré par :
 - La présence des horizons argileux (terrasse)
 - Une paroi plastique mise en place sous la recharge amont du barrage (lit mineur)



Figure II.5 : Schéma représentatif du barrage EL HOUAREB (EL OUNI, 2009)



Figure II.6 : Coupe longitudinale du barrage (EL OUNI, 2009)

La mesure de la pression interstitielle :

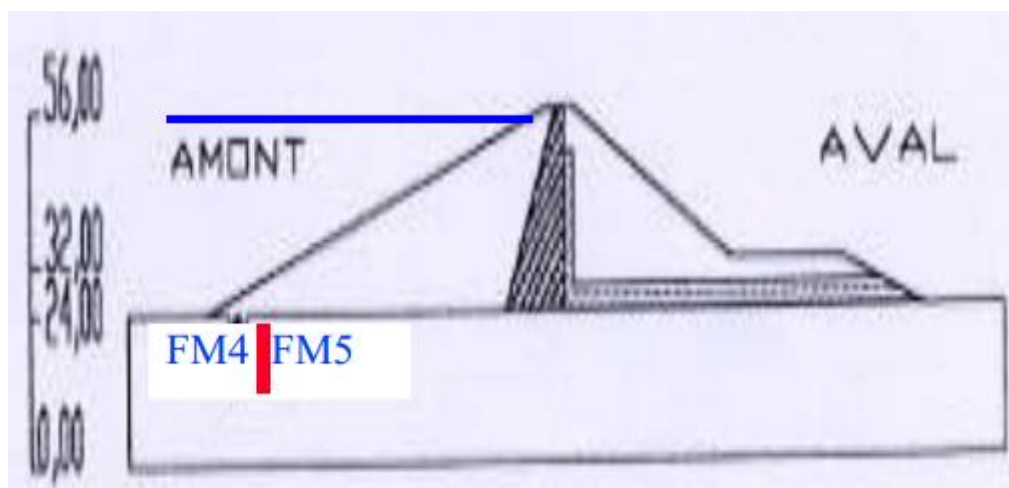


Figure II.7 : Emplacement des cellules FM4 et FM5 (EL OUNI, 2009)

Deux cellules FM4 et FM5 sont placées à la base du remblai (à la partie supérieure de la fondation), séparées par un organe d'étanchéité.

Au cours de la construction

On remarque que ces cellules ne suivent pas la montée du remblai, et elles nous montrent une augmentation continue des pressions interstitielles, mais les valeurs sont légèrement différentes.

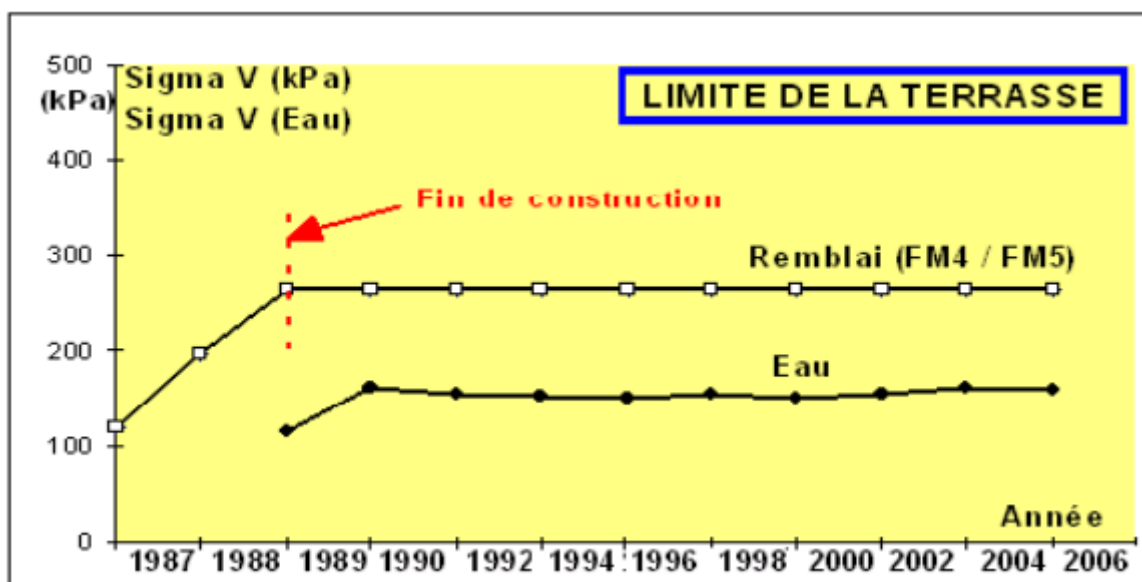


Figure II.8: Variation des contraintes en fonction du temps (EL OUNI, 2009)

Après la mise en eau

Dès la première mise en eau, on observe une différence entre les pressions interstitielles. On note une perte de charge à travers la paroi plastique pendant et après la mise en eau.

La figure II.9 montre l'efficacité de cet organe d'étanchéité.

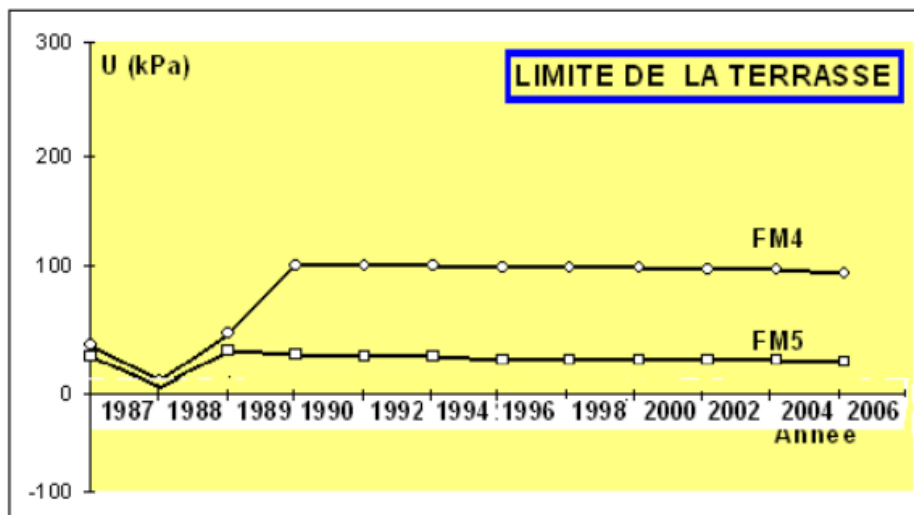


Figure II.9 : Différence entre les pressions interstitielles en fonction du temps (EL OUN, 2009)

4.2. Barrage de LEBNA (EL OUNI, 2009)

- Situation : région du Cap-Bon à 70 km de Tunis
- Fonction : fourniture d'eau d'irrigation

Caractéristiques du barrage

- Digue en terre homogène munie d'un filtre
- Hauteur : 22 m au-dessus de la fondation
- Longueur : 500 m
- Capacité : 25 Mm³



Profil spécial

2 cellules sont placées dans le corps du barrage pour suivre la variation de la pression interstitielle en fonction de la profondeur.

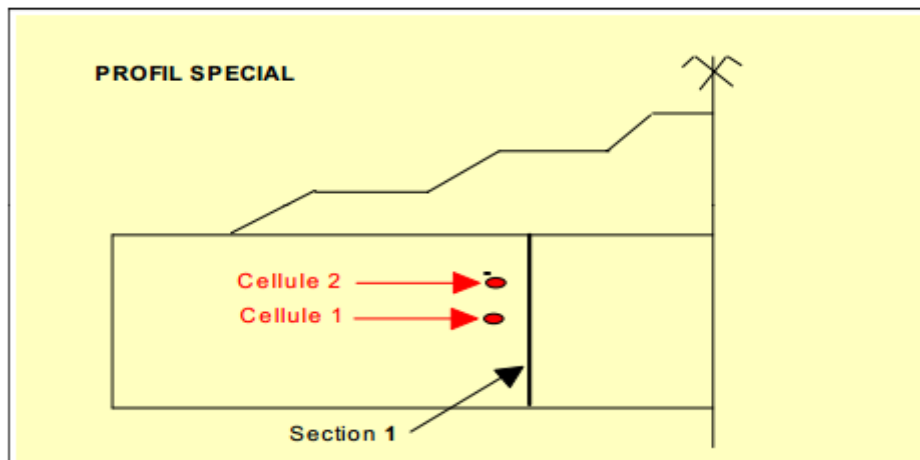


Figure II.10: Emplacement des 2 cellules (EL OUNI, 2009)

L'hypothèse d'une consolidation à la fin de la construction est confirmée par la forme d'isochrone de consolidation que présente la distribution des pressions interstitielles avec la profondeur ; forme retrouvée sous tous les remblais étudiés par plusieurs chercheurs.

Les quelques anomalies des courbes produites par le calcul sont dus principalement à l'effet de l'hétérogénéité des courbes du maillage.

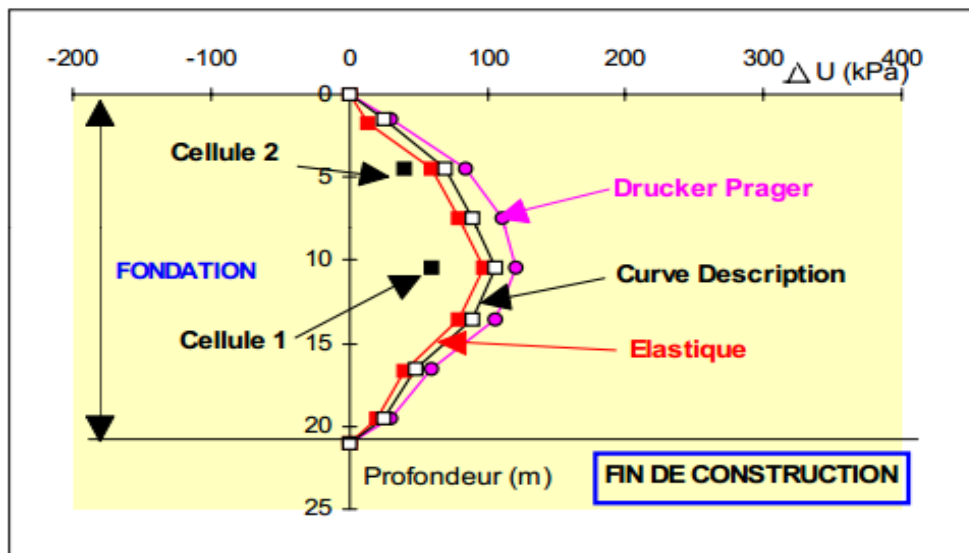


Figure II.11 : Distribution des pressions interstitielles avec la profondeur (EL OUNI, 2009)

Les surpressions interstitielles calculées sont parfois différentes des valeurs mesurées. Ceci pouvant être attribué soit à :

- Une sous-estimation des valeurs réelles du coefficient de perméabilité du sol.
- La saturation incomplète du matériau du barrage.

Après la mise en eau on observe une augmentation de la pression interstitielle en fonction de la profondeur.

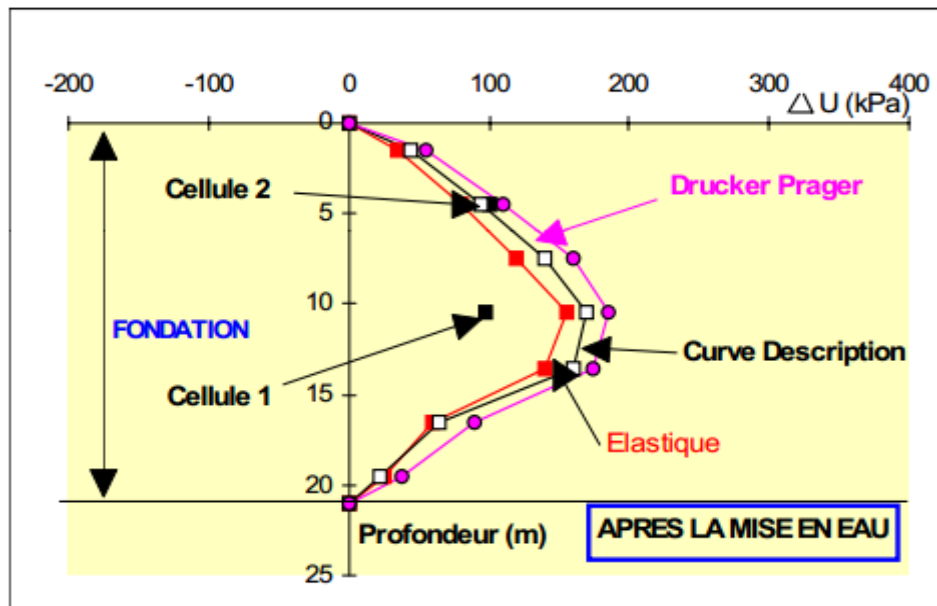


Figure II.12: Variation de la pression interstitielle après la mise en eau (EL OUNI, 2009)

4.3. Barrage en terre (EL OUNI, 2009)

Caractéristiques du remblai

Différentes unités du barrage :

- La digue : Hauteur=29 m, Largeur=344m, Longueur=595m
- Débit de l'évacuateur de crues: $2553\text{m}^3/\text{s}$
- Hauteur de la tour de prise : 36.3m
- Capacité de la retenue 264Mm^3
- Hauteur de la tour de prise : 36.3m

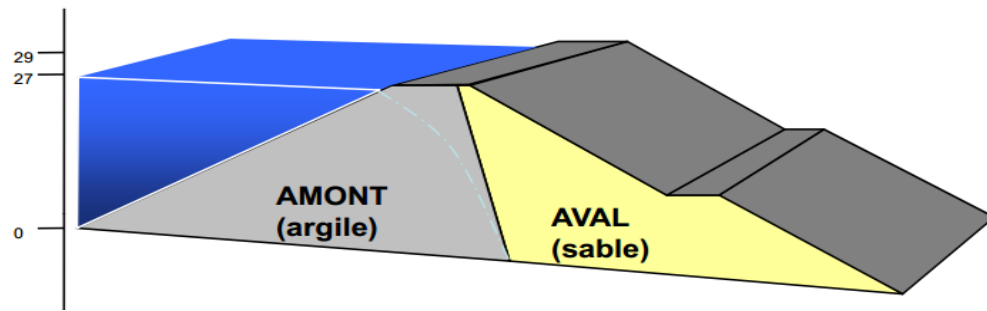


Figure II.13 : Profil du barrage en remblai (EL OUNI, 2009)

Mesures de la pression interstitielle

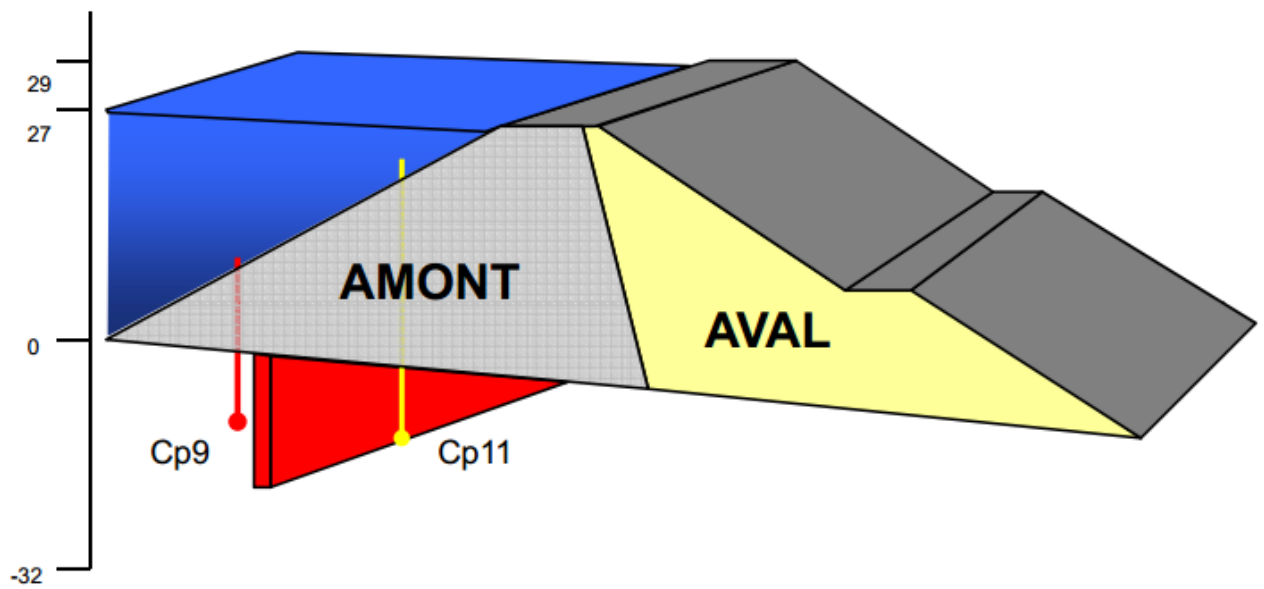


Figure II.14 : Positionnement des cellules de pression (EL OUNI, 2009)

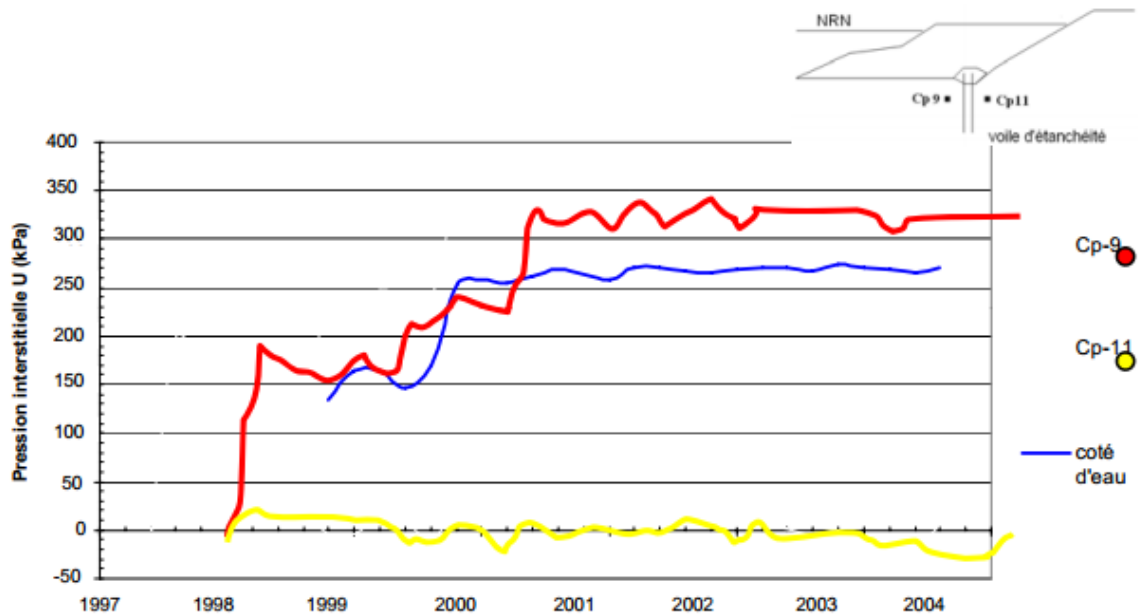


Figure II.15 : Variation de la pression interstitielle mesurée par les 2 cellules (Cp9 et Cp11) en fonction du temps (EL OUNI, 2009)

Selon les courbes montrées dans la figure ci-dessus, on observe que la pression interstitielle mesurée par la cellule (Cp-9) qui se trouve avant le voile d'étanchéité se développe d'une façon croissante en fonction du temps, par contre celle qui se trouve après le voile d'étanchéité (Cp-11) nous donne des résultats plus ou moins constants presque nuls.

5. DISPOSITIFS DE PROTECTION

5.1. Les drains

"Les ruptures réellement catastrophiques sont celles dues aux érosions internes par infiltrations ou renards, du fait qu'elles se produisent sans avertissement, le réservoir étant plein, parfois plusieurs années après le premier remplissage" (TERZAGHI).

D'après **OURGHI (1998)**, Les drains sont des organes qui évacuent les eaux provenant d'une filtration à travers un massif ou d'un ressuyage. Ils sont ordinairement constitués de matériaux granulaires (sables ou graviers) disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical).

Les matériaux constitutifs doivent être inaltérables, parfaitement propres et, en conséquence, soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines du matériau adjacent.

Les drains peuvent être équipés de collecteurs qui sont des tuyaux drainants en plastique, souples ou rigides. Ces collecteurs drainants existent en deux types : circulaire doté de fentes sur l'ensemble du pourtour ou avec fentes seulement sur les 2/3 supérieurs.

Grâce à sa cunette sans fente, le tuyau drainant présente l'avantage - à condition, naturellement, d'être bien posé - d'empêcher la ré-infiltration potentielle des eaux interceptées. Il s'avère, en outre, mécaniquement plus résistant que l'autre type de drain. Aussi, son emploi est à recommander dans les barrages.

La combinaison d'un drain en matériau perméable avec un collecteur drainant posé en fond est intéressante, car elle facilite la collecte et la canalisation des débits captés par l'ensemble du dispositif. (LARBI et MEZOUJJI, 2014)

Pour contrôler et réduire les pressions interstitielles afin d'améliorer la stabilité globale, on organise l'architecture interne du remblai avec des zones de forte perméabilité appelées drains. On trouvera ainsi, classiquement :

- **le drain cheminée**, placé quasi verticalement vers le centre d'un remblai homogène, ou à l'aval du noyau, épais de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives,
- **le tapis drainant aval**, qui couvre la moitié aval de la fondation et sert d'exutoire au drain cheminée (et de drain vis à vis des eaux présentes en fondation), épais de 50 cm au moins,
- **le drainage particulier autour des conduites sous remblai**, qui s'impose. (BERNARD et al)

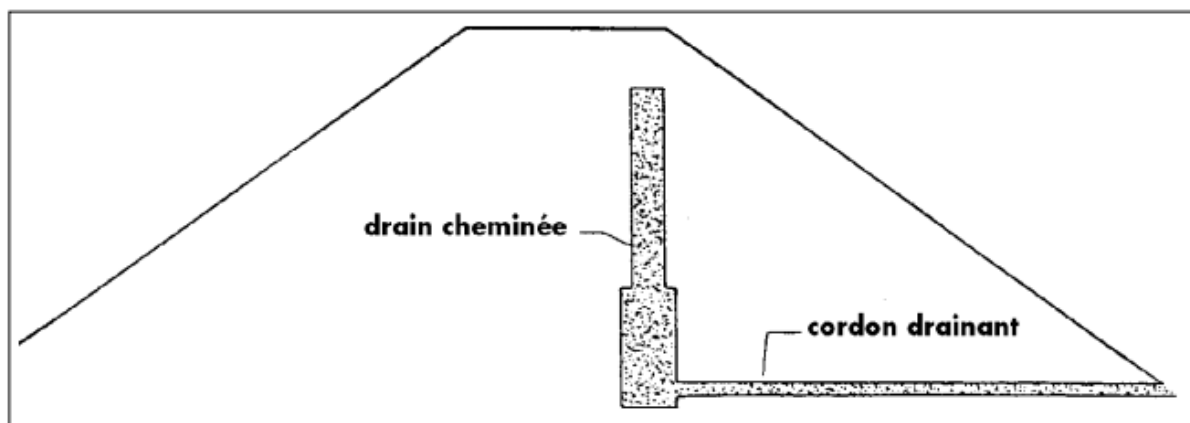


Figure II.16 : Dispositif drainant d'un remblai argileux homogène (ALONSO, 2002)

5.1.1. Rôle des drains

Les drains dans les barrages en terre ont une multitude de fonctions très importantes :

- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.

- Abaisser la ligne de saturation, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.
- La présence du drain permet d'activer la consolidation du remblai. **(COMITE INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES)**

5.1.2. Effet de drainage

Un drainage efficace du corps de l'ouvrage et de sa fondation, parfois associé à une coupure étanche en fondation, peut améliorer sensiblement les conditions de stabilité, en réduisant les pressions interstitielles.

Cette réduction des pressions interstitielles entraîne une amélioration de la sécurité au renversement et de la sécurité au glissement.

La position des drains est à étudier en fonction de la constitution de l'ouvrage et de sa fondation, et des autres traitements réalisés comme un masque amont ou une injection des maçonneries.

Comme pour les barrages en terre, la mise en œuvre de drains et de puits de décharge intéressant la fondation du barrage nécessite la connaissance préalable de la perméabilité des sols et des circulations d'eau afin de ne pas créer un écoulement préférentiel avec gradient élevé qui provoquerait alors un entraînement des matériaux.

De telles opérations ne sont de plus à entreprendre qu'avec :

- une auscultation piézométrique préalable qui justifie les travaux à exécuter ;
- généralement une amélioration de l'étanchéité du parement amont.

Enfin, des travaux de traitement de l'ensemble de la maçonnerie par drainage n'ont jusqu'à présent guère été envisagés, en tant qu'opération de confortement, pour les barrages objets de ce document. Ils se restreignent souvent à la foration de barbacanes sur le parement aval, ayant autant un rôle d'assèchement de la maçonnerie que de drainage. Il n'est pas ailleurs pas recommandé de favoriser des circulations d'eau dans la maçonnerie par un drainage aval. **(ANTOINE et al, 1992)**

5.2. Les filtres

D'après **OURGHI (1998)**, un filtre est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines, éventuellement entraînée par la circulation de l'eau dans le massif. Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des fines vis-à-vis du corps de remblai, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux. Les filtres peuvent être constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain

et les éléments fins du milieu à drainer. Ces couches pourront être disposées comme suite (**OURGHI, 1998**) :

- la première couche (supérieure) en gravier ;
- la seconde couche en gros sable ;
- La dernière en sable fin.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres « granulaires » par des géotextiles. Ces produit de substitution sont issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable. Ils offrent d'avantage d'être économiques et de mise en œuvre a priori plus facile que les filtres à base de plusieurs couches de matériau calibré. La vérification, par le géotextile, des conditions de non entraînement des fines vis-à-vis du sol à drainer demeure indispensable.

Le rôle des filtres

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur la plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages. Parmi leurs rôles on peut citer :

- Entreposés entre deux couches à granulométrie différentes, ils évitent que les grains fins de la première couche ne soient entraînés par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de gros diamètres.
- Entreposés de part et d'autre d'un noyau d'étanchéité ou sous un écran d'étanchéité, ils jouent le rôle de couches drainantes en évacuant les eaux d'infiltration vers l'aval du barrage.
- Intercalés entre un massif de barrage et sa fondation, si elle est argileuse, contribue grandement à activer sa consolidation grâce à leur rôle drainant qui réduit les pressions internes. (**COMITE INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES**)

CONCLUSION

La prise en compte de l'ensemble des facteurs dans le dimensionnement des ouvrages est un problème difficile. Malgré l'expérience acquise avec la construction des remblais, il n'existe pas à l'heure actuelle de méthode de calcul globale de ce type de structure, surtout lorsqu'il s'agit de barrages. Les calculs classiques reposent souvent sur des études découplées du barrage.

On est alors amené dans la plupart des cas à poser des hypothèses peu représentatives du comportement réel de l'ouvrage. Il était donc nécessaire d'envisager des situations plus courantes et plus générales et de mettre au point une méthode de calcul globale de l'ouvrage susceptible d'analyser son comportement aux différents stades de sa vie.

Chapitre III :

**INFLUENCE DE LA CONSOLIDATION
SUR LA PRESSION INTERSTITIELLE**

INTRODUCTION

Le sol, comme tous les autres matériaux, se déforment lorsqu'on leur applique une charge. Conformément aux principes généraux de la mécanique des sols, ces déformations sont liées à des variations des contraintes effectives, c'est-à-dire à des variations de la différence entre les contraintes totales et la pression de l'eau interstitielle, quand le sol est saturé.

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.). Il existe donc deux façons de faire varier les contraintes effectives dans le sol : en augmentant les charges qui lui sont appliquées, ou en faisant varier la pression de l'eau interstitielle (par rabattement de la nappe, en général). 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. Le cas intermédiaire des sols non saturés (degré de saturation inférieure à 80%) est plus complexe. Donc le cas le plus défavorable est lorsque le sol est totalement saturé.

L'amplitude des déplacements du sol dépend de nombreux facteurs : la nature du sol, les conditions de drainages, le temps, la charge appliquée, la géométrie de la couche déformable...etc

1. DEFINITION D'UN SOL

- Les sols peuvent être définis comme des agrégats dans lesquels les particules sont faiblement liées et peuvent être séparées par une action mécanique légère
- Un sol en place est constitué de grains solides baignant dans l'eau, dans l'air ou dans un mélange (eau + air)

Le sol est essentiellement un milieu constitué de trois phases :

- une phase solide ou squelette, constituée de grains de toutes tailles (agrégats minéraux ou débris organique).
- une phase liquide (eau de pureté variable).
- une phase gazeuse (air et éventuellement vapeur d'eau).

L'arrangement des grains correspond à la structure du squelette. On a ainsi :

- une structure imbriquée, roche fissurée.
- une structure fermée, sable et gravier.
- une structure ouverte ou alvéolaire, argile. **(BENAISSA)**

1.1. Formation des sols

Les sols proviennent tout simplement des roches, mais ils peuvent contenir aussi des matières organiques.

Les sols ont deux origines principales :

- la désagrégation des roches par altération mécanique ou physicochimique sous l'effet des agents naturels
- la décomposition d'organismes vivants : végétaux (tourbes) ou animaux (craies).

Suivant les types d'altération, les sols résultant auront des compositions différentes.

- Roche → la désagrégation physique et mécanique des roches consolidées donne des fragments de roche de même composition que la roche mère : gravier, sable, limon.
- Roche → la décomposition physico-chimique de la roche en place ou des fragments de roche donne des nouveaux composés : argiles.

2. CLASSIFICATION DES SOLS

2.1. Les sols pulvérulents (grenus)

Ils contiennent des particules suffisamment grosses pour être visibles à l'œil nu ce sont les graviers et les sables.

2.1.1. Propriétés des sols grenus

Les sols grenus possèdent les propriétés suivantes :

- Forces de frottement entre les grains sont :
- Dépendants de la forme,
- L'angularité et la compacité des grains
- Indépendants de la teneur en eau
- Résistance au cisaillement
- Aucune résistance à la traction
- Perméables (**FRED et OLIVIER, 2011**)



Photo III.1 : Exemple d'un sable grossier (FRED et OLIVIER, 2011)

2.1.2. Comportement des sols grenus

Les sols pulvérulents : sable, gravier, cailloux, blocs sont constitués essentiellement de la silice (quartz), de calcaire et d'autres roches inertes. Les effets capillaires dus à l'eau sont négligeables ; Les grains se comportent comme les granulats inertes du béton. **(CHIKHI, 2011)**

Le comportement des sols grenus dépend uniquement des paramètres qui caractérisent le squelette solide. Ainsi, que le sable soit sec, humide ou saturé, ses propriétés géotechniques sont à peu près identiques.

Ce fait tient à ce que les grains d'un sol grenu laissent entre eux des vides de grande dimension où l'eau peut très facilement circuler, d'autant plus qu'il n'existe pas dans ce type de sol d'eau adsorbé.

Les propriétés des sols grenus dépendent donc avant tout de la dimension des grains solides et de leur état de compacité (état lâche ou serré du squelette) **(SCHLOSSER, 1988)**

2.2. Les sols fins

Les sols fins contiennent des particules invisibles à l'œil nu, ce sont les silts et les argiles, les argiles étant couramment appelées sols cohérents.

2.2.1. Propriétés des sols fins

Les sols fins possèdent les propriétés suivantes :

- Cohésion assurée par frottements et forces d'attraction entre les grains
- Dépendants de la forme, l'angularité, la compacité et de l'effet de surface des grains
- Dépendants de la teneur en eau
- Résistance au cisaillement et à la traction

- Imperméables et gélifs
- Sensibles à l'eau (gonflements ou retraits) (**FRED et OLIVIER, 2011**)



Photo III.2 : Exemple d'une argile (FRED et OLIVIER, 2011)

2.2.2. Comportement des sols fins

Bien que la dimension des grains du squelette ait une influence, le comportement d'un sol fin est avant tout fonction :

- De sa composition minéralogique,
- De sa teneur en eau,
- Et de sa structure, c'est-à-dire de la manière dont les particules sont disposées et orientées les unes par rapport aux autres (**CHIKHI, 2011**).

Dans les sols fins ou cohérents où la surface spécifique des grains (rapport de la surface du grain à son volume) est grande, l'eau joue un rôle très important par son influence sur les forces qui s'exercent entre les particules.

Selon la valeur de la teneur en eau, les propriétés mécaniques d'un sol fin évoluent depuis celles d'un solide (w faible) jusqu'à celles d'un liquide (w élevé). Entre ces deux états, pour les teneurs en eau moyennes, le sol présente des propriétés plastiques, c'est-à-dire qu'il est capable de se déformer rapidement et considérablement sans se cesser, se fendiller ou changer de volume et sans présenter de déformation réversible notable. Dans ce sens, le mastic, la pâte à modeler présente de bonnes propriétés physiques. (**SCHLOSSER, 1989**)

3. CONSOLIDATION ET TASSEMENTS DES SOLS

La consolidation (ou consolidation primaire) d'un sol fin comme le phénomène conduisant à la dissipation des surpressions interstitielles et à la diminution du volume

du sol au cours du temps sous les charges qui lui sont appliquées. L'application rapide d'une charge à la surface d'un massif ou d'une éprouvette de sol se traduit, à l'instant initial, par l'apparition de surpressions interstitielles (excès de pression par rapport à la distribution d'équilibre, généralement hydrostatique) dans la phase liquide du sol. S'il existe des possibilités de drainage aux limites du massif ou de l'éprouvette, il s'établit un écoulement transitoire.

La consolidation c'est donc le processus d'expulsion des vides du sol de l'air ou de l'eau. Les grains se resserrent donc et le sol diminue de volume. Le tassement est une consolidation mais la consolidation c'est le tassement qui évolue durant le temps. **(HARICHANE, 2014)**

3.1. Analyse du phénomène

Plaçons-nous dans le cas où le tassement se fait sans déplacements latéraux du sol. Nous supposons que la couche du sol saturée est drainée. L'eau et les grains étant incompressibles et les déplacements latéraux étant impossible le tassement ne peut provenir que du départ de l'eau qui permet aux grains de se rapprocher : ce phénomène s'appelle la consolidation.

Classiquement on distingue dans le temps deux phases :

- La consolidation primaire.
- La consolidation secondaire.

Dans la consolidation primaire, le facteur temps intervient par la viscosité de l'eau interstitielle. Sous l'action des charges appliquées, l'eau interstitielle est mise en pression (presque instantanément), et cette pression se dissipe lentement en raison de la viscosité ; il se produit simultanément un ré enchevêtrement des grains solides. Au fur et à mesure de cette consolidation primaire, il y a transfère des contraintes de l'eau interstitielle sur le squelette solide.

Dans la deuxième phase de compression secondaire, on admet le plus souvent que le facteur temps intervient par la viscosité structurale. Cette viscosité est, en grande partie, due à la couche d'eau adsorbée qui entoure les particules solides et dont les propriétés physiques sont assez différentes de celles de l'eau naturelle. Durant cette phase la surpression interstitielle reste pratiquement nulle et il y a un ré enchevêtrement très progressif des particules solides.

Il convient de remarquer qu'en dehors du fait qu'il existe une phase de dissipation de la surpression interstitielle et une phase de tassement durant laquelle cette surpression reste nulle, la distinction entre la consolidation primaire et compression secondaire est assez arbitraire. En effet, durant la consolidation primaire, une part du tassement est due

à la viscosité structurale et par suite durant cette phase les deux phénomènes sont confondus.

La consolidation secondaire est très lente et son importance est généralement faible (sauf dans le cas des sols organiques et des vases). **(BENAISSA)**

3.2. Analogie mécanique de la consolidation

On peut assimiler le sol à un système constitué de la manière suivante : un cylindre est rempli d'eau et comporte à sa partie supérieure un piston coulissant muni d'un orifice très fin ; un ressort maintient éloigné le piston du fond du cylindre.

- Le ressort, par sa raideur, représente la compressibilité du sol.
- L'eau représente l'eau interstitielle
- L'orifice permet le drainage et représente le phénomène du sol. **(BENAISSA)**

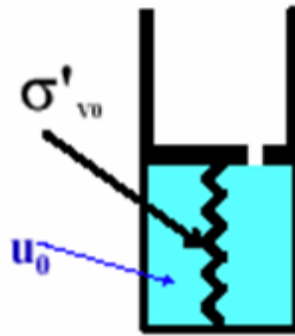


Figure III.1 : Analogie mécanique de la consolidation à l'instant $t=0$. **(BENAISSA)**

Le sol à étudier est contenu dans un cylindre C de section A. Ce cylindre est rempli d'eau représente l'eau interstitielle. Le ressort R modélise le squelette des grains solides.

Le sol est chargé par une force normale N appliquée à l'aide d'un piston P coulissant d'une façon étanche dans le cylindre C. Dans ce piston, est ménagé un orifice O. moins le sol est perméable, plus cet orifice est petit.

Le déplacement ΔH du piston vers le bas correspond au tassement du sol, voyons ce qui se passe lorsque la contrainte totale $\sigma = N/A$ est appliquée.

A l'instant $t=0$ correspond au début du chargement, l'eau considérée comme incompressible absorbe toute la pression, nous avons donc $U = \sigma$ et $\sigma' = 0$.

Avec : U : pression interstitielle

σ' : contrainte effective = N'/A où N' est la force transmise dans le ressort.

Étant en pression, l'eau commence à s'évacuer par l'orifice. Son volume diminuant, le piston s'abaisse (le sol tasse) et le ressort se comprime en reprenant une part de la charge totale. Plus l'orifice est petit, c'est-à-dire plus le sol est imperméable plus le phénomène est lent.

A l'instant t quelconque, nous avons :

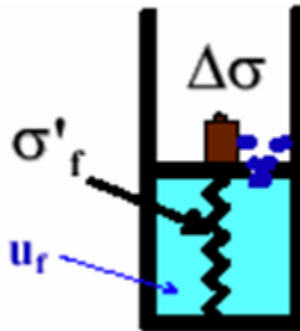


Figure III.2 : Analogie mécanique de la consolidation à l'instant t . (BENAISSA)

$U \neq 0$, $\sigma' \neq 0$ et toujours $\sigma = N/A = \sigma' + U$

Au fur et à mesure que le temps passe, l'eau s'évacue, donc le ressort se comprime, la contrainte effective σ' augmente et u diminue, l'eau sort de plus en plus lentement de l'orifice, la vitesse de tassement se ralentit progressivement.

Pour $t = \infty$, les valeurs U , σ et σ' sont les suivantes : $U = 0$ et $\sigma = \sigma'$

3.3. Variation des contraintes et des déformations dans le temps

La construction de tout ouvrage de génie civil entraîne une modification de l'état de contrainte à l'intérieur du massif de sol sollicité. Ce changement conduit à une déformation du sol (tassement).

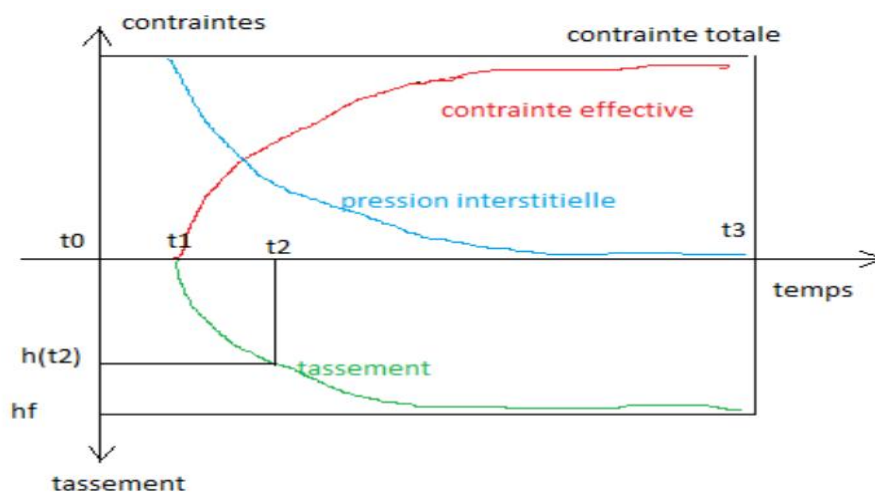


Figure III.3 : Variation de la contrainte effective, de la pression interstitielle et le tassement en fonction du temps.

3.4. Courbe de consolidation

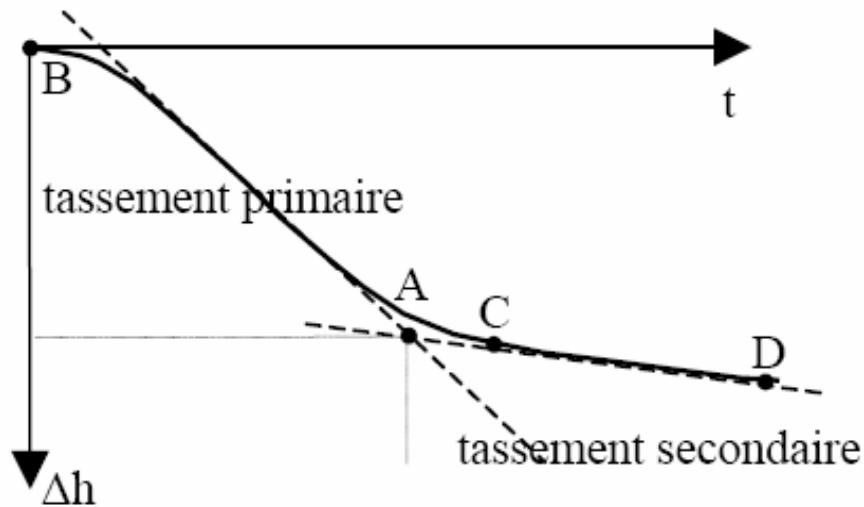


Figure III.4 : Courbe de consolidation des sols. (HARICHANE, 2014)

- L'intersection des deux tangentes détermine la fin du tassement primaire.
- Consolidation primaire est due à la résistance offerte à l'évacuation de l'eau en excès. (Tassement important).
- Consolidation secondaire qui est le résultat du réarrangement des grains du squelette solide. (Tassement faible).
- Le tassement dû à la consolidation primaire représente 80 à 90% du tassement total. (HARICHANE, 2014)

Dans certains cas, on cherche à accélérer la consolidation du sol en incorporant des tapis drainants légèrement inclinés sur l'horizontale à divers niveaux du corps de digue (figure III.5). Une étude de GIBSON et SHEFFORD a cependant montré que ces tapis drainants ne sont efficaces que si leur perméabilité est considérablement plus forte (30.000 à 100.000 fois) que celle du sol argileux constituant le corps de digue. Si le rapport des perméabilités est seulement de 1.000 le tapis drainant sera vraisemblablement inefficace.

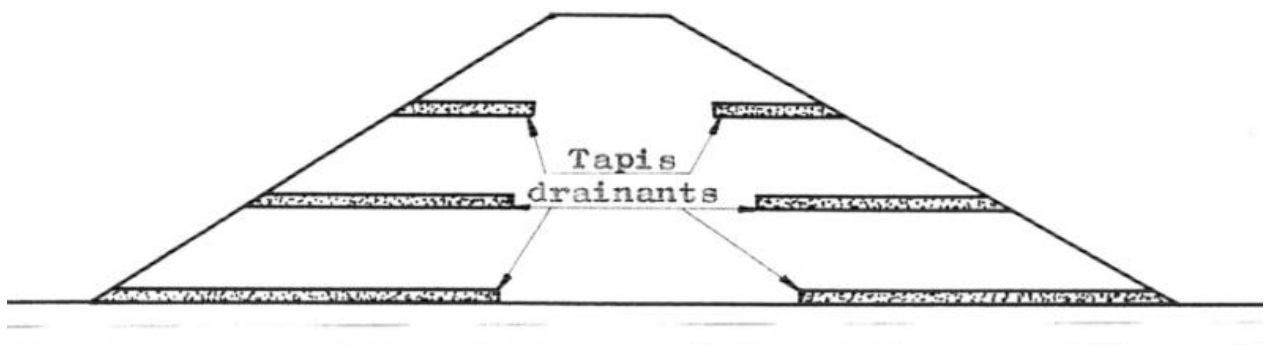


Figure III.5: Barrage en argile équipé de tapis drainants à différents niveaux (JOSSEAUME, 1968)

Remarque : On ne peut espérer diminuer sensiblement les pressions interstitielles qui se développent dans le corps de digue en augmentant l'énergie de compactage. En effet on réduit ainsi la compressibilité du squelette solide mais on augmente le degré de saturation du sol, d'où une diminution de la compressibilité du fluide interstitiel. (JOSSEAUME, 1968)

4. GENERALITES ET DEFINITIONS SUR LES TASSEMENTS

C'est un fait d'expérience courante qu'un remblai constitué sans précautions, tasse sous l'effet de son propre poids, soit des charges permanentes qu'il supporte, soit des surcharges qui roulent sur lui. Or ce tassement n'est que la traduction d'une diminution de volumes des matériaux, diminution qui est le résultat d'un compactage spontané et lent qui réduit le volume des interstices du sol constituant le remblai de la tranchée. (GHORZI et HAFIDI, 2013)

4.1. Généralités sur le processus du tassement dans le cas des sols grenus et des sols fins

4.1.1. Tassement des sols grenus

L'expérience nous apprend que:

- La compressibilité des sols grenus n'est due qu'à la compression du squelette solide,
- Les tassements dans ces sols sont quasi instantanés, ils ont lieu immédiatement au moment de l'apparition des charges,
- Les tassements sont les mêmes que le sol soit sec, humide ou saturé,
- Les déformations dans les sols grenus sont dues à deux causes :
 - D'une part, un ré-enchevêtrement des grains qui provoque une diminution de l'indice des vides (cas des contraintes usuellement rencontrées en géotechnique)
 - D'autre part, une déformation des grains eux-mêmes sous l'action des forces qui s'exercent à leurs points de contact (cas de sollicitations extrêmes très rarement rencontrées en pratique)

En général, on néglige le tassement d'un sol grenu d'autant si à son voisinage il existe une couche de sol fin saturé elle-même sollicitée. (CHIKHI, 2011)

4.1.2. Tassement des sols fins

Une argile est donc d'autant plus compressible qu'elle plus plastique (WL grand). Par ailleurs elle est d'autant plus compressible que sa teneur en eau en place est plus forte. L'étude du tassement en fonction du temps s'effectue aussi à l'oedomètre. Le tassement instantané pour les argiles ne représente qu'une petite partie du tassement final et de toutes façons il n'est pas dangereux puisqu'on peut le "rattraper" en cours de

construction. Il est par contre intéressant de limiter au minimum le tassement qui se produira ultérieurement. C'est la raison pour laquelle il arrive que l'on réalise des remblais plus hauts que prévus qu'on arase après un certain temps, à la côte définitive. (COMPAORE, 1996)

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 (suppressions 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 suppressions 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 . (ARABET, 2010)

4.2. Analyse et interprétation des mesures de tassement

Les déformations au sein d'un barrage peuvent être interprétées par deux approches différentes :

- Interprétation statistique ou stochastique: qui analyse (par régression) les corrélations entre les déformations observées et les charges observées (causes externes et internes produisant la déformation).
- Interprétation déterministe une méthode utilisant des informations sur les charges, les propriétés des matériaux, et les lois physiques qui régissent la relation contrainte déformation, ce qui explique l'état des contraintes internes et la relation entre les effets pathogènes (charges) et déformations. (HAMRICHE, 2013)

4.3. Tassements des barrages en remblais

Tous les types de barrages tassent. On peut distinguer trois types de tassements, dus au changement de contraintes totales ou effectives durant la vie de l'ouvrage :

- les tassements durant la construction ;
- les tassements lors du remplissage de la retenue ;
- les tassements post-construction observés sur le long terme. Ces tassements sont principalement dus au vieillissement de l'ouvrage mais peuvent être également provoqués par les changements climatiques.

La limitation de ces tassements est de grande importance afin de restreindre les dégradations qui leur sont liées (fissurations du masque pour les CFRD (**Concrete Faced Rock fill Dams**), fissurations longitudinales entre les recharges et le noyau pour les barrages à noyau central, etc.) et de garantir le niveau de la retenue.

4.3.1. Tassements durant la construction

Les tassements durant la construction de l'ouvrage peuvent énormément varier d'un ouvrage à un autre: ils vont varier principalement selon la compressibilité des matériaux employés, la hauteur de l'ouvrage, etc. Les tassements verticaux relatifs peuvent ainsi atteindre quelques %. Il existe des méthodes prédictives élaborées à partir de données sur ouvrages pour estimer ces tassements (**SILVANI, 2007**).

Ces méthodes sont souvent empiriques et peuvent être couplées à des méthodes numériques pour parvenir à une estimation des déformations de l'ouvrage. Souvent ces méthodes sont établies à partir d'un nombre limité de données sur ouvrages et sont donc difficilement applicables à tous les cas d'études (**HUNTER et al., 2003**).

4.3.2. Tassements durant la mise en eau

Le remplissage de la retenue correspond à une phase importante dans la vie de l'ouvrage : c'est le moment où l'ouvrage est mis en charge et va donc être soumis à la pression exercée par l'eau. En général pour les deux types de barrages, on observe une accélération du tassement de la crête de l'ouvrage. Ces tassements sont d'autant plus favorisés en général lorsque la hauteur de l'ouvrage est élevée et lorsque les enrochements ont une faible résistance en compression. Les barrages où les enrochements sont déversés présentent également plus de déformations que lorsque les enrochements sont compactés. Les tassements liés au remplissage peuvent atteindre jusqu'à 1 à 2% de la hauteur de l'ouvrage pour les barrages à noyau: il faut aussi prendre en compte l'effet du mouillage car l'eau peut pénétrer à l'interface barrage-fondation. Le remplissage induit également des déplacements horizontaux de la crête qui ne sont pas négligeables.

Dans le cas des barrages à noyau, la recharge amont, directement en contact avec l'eau va tasser et pourra provoquer des fissures longitudinales le long de la crête (figure III.6). C'est le cas du barrage de Cherry Valley où les tassements de la recharge amont en enrochements ont été quatre fois supérieurs à ceux du noyau (**SILVANI, 2007**). Ce type de désagréments a déjà été observé aussi sur la recharge aval qui peut également tasser selon les conditions climatiques :

c'est la cas, entre autre du barrage de Beliche (**ALONSO et al, 2005**) qui a subi des tassements causés par de fortes pluies.

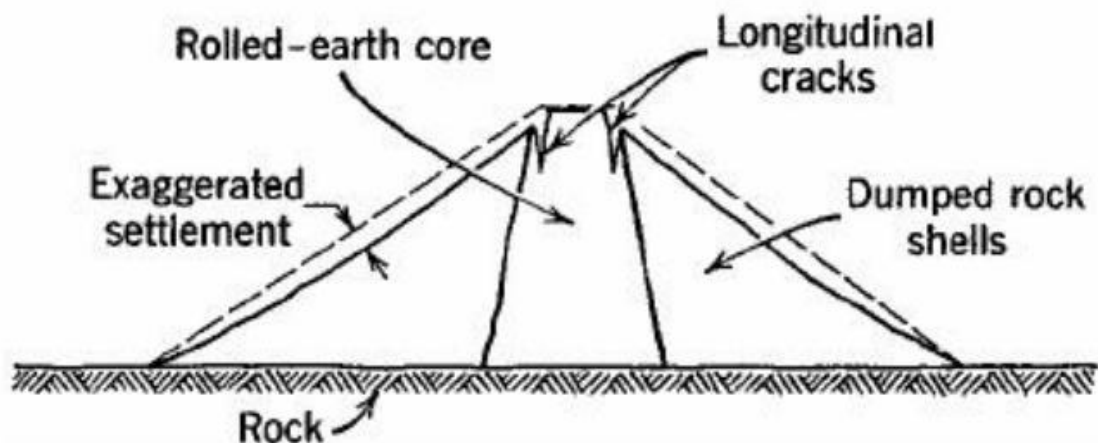


Figure III.6: Fissures causées par tassement différentiel (HUNTER et al, 2003)

Afin de réduire les tassements, les enrochements sont arrosés afin de favoriser la fissuration des blocs les plus détériorés. Les facteurs cités précédemment comme la hauteur de l'ouvrage, la qualité des matériaux utilisés, le mouillage vont agir principalement sur l'amplitude des tassements observés mais il existe une grande variabilité dans les causes de ces tassements. (SILVANI, 2007)

4.5. Tassements différentiels

Les propriétés des roches évoluent généralement dans le temps : elles se déforment sous charge constante, c'est-à-dire qu'elles fluient. Même si le fluage évolue très lentement, il peut devenir non négligeable étant donné la durée de vie des ouvrages. La vitesse de fluage dépend de bon nombre de facteurs comme la température, les contraintes appliquées, le rapport entre les contraintes appliquées et les contraintes de rupture de roches, le temps d'application des chargements, la présence d'eau, de gel, etc. Ce fluage, couplé à la fatigue de la roche et/ou des points de contacts (due aux changements de contraintes liées aux cycles de remplissage et de vidange, aux changements de conditions climatiques) va générer des tassements de l'ouvrage, qui dans certains cas, ne semblent pas se stabiliser dans le temps. Au cours du temps, certains blocs instables vont se réorganiser par glissement ou rotation et d'autres vont se casser ce qui va induire des réarrangements à l'intérieur de la structure : c'est ce couplage de réarrangements et de ruptures successives qui est à l'origine des tassements évoluant dans le temps (SILVANI, 2007).

CONCLUSION

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

La consolidation dépend du niveau des contraintes en relation avec la contrainte et le degré de préconsolidation.

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.

L'ingénieur doit souvent prédire le comportement de massifs hétérogènes, dont il connaît les mécanismes de déformation, sans savoir les décrire précisément, et il choisit les outils les mieux adaptés à sa connaissance du site et au temps disponible pour fournir la réponse.

Chapitre IV :

**ANALYSE DES EFFETS DE
COMPACTAGE SUR L'EVOLUTION DE
LA PRESSION INTERSTITIELLE**

INTRODUCTION

Construire sur de tels sols a toujours constitué un problème complexe en raison de déformations potentielles qu'ils peuvent présenter lorsqu'ils sont chargés et susceptibles de subir une augmentation de teneur en eau.

Des nombreuses méthodes ont été développées, pour stabiliser ou traiter les sols faibles, telle que les traitements par compactage. Il s'agit, à partir d'un matériau donné d'obtenir un autre produit répandant à certaines caractéristiques ou exigences techniques et technologiques des constructions.

1. GENERALITES SUR LE COMPACTAGE

1.1. Définition du compactage

Compacter un sol, un remblai, une plate-forme, une couche de forme, un corps de chaussée, un noyau de barrage en terre, c'est réduire le volume des interstices de ces divers matériaux, et le compactage consiste surtout à produire un meilleur arrangement des grains en les uns sur les autres. **(ARQUIE et MOREL, 1988)**

D'une manière générale, on entend par compactage, l'ensemble des mesures prises afin d'augmenter le poids spécifique apparent sec du sol traité, ce qui conduit à réduire son volume apparent. Cette densification n'est pourtant pas un but en soi, elle n'est recherchée que parce qu'elle entraîne d'autres conséquences. Après le compactage, le sol acquière. **(BIAREZ, 1974)**

- Une diminution de la perméabilité,
- Une diminution de la compressibilité.
- Réduction du volume des vides;
- Augmentation de la densité du sol;
- Augmentation de la résistance au cisaillement;
- Amélioration de la capacité portante;
- Réduction des déformations;
- Réduction de la perméabilité des sols.

1.2. Les sols compactés

Les sols compactés par définition sont le résultat de la densification des sols par application d'une énergie mécanique selon une norme bien établie.

Les études de laboratoire pratiquées pour la caractérisation des sols compactés utilisés en remblais comportent généralement :

- l'essai Proctor,
- l'essai d'indice portant immédiat.

1.3. Objectif du compactage

L'opération de compactage conduit à une diminution des vides remplis d'air sans expulsion d'eau. C'est la différence fondamentale entre le compactage et la consolidation. **(DEGOUTTE, 2002).**

1.4. Condition de compactage

Pour compacter un sol, on fait agir sur lui un engin qui développe, en tout point du sol, des contraintes qui dépendent de la nature de l'engin, de ses caractéristiques, la profondeur du point considéré. **(ARQUIE, 1973)**

Pour le compactage des sols, il faut le déformer d'une manière irréversible, donc le cisailier. Il faut donc exercé sur lui des contraintes qui sortent de la courbe intrinsèque du sol. **(GHORZI et HAFIDI, 2013)**

1.5. Les facteurs qui influencent le compactage

A partir de 1930, il est devenu nécessaire de mieux comprendre le phénomène de compactage et son influence sur les propriétés du sol afin de mieux contrôler le compactage et de développer les engins de compactage. C'est à l'ingénieur américain R.PROCTOR (1933) que l'on doit les premières études. **(DJEDID et al ,1998)**

On distingue quelques facteurs importants qui influencent le compactage telle que :

- Energie de compactage
- Résistance à la pénétration des terres saturées
- Nature du sol
- Teneur en eau
- Teneur en eau des matériaux fins.

1.6. Caractéristiques des sols compactés

1.6.1. Essai Proctor

L'essai Proctor est un essai normalisé qui consiste à compacter un sol donné à différentes teneurs en eau avec une énergie constante.

L'essai Proctor est un essai de compactage exécuté en laboratoire qui a pour but de déterminer l'influence de la teneur en eau (w , exprimée en %) d'un matériau sur sa compactibilité (exprimée par la masse volumique sèche ρ_{den} en g/cm^3 ou en kg/m^3).

On appelle «Courbe Proctor » la courbe reliant la densité sèche d'un matériau à sa teneur en eau pour une énergie de compactage donnée. La courbe obtenue pour une énergie égale à $5N.cm/cm^3$ est appelée «Courbe Proctor Normal» et constitue la courbe de

référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai. **(ALSHIHABI, 2002)**

1.6.2. But de l'essai

Appréhender l'aptitude d'un sol à se compacter et définir les objectifs de compactage à atteindre. Pour les sols sensibles à l'eau, il permet également de définir les états hydriques du sol. **(FRED et OLIVIER, 2011)**

1.6.3. Principe de l'essai

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à la compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale, cette courbe appelée courbe proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé.

1.6.4. Conditions d'essai

Le matériau est porté à différentes teneurs en eau et chacun des mélanges est ensuite compacté par couche dans un moule cylindrique au moyen d'un marteau de dimension et de masse normalisées que l'on laisse tomber librement d'une hauteur normalisée. La masse volumique sèche de l'échantillon ainsi compacté est déterminée pour chaque teneur en eau.

1.6.5. Rappel des essais Proctor

On sait qu'un compactage est particulièrement efficace pour une certaine teneur en eau de la terre. Préalablement à une opération de compactage une étude au laboratoire doit préciser la valeur de la teneur en eau et de la densité sèche que l'on doit obtenir.

Cette étude est réalisée au moyen des essais Proctor. On réalise un compactage sur la portion fine (< 5 mm) des terres dans un moule cylindrique au moyen d'un pilon tombant d'une hauteur fixée. Ce compactage est réalisé sur la même terre pour différentes teneurs en eau. Par pesage et séchage on détermine après coup la densité sèche et la teneur en eau correspondant à chaque compactage.

Aux faibles teneurs en eau, l'eau est en quantité insuffisante pour jouer convenablement son rôle de lubrifiant, aux fortes teneurs en eau, elle s'oppose à la diminution du volume de la terre car elle occupe une proportion trop importante du volume des vides.

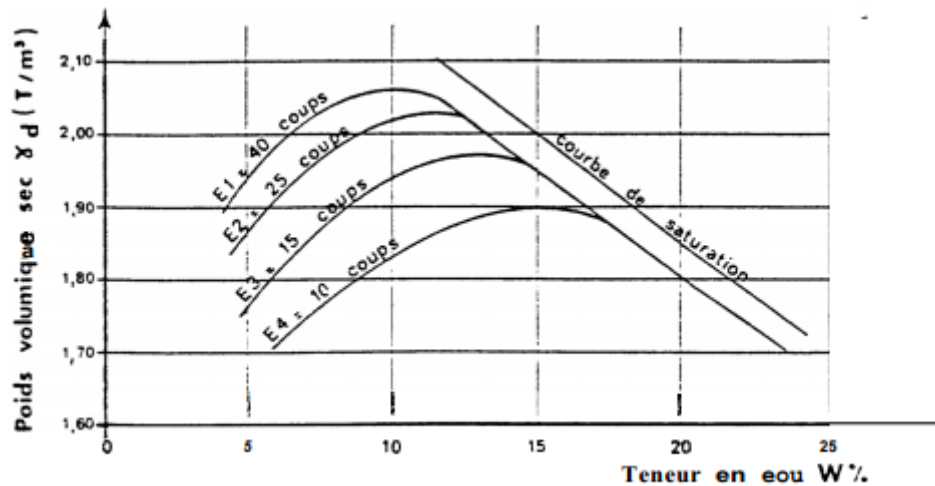


Figure IV.1: Courbes Proctor (COMPAORE, 1996)

On peut faire le même essai pour différentes valeurs de l'énergie de compactage, les courbes ont l'allure indiquée par la figure : plus l'énergie de compactage est forte, plus la teneur en eau "optimum" est faible et bien sûr plus le poids spécifique optimum est grand. Les courbes expérimentales sont limitées à droite par la courbe "de saturation" correspondant au sol dont tous les vides sont occupés par l'eau ; la zone limitée au-dessus de cette courbe est inaccessible. (COMPAORE, 1996)

L'expression de cette courbe est :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{\gamma_s}{\gamma_w} w}$$

Avec γ_s : poids spécifique des grains.

γ_d : Poids spécifique du sol sec.

W : teneur en eau du sol.

1.7. Les effets de compactage

1.7.1. Sols grenus

Pour un sol grenu, le compactage, c'est-à-dire l'augmentation du poids volumique sec γ_d , améliore toutes les propriétés physiques. Par ailleurs, la teneur en eau n'a pratiquement aucune influence sur le compactage.

Plus l'indice de densité I_D est élevé, plus la résistance au cisaillement du sol est élevée et plus les déformations sont faibles.

Le compactage est facilité par des grains de forme arrondie et par une granulométrie étalée. (SCHLOSSER, 1988)

1.7.2. Sols fins

Nous étudierons l'effet du compactage sur les propriétés physiques suivantes :

- La résistance au cisaillement et les déformations
- La compressibilité
- La perméabilité

a. La résistance au cisaillement et les déformations

Considérons un essai de résistance au cisaillement à l'appareil triaxial sur un échantillon remanié d'un sol fin à la teneur en eau w .

La figure 2 montre les variations de la résistance au cisaillement $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$, déterminée à l'appareil triaxial, en fonction de la teneur en eau w pour différentes énergies de compactage.

A forte teneur en eau, le compactage n'a pratiquement aucune influence sur la résistance au cisaillement ; par contre, à faible teneur en eau $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$ augmente avec l'énergie de compactage.

Si l'on veut améliorer la résistance au cisaillement d'un sol fin, il y a donc intérêt à compacter à faible teneur en eau.

Les résultats sont analogues si l'on s'intéresse aux déformations qui, dans une chaussée comme un remblai, ne doivent pas dépasser certaines valeurs limites. (SCHLOSSER, 1988)

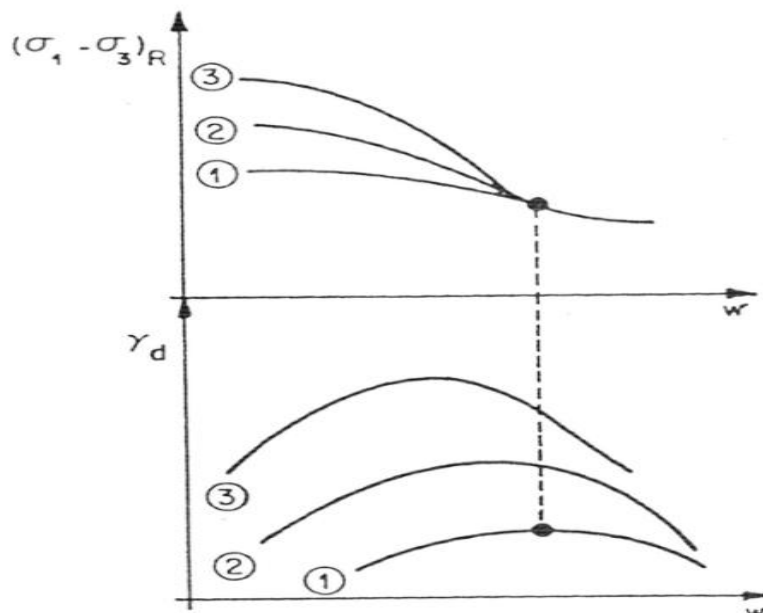


Figure IV.2 : Variations de la résistance au cisaillement $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$ en fonction de la teneur en eau w . (SCHLOSSER, 1988)

b. compressibilité

Soient deux échantillons d'un même sol, compactés jusqu'au même poids volumique sec γ_d , mais ayant des teneurs en eau différentes.

Le sol le plus compressible est celui qui a la plus forte teneur en eau. (SCHLOSSER, 1988)

c. perméabilité

Suivant la teneur en eau du sol compacté, on obtient les perméabilités suivantes :

W_{faible} : forte perméabilité

W_{forte} : faible perméabilité

Cela tient à la structure des argiles, comme le montre la figure 3. Aux faibles teneurs en eau, les particules d'argile ont une structure floculée, alors qu'aux fortes teneurs en eau les particules sont plus orientées. (SCHLOSSER, 1988)

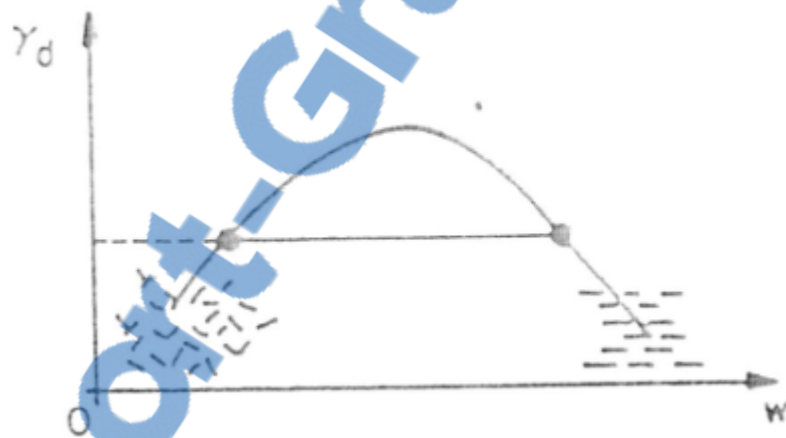


Figure IV.3 : Structure des argiles (SCHLOSSER, 1988).

1.8. Sensibilité des sols au compactage

Tous les sols n'ont pas la même sensibilité au compactage. Les sols les plus sensibles sont les sols limoneux qui ont des difficultés à former des agrégats stables. Ces sols sont notamment très sensibles au compactage de surface par formation de croûte de battance sous l'action des pluies. Les sols hydro morphes, qui présentent donc des excès d'eau temporaires ou permanents, sont également plus sensibles. En effet, un sol humide se compacte plus facilement qu'un sol sec. Enfin, les risques de compaction augmentent également sur les sols à faible taux de matières organiques. (GUILBAULT, 2007)

1.9. Développement de pressions interstitielles

Par le comportement et le poids des couches supérieures, les couches inférieures se compriment davantage et leurs volumes diminuent. Par conséquent, la densité apparente et le degré de saturation augmentent. Il en résulte un développement de pressions interstitielles (figure IV.4). A la fin de la construction, ces pressions sont d'un intérêt particulier, puisque qu'elles entrent dans le calcul de stabilité du barrage.

Ainsi, la pression interstitielle finale n'est pas une valeur constante sur toute la hauteur du noyau du barrage. Typiquement les pressions interstitielles peuvent atteindre à la base du noyau 40% de la pression du poids des matériaux situés au-dessous. Comme il l'a déjà été mentionné, les pressions interstitielles sont limitées en utilisant une teneur en eau qui est réduite de 1 à 2 % par rapport à la teneur en eau optimale.

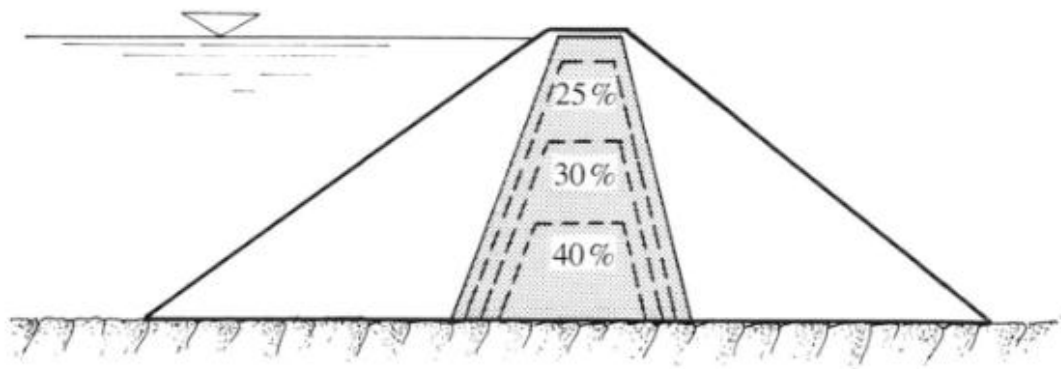


Figure IV.4 : Répartition schématisque des pressions interstitielles à la fin de la construction. (SCHLEISS et POUGATSCH, 2011)

Les pressions interstitielles commencent à se dissiper dès qu'elles apparaissent. En plus de la perméabilité, la vitesse de construction a également une influence sur les pressions en fin de construction.

Selon la perméabilité du matériau, on observe différents degrés de dissipation dans la partie centrale du noyau :

$K > 5.10^{-7}$ cm/s pas de dissipation pendant la construction

$K > 5.10^{-6}$ cm/s dissipation partielle

$K > 5.10^{-5}$ cm/s dissipation considérable

$K > 10^{-5}$ cm/s dissipation complète

La mise en place très soignée du noyau à proximité du contact avec la fondation rocheuse est essentielle pour éviter la percolation à travers le contact. La surface du rocher doit

être soigneusement nettoyée et le noyau compacté avec la teneur en eau élevée.
(SCHLEISS et POUGATSCH, 2011)

CONCLUSION

Cette contribution bibliographique a mis en évidence l'ensemble des aspects liés au compactage des sols, l'influence des différents paramètres sur les objectifs de compactage ainsi que le développement des pressions interstitielles dans le corps du barrage.



Chapitre V :

**SUIVI DE L'EVOLUTION DE LA
PRESSION INTERSTITIELLE PAR
L'AUSCULTATION DES BARRAGES**

INTRODUCTION

Dans le domaine des barrages comme bien d'autres cas, le risque zéro n'existe pas, d'où la nécessité d'un suivi méthodique du comportement des ouvrages. La sécurité, c'est la confiance et la tranquillité résultant de l'absence de danger (Robert). Le souci permanent de la sécurité doit être consubstantiel à l'action du barragiste, pour deux raisons :

- éviter les ruptures catastrophiques, bien sûr ;
- mais aussi éviter de compromettre l'exploitation de l'ouvrage : la défaillance ou l'indisponibilité d'un barrage peut affecter des intérêts économiques vitaux et entraîner des dommages sérieux même en l'absence de rupture du barrage.

La surveillance d'un barrage commence dès le début de la mise en eau (et même pendant la construction). Les statistiques de rupture montrent qu'il s'agit d'une des phases les plus critiques de la vie d'un barrage. Elle se poursuit pendant toute son exploitation (**Le DELLIOU, 2007**).

La surveillance doit permettre de garantir la détection rapide et précise de tout comportement anormal du barrage et de ses fondations, de tous dégâts particuliers et des conditions exceptionnels dans les environs. De cette façon, il sera alors possible, en cas de besoin, de prendre à temps, toute mesure utile pour parer à un danger éventuel (**OFEG, 2002**).

1. LES OBJECTIFS DE LA SURVEILLANCE

Trois grands objectifs sont à assurer pendant tout le cycle de vie du barrage, ce sont les principales phases qu'on doit faire attention afin d'éviter un problème qui peut conduire à une rupture inattendue.

Pendant la construction, on cherche essentiellement à comparer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions du projet, que ce soit pour vérifier certaines hypothèses de calcul, pour valider les résultats de ces calculs, ou pour vérifier la pertinence de tel ou tel choix technique. (**ROUISSAT, 2014**)

Pendant la mise en eau, une surveillance particulière pendant la première mise en eau complète est mise en place par l'exploitant: montée progressive du niveau avec des mesures d'auscultation extrêmement nombreuses et une surveillance visuelle quotidienne du barrage, de ses fondations, des versants de la retenue.

Toutes ces données d'auscultation et de surveillance sont analysées à chaque phase de la montée du plan d'eau.

Pendant la phase d'exploitation, comme déjà indiqué, les objectifs essentiels sont la sécurité de l'ouvrage et la maîtrise des coûts d'exploitation. On cherche donc à déceler

tout signe avertisseur de changement dans le comportement de l'ouvrage, ce qui amène à s'intéresser d'une part à l'apparition de phénomènes nouveaux et d'autre part aux évolutions lentes liées au vieillissement. Il faut garder en mémoire que, passée la première épreuve de la mise en eau et en dehors d'évènements exceptionnels tels que crues et séismes, la rupture d'un barrage en exploitation est toujours précédée de signes avertisseurs.

Enfin, un dernier objectif commun, est le retour d'expérience pour l'ingénierie, ce retour d'expérience étant valoriser autant sur les futurs projets que sur le suivi des autres barrages d'une même famille (un phénomène constaté sur un barrage peut se produire sur un autres barrage semblable). Cela concourt à garantir, sur le long terme, d'une part la sureté des ouvrages, et d'autre part la maîtrise des couts par une maintenance qui peut être programmée et optimiser. L'aspect sécurité prime avant toute considération, mais il est évident que plutôt une anomalie détectée, moindre en sont les conséquences en termes de travaux de cout d'exploitation. **(POUPART et ROYET, 2001)**

2. PRINCIPES GENERAUX

La surveillance d'un ouvrage a pour but essentiel de connaître, et si possible de prévenir, toute dégradation afin de le conserver en bon état de sécurité et ainsi apte à remplir ses fonctions. On cherche principalement à détecter les anomalies et désordres et à évaluer leurs éventuelles évolutions. Ces anomalies peuvent être dues à des mécanismes de vieillissement du barrage. Ils sont généralement lents mais une évolution rapide n'est pas totalement exclue, en particulier dans les premières années après la mise en eau. A contrario, l'âge du barrage ne constitue pas une garantie de bon état, comme a pu par exemple le montrer la rupture brutale du petit barrage des Ouches (63) par érosion interne plus de 200 ans après sa construction.

La première mise en eau constitue de ce point de vue une phase essentielle. Il s'agit d'un test en vraie grandeur de l'ouvrage qui doit permettre de déceler d'éventuelles anomalies et de juger de son comportement par rapport aux prévisions du projet. La surveillance pendant cette période doit être continue et complète.

Pendant la phase d'exploitation, la surveillance prend un rythme moins intense, adapté à la dimension de l'ouvrage, à son état général et aux circonstances extérieures. En particulier, la surveillance doit impérativement être renforcée en cas d'anomalie ou de désordre constaté, ainsi qu'à l'occasion des crues. **(POULAIN, 2007)**

Comme les taches sont diverses et sont effectuées selon des cadences différentes, une planification est recommandée. Elle doit fixer :

- Ce qui doit être contrôlé,
- Comment le control doit être effectué,

- A quelle fréquence le control doit être réalisé,
- Le(s) responsable(s) (et remplaçants) des contrôles. **(SCHLEISS et POUGATSCH, 2011)**

On distingue trois modes ou circonstances de visites de surveillance du barrage et ses abords :

- La surveillance visuelle de routine.
- La surveillance spéciale à l'occasion d'une circonstance ou suite à un phénomène extérieur particulier : crue, glissement de terrain, chute de pierres, avalanche séisme ...etc,
- La visite technique approfondie de l'ingénieur ou du cabinet d'ingénierie chargé, par le maitre d'ouvrage, du suivi du barrage. **(MERIAUX, 2008)**

Les inspections visuelles ont un caractère essentiellement qualitatif et font appel au bon sens et à la compétence (connaissance des problèmes) de l'agent chargé de les assurer. Leur objectif principal est la détection de toute nouveauté, sans restriction, telle que :

- Nouveau point de fuite,
- Turbidité dans une fuite ou un drain,
- Taches d'humidité sur un parement aval,
- Nouvelles fissures, etc... **(POUPART et ROYET, 2001)**

2.1. Auscultation des barrages

L'auscultation des barrages regroupe tous les dispositifs permettant de mesurer des grandeurs physiques susceptibles d'évoluer dans la vie du barrage, de façon à mettre en évidence son comportement et les phénomènes évolutifs significatifs de son vieillissement. Ainsi, on mesure des déplacements, des déformations, des contraintes, des débits.....etc. **(ROUISSAT, 2007)**

Tableau V.1: Instruments et contrôle pour les barrages en remblai **(SCHLEISS et POUGATSCH, 2011)**

Type de mesure	Instruments
Déformations horizontales et verticales (tassement)	Géodésie Réseau extérieurs Nivellement Polygonale Alignement Mesures d'angles et de distances Tassomètre
Ligne de saturation	Piézomètre

CHAPITRE V : SUIVI DE L'EVOLUTION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE PAR L'AUSCULTATION DES BARRAGES

Pressions interstitielles	Manomètre Cellule de pression
Débits de fuite et de drainage	Déversoir Venturi Mesure volumétrique
Chimie des eaux de fuite	
Température dans le corps du remblai	Thermomètre électrique Fibre optique

Tableau V.2: Instruments et contrôle pour les barrages en béton (SCHLEISS et POUGATSCH, 2011)

Types de mesure	Instrument
Déformations de la structure	Pendule direct Pendule indirect Clinomètre Extensomètre Géodisie Réseau extérieurs Nivellement Polygonale Visés verticales Mesures d'angle Alignement
Mouvements particuliers (fissures, joints)	Jointmètre Micromètre Rissmaximètre
Température dans le corps du barrage	Thermomètre Thermomètre électrique
Sous-pression au contact béton-fondation	Manomètre Cellule d pression
Débits de fuite et de percolation et de drainage	Déversoir Venturi Mesure volumétrique
Chimie des eaux de fuite	

Tableau V.3: Paramètres significatifs pour le suivi du comportement des barrages et de ses fondations (**COMITE SUISSE DES BARRAGES , 2005**)

Barrage en béton	Barrage en remblai	Fondations
Déformations de la structure	Déformations du corps du barrage	Déformations Mouvement des appuis
Mouvements particuliers (fissures, joints)	Mouvements particuliers (liaisons avec une structure béton)	Mouvements particuliers (fissures, diaclases)
Température dans le corps du barrage	Eventuellement température dans le corps du barrage pour la détection de percolation	Eventuellement température dans la fondation pour la détection de percolation
Sous-pressions (au contact béton-fondation et dans le rocher)	Pressions interstitielles dans le corps du barrage en remblai et niveau piézométrique	Pressions interstitielles Sous-pressions en profondeur Niveau piézométrique Niveau de la nappe phréatique
Débits d'infiltration et de drainage	Débits d'infiltration et de drainage	Débits d'infiltration, de drainage et résurgences (sources)
Analyse chimique des eaux de percolation Turbidité (éventuelle)	Analyse chimique des eaux de percolation Turbidité	Analyse chimique des eaux de percolation Turbidité

2.2. Raison d'être du dispositif d'auscultation

Le dispositif d'auscultation est un système de mesures qui, s'il est judicieusement conçu, permet de juger, par le suivi de paramètres représentatifs, le comportement du barrage et de ses fondations en regard des charges qui les sollicitent. Les contrôles sont exécutés tout d'abord pendant la construction et le premier remplissage, puis pendant l'exploitation afin de pouvoir garantir la détection rapide de tout comportement anormal. L'analyse des résultats est effectuée de façon à obtenir une appréciation du comportement à court et à long terme. Cette analyse est aussi indispensable pour compléter et améliorer les connaissances de l'ingénieur.

3. PRESSIONS INTERSTITIELLES ET NIVEAU PIEZOMETRIQUES

Dans un barrage en remblai, il importe de contrôler l'évolution des pressions interstitielles (en particulier dans le noyau et les fondations). Les pressions interstitielles ne doivent pas dépasser les valeurs admises dans le projet. Cela peut se faire par la mise en place de cellules de pression pneumatiques, hydrauliques ou électriques. **(COMITE SUISSE DES BARRAGES, 2005).**

Les pressions interstitielles, mesurées par ces cellules qui sont des appareils de faible dimension installés lors de la construction dans le corps du barrage ou dans la fondation. Le principe de mesure de la pression dépend du type d'appareil. **(BONELLI et al., 2005)**

Le contrôle sera d'autant meilleur que le nombre de profils de mesure ainsi que le nombre de cellules par profil seront élevés. Ce mode de faire garantit une certaine redondance justifiée par un taux de défaillance des cellules souvent important. On peut se contenter de contrôler l'évolution des infiltrations, à savoir le niveau de la ligne de pression, en des points choisis. **(COMITE SUISSE DES BARRAGES, 2005)**

La réalisation de piézomètres dans le remblai doit faire l'objet d'un soin tout particulier, en veillant à la bonne étanchéité au-dessus de la chambre de mesure et en évitant de mettre en contact des zones de perméabilités différentes (par exemple le remblai et la fondation). **(POULAIN et al, 2007).**

Dans le corps du barrage en remblai, un dispositif complet comprend plusieurs profils amont/aval permettant d'évaluer la saturation du corps du barrage, et un ou plusieurs points de mesure de débits dont le rôle est de détecter l'apparition et l'évolution de zones de fuite. La fondation, les appuis, les rives et la plateforme aval doivent également être auscultés. La figure 1 est un exemple d'auscultation du corps d'un barrage en amont du drain cheminée et de l'interface base/fondation par des cellules à corde vibrante. La figure 2 montre un dispositif de piézomètres auscultant les abords de ce barrage. **(BONELLI et al, 2005)**

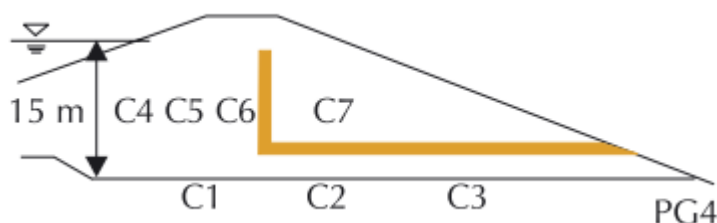


Figure V.1: Coupe et implantation des cellules de pression. (Barrage de Chamboux-France). **(BONELLI et al. 2005)**

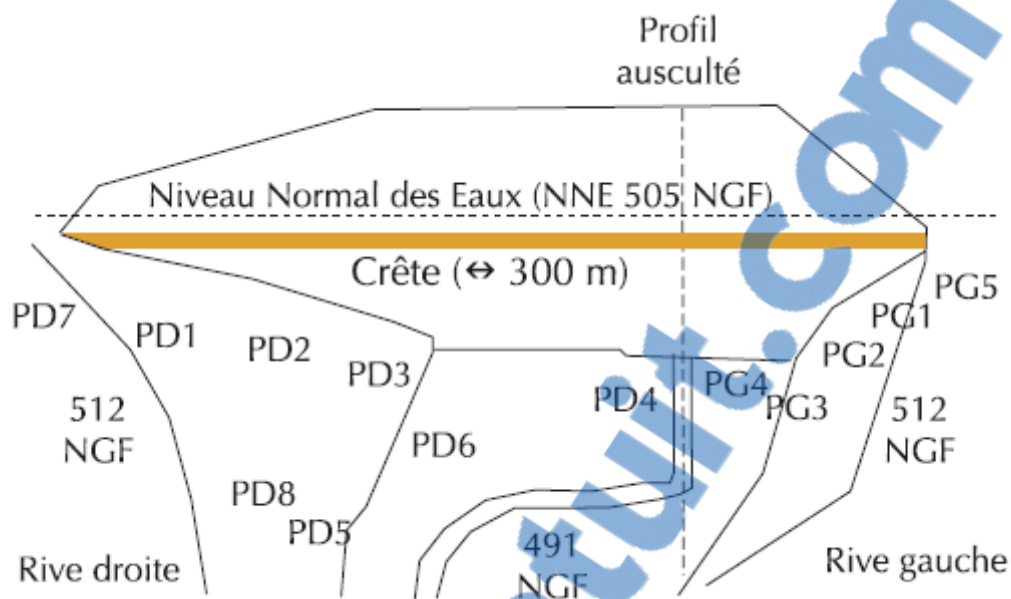


Figure V.2: Vue en plan et implantation des piézomètres (Barrage de Chamboux-France).
(BONELLI et al, 2005)

On utilisera alors un tube dans lequel on relève la hauteur de la nappe piézométrique. Lorsque ces tubes sont mis en place dans un terrain assez perméable, les mesures sont fiables et durables. Si par contre ces tubes se trouvent dans un terrain imperméable, un laps de temps relativement long est nécessaire avant de noter une modification du niveau piézométrique, en raison de la durée de déplacement du volume d'eau en jeu. Dans un tel cas, des cellules piézométriques fermées sont plus appropriées. (COMITE SUISSE DES BARRAGES, 2005)

Suivant la longueur de l'ouvrage et son hétérogénéité, la totalité ou seulement une partie des sondages effectués dans le cadre de la reconnaissance seront équipés des piézomètres. Le piézomètre mis en place dans un sondage réalisé depuis la crête sera généralement placé à la base du corps du barrage à quelques décimètres au-dessus de la surface du terrain naturel. La position du piézomètre placé dans un sondage aval sera choisie après examen de la coupe du sol (en particulier, si la couche superficielle est moins perméable que la couche sous-jacente, le piézomètre sera posé dans cette dernière).

D'autre part, certains profils (au moins un) incluant nécessairement le profil de plus grande hauteur, seront équipés de piézomètres dont le nombre et l'implantation seront déterminés de façon à obtenir une image suffisamment précise de la distribution de la pression interstitielle dans l'ouvrage. L'équipement d'un de ces profils dans le cas d'un

barrage dont la fondation comporte deux couches de sol nettement différenciées, est présenté à titre d'exemple sur la figure V.3.

- Les pressions interstitielles dans le corps de barrage sont mesurées au moyen de trois piézomètres profonds mis en place depuis la crête (piézomètre 1) et la risberme (piézomètres 2 et 3) et de trois piézomètres courts (piézomètres 4 à 6), c'est-à-dire ayant une longueur totale inférieure à 1m et crépines sur une hauteur de 0,2m à 0,3m, répartis le long de la moitié inférieure du parement du talus aval. Ces derniers, posés dans des sondages à la tarière à main effectués depuis la surface du talus, doivent permettre de détecter l'existence d'une éventuelle surface de suintement.
- Des mesures de pression interstitielle sont effectuées dans chacune des deux premières couches de fondation au moyen de deux piézomètres posés respectivement depuis la crête et le pied du talus aval (piézomètre 7 et 8). Les mesures dans la deuxième couche de fondation (piézomètre 9 et 10) sont impératives lorsque sa perméabilité est plus élevée que celle de la couche superficielle. (ANTOINE et al, 1992)

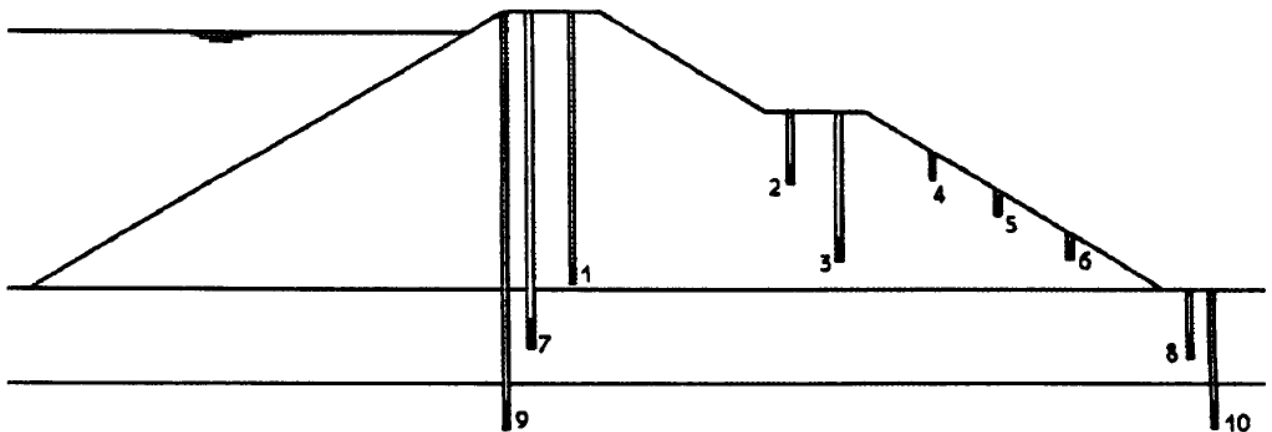


Figure V.3 : Exemple d'implantation de piézomètres dans un profil de barrage en terre équipé pour l'étude de l'écoulement à travers l'ouvrage. (POULAIN et al)

Les piézomètres 1 et 8 (ou 10) sont posés dans les sondages effectués lors de la reconnaissance.

Une piézométrie élevée ou en augmentation dans le corps du barrage est toujours inquiétante.

Elle peut être le signe d'un contournement du drain ou d'une alimentation par un versant.

Dans tous les cas, la stabilité du barrage est remise en question. Si la ligne piézométrique vient affleurer le talus aval, des suintements peuvent évoluer vers une érosion interne (renard).

Une piézométrie élevée ou en augmentation dans la fondation est préjudiciable à la stabilité de l'ouvrage. Elle peut être imputée à une déficience des dispositifs d'étanchéité de la fondation et des appuis.

Une diminution de la piézométrie est en général favorable. Elle peut refléter la dissipation des pressions interstitielles de construction ou une diminution de la perméabilité des matériaux par auto-colmatage. **(BONELLI et al, 2005).**

3.1. Les cellules

Ce sont des sondes qui peuvent être directement intégrées dans un remblai ou foncées dans un sol. Il est aussi possible de les mettre en place à l'aide de forages. Il en existe deux familles : les hydrauliques/pneumatiques et les électriques.

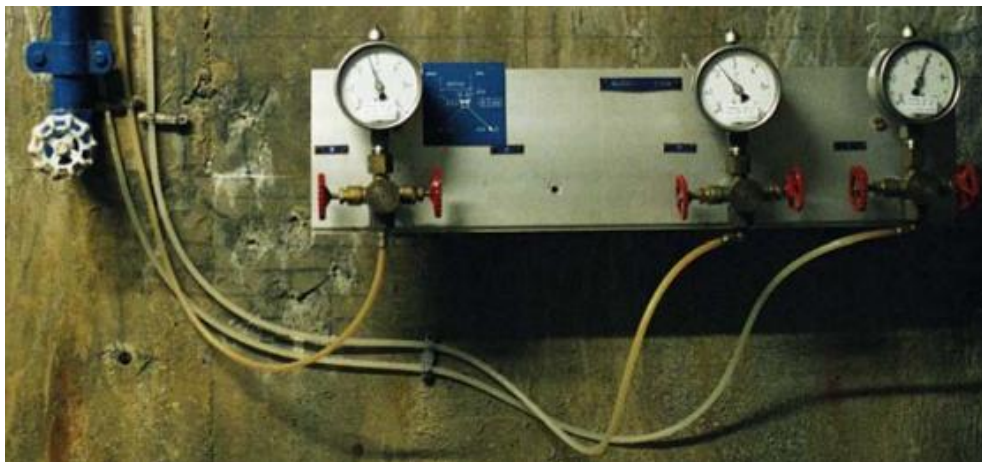


Photo V.1 : Cellules de pression - Source : EDF

Le principe général est le suivant : on installe un filtre en céramique ou un métal fritté qui va protéger des impuretés un compartiment rempli d'eau. Quand la pression d'eau du milieu va changer, celle de l'eau derrière le filtre va varier de façon identique. Une membrane permettra de mesurer cette pression en se déformant.

3.2. Les capteurs électriques

Pour les capteurs électriques, la pression exercée par la membrane est directement mesurée par un capteur piézoélectrique. Ce type de capteur impose certaines dispositions de mise en place : le filtre doit être humidifié avant mise en place à l'aide



d'une eau à basse tension superficielle. Le compartiment filtrant doit aussi être rempli de la même eau. **(VIDAL, 2010)**

Le capteur électrique de pression interstitielle du type PWE se compose de façon standard d'un filtre céramique inoxydable et résistant à l'acide. Le capteur est saturé en eau puis foncé dans le sol ou installé dans un forage. Derrière le filtre se trouve un compartiment rempli d'eau. La pression d'eau dans ce compartiment est mesurée par un capteur de pression piézorésistif. Tous les éléments du boîtier du capteur de pression sont en acier surfin. **(FECKER et PARTNER, 2004)**



Photo V.2 : Capteur de pression interstitielle électrique type PWE. (FECKER et PARTNER, 2004)

Le câble du capteur comprend un tube capillaire à travers lequel les variations de la pression atmosphérique agissent sur le boîtier du capteur de pression comme elles agissent sur la nappe phréatique. Ainsi la membrane du capteur ne mesure que les changements de pression dus aux mouvements du niveau de la nappe phréatique. **(FECKER et PARTNER, 2004)**

3.3. La cellule à corde vibrante

D'autres capteurs électriques sont dits « à corde vibrante » : un diaphragme déformable est soumis à la pression à mesurer. Une corde en acier tendue est reliée à ce dernier. Lorsque le diaphragme se déforme, la tension de la corde varie sa fréquence de vibration aussi. En la mettant en vibration à l'aide d'un électro aimant, il est possible de mesurer sa fréquence. Ce type de capteur est très fiable dans le temps grâce à une construction sous vide. **(VIDAL, 2010)**

La mesure des pressions interstitielles dans les remblais est réalisée par des cellules à contrepression ou à corde vibrante (figure 4). La pression interstitielle régnant localement dans le remblai est transmise par une pierre poreuse au dispositif de mesure. Les cellules sont posées pendant la construction du remblai et, selon le type, un câble ou des tubulures transmettent l'information au poste de mesure situé dans un local. Le soin apporté à la pose de ces cellules est primordial pour la qualité des mesures ultérieures, d'autant que ces appareils ne sont ni réparables ni remplaçables (sauf installation dans un nouveau forage). Les cellules à corde vibrante sont recommandées pour leur longévité (mis à part les problèmes de fluage dans le temps). Leur précision est de l'ordre du demi pour cent (soit 5 cm de colonne d'eau pour une cellule 0 -1 bar).

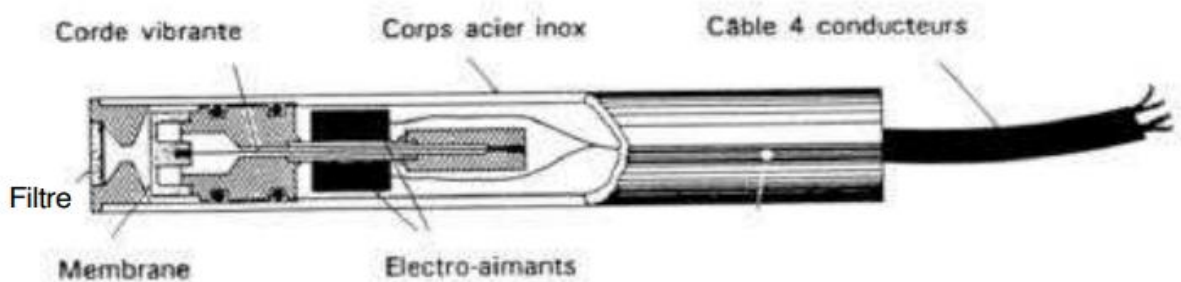


Figure V.4 : Cellule de pression à corde vibrante (POUPART et ROYET, 2001)

Ces capteurs ont le gros avantage de pouvoir être entièrement enfouis dans le sol. Ils ne risquent donc pas de détériorations et ne nécessitent pas d'entretien, contrairement aux piézomètres. Ils sont aussi plus réactifs car moins dépendants de la porosité du milieu. En effet, les piézomètres doivent pouvoir évacuer un volume d'eau pour se stabiliser à un niveau équivalent à la pression mesurée. (VIDAL, 2010)

3.4. Capteurs hydrauliques (Glözl)

Pour les capteurs hydrauliques dits Glözl, cette membrane va venir obstruer un tuyau d'arrivée d'eau. En injectant de l'eau sous pression dans ce dernier on peut créer le soulèvement de la membrane. Lors de ce soulèvement, un débit d'eau se crée et l'espace derrière la membrane sera à la même pression que l'eau du milieu mesuré. On peut donc déduire la pression interstitielle en mesurant la pression entrante et la pression sortante.

(VIDAL, 2010)

Le principe fondamental de tous les capteurs de pression interstitielle consiste à fonder un élément poreux (pierre filtrante) dans le sous-sol (Photo V.3) ou à le placer dans un forage (Photo V.4). La pression interstitielle ou l'eau du massif rocheux charge la pierre filtrante qui a été préalablement saturée d'eau. Le compartiment derrière le filtre est rempli d'eau et vidé d'air. La mesure de la cellule Glözl est effectuée de façon

pneumatique (jusqu'à 20 bars) ou de façon hydraulique (jusqu'à 50 bar). (**FECKER et PARTNER, 2004**)

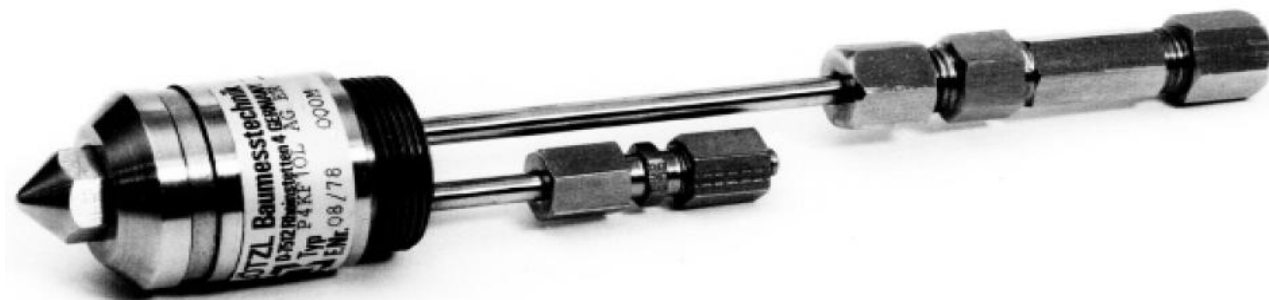


Photo V.3 : Capteur de pression interstitielle type P 4, SF, 20 L, AG ER avec pointe de fonçage pour des mesures pneumatiques allant jusqu'à 20 bars (**FECKER et PARTNER, 2004**).

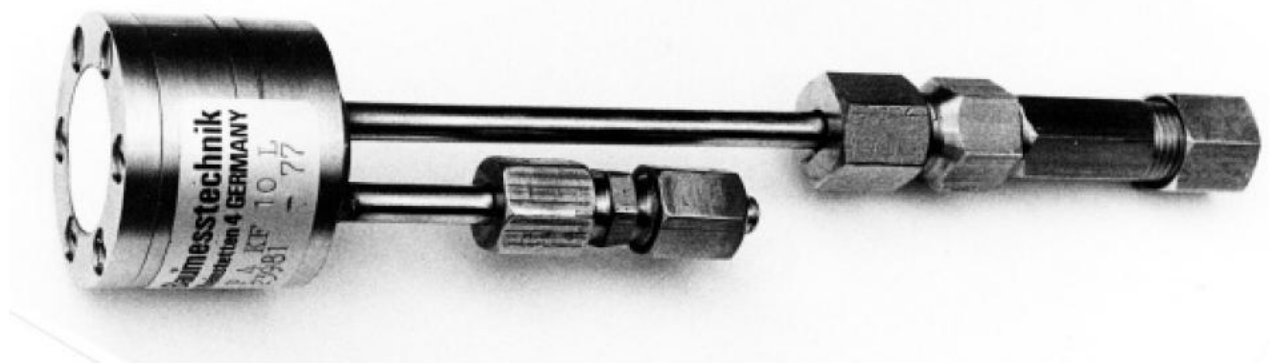


Photo V.4 : Capteur de pression interstitielle type P 4, KF, 10 L, pour installation dans un forage, mesures pneumatiques jusqu'à max 10 bars(**FECKER et PARTNER, 2004**).

CONCLUSION

L'auscultation d'un ouvrage hydraulique est un point important de la vie de ce dernier. Cela permet de détecter toutes sortes d'anomalies pouvant entraîner une instabilité de l'ouvrage. Les moyens mis en œuvre pour assurer un suivi adapté doivent correspondre à la taille et à la complexité de l'ouvrage.

L'analyse des mesures d'auscultation permet d'appréhender le comportement d'un ouvrage, et de fonder les diagnostics.

Pour comprendre le comportement à long terme d'un barrage, il est essentiel d'interpréter soigneusement les données d'auscultation mesurées. Le contrôle de la sécurité d'un barrage exige que les données mesurées soient interprétées dans le temps le plus court possible après les lectures.

Chapitre VI :

**ANALYSE PARAMETREE DE LA
VARIATION DE LA PRESSION
INTERSTITIELLE – CAS DU BARRAGE
BOUGHRARA**

Introduction

Comme dans tous les domaines, la méthode des éléments finis est souvent utilisée dans la géotechnique pour vérifier les différents comportements tels que, la stabilité et l'interaction avec l'environnement, et pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles, et d'aider au dimensionnement des structures.

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

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses rend le passage de la réalité au modèle est difficile à réaliser. Plaxis nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement. Il utilise plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage.

Avec le développement des outils de calcul, l'utilisation de ces méthodes est devenue indispensable. Elle ramène aux ingénieurs et chercheurs en géotechnique des informations sur le développement du phénomène de rupture.

Pour les aménagements des barrages, la modélisation est capitale. Elle permet de mettre en évidence l'ensemble des paramètres liés à son comportement pendant sa construction, à sa première mise en eau et pendant son cycle de vie. La variation des pressions interstitielles au niveau des barrages en terre (corps et fondations) donne des indicateurs importants sur son comportement et sa sécurité vis-à-vis des différentes sollicitations principalement la poussée de l'eau mobilisée dans le réservoir. C'est dans cette optique que la présente étude est engagée. Il s'agit d'une analyse paramétrée du comportement du barrage appuyée sur la variation des pressions interstitielles évaluée par le biais de la modélisation. L'analyse paramétrée a été orientée en fonction des cas de situation ci-dessous :

- Profil réel du barrage.
- Profil modifié au niveau des recharges par rapport à leur qualité géotechnique, notamment l'angle de frottement interne des matériaux et par conséquent les fruits des recharges.
- Analyse de l'influence des fondations.
- Analyse de l'influence du remplissage du lac.

L'analyse s'est basée sur l'étude des déplacements, contraintes développées, évolution des pressions interstitielles et conditions de stabilité des talus.

1. PRESENTATION DU BARRAGE – OBJET DE L'ANALYSE

1.1. Données générales

Le barrage de Boughrara est situé à l'ouest de la Wilaya de Tlemcen près de la commune de Hammam Boughrara à l'aval de la confluence des oueds Mouillah et Tafna. Il est distant du chef lieu de la Daïra de Maghnia d'environ 10 Km (photo VI.1). L'avant projet détaillé a été élaboré en 1998 par la société Russe Selkhozpromexport. Les études d'exécution ont été confiées au bureau d'études Tractebel. La surveillance des travaux a été assurée par le même bureau d'études en collaboration avec l'EDF.

La réalisation du barrage a été confiée, par l'agence nationale des barrages et transfert (ANBT), à l'entreprise Italienne CONDOTTE. Les coordonnées Lambert du barrage sont X=102,92 et Y=185,20 (TRACTEBEL, 2000a).

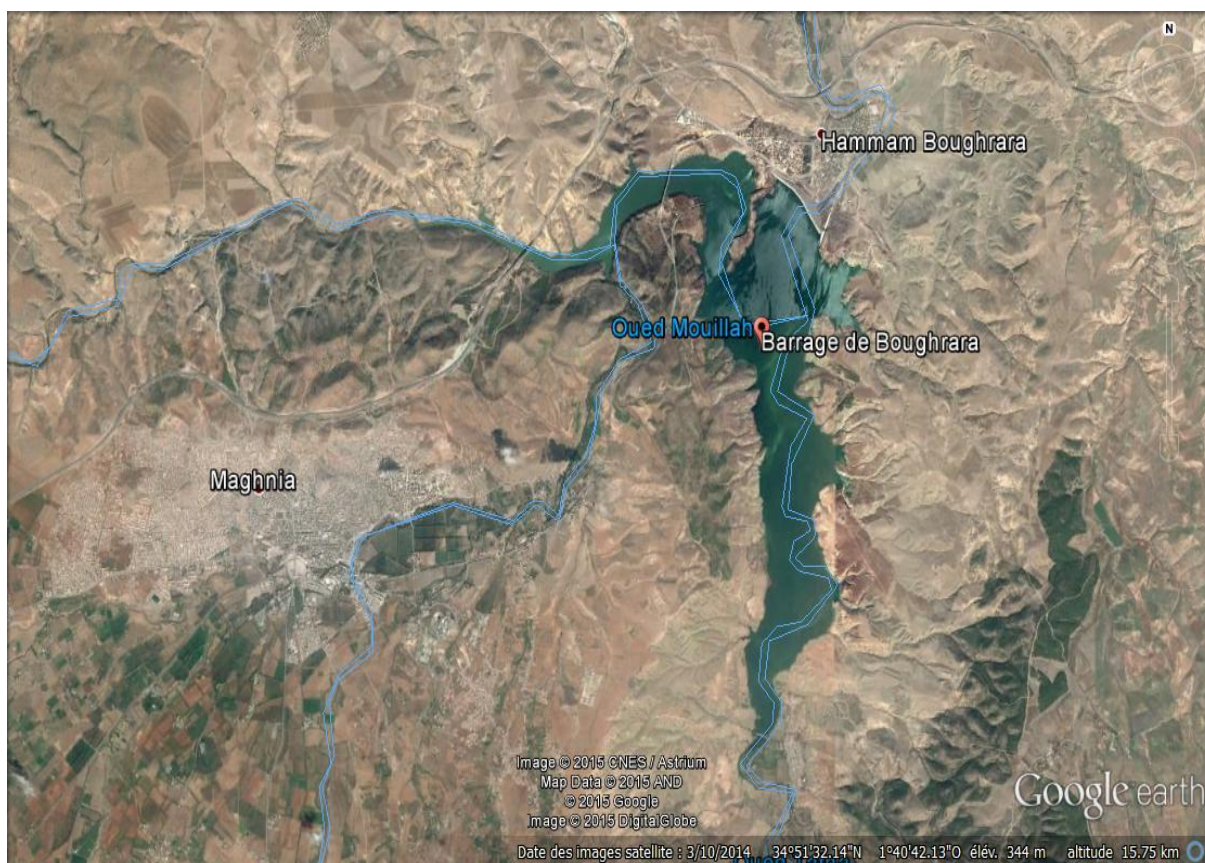


Photo VI.1 : Situation du barrage Boughrara à l'échelle de sa cuvette.

1.2. Caractéristiques de l'aménagement

Le barrage de Boughrara est situé sur oued Tafna dans la wilaya de Tlemcen. L'ouvrage, dont la mise en eau a débutée en novembre 1998, répond à un triple objectif :

- Assurer l'alimentation en eau potable et en eau industrielle de la région de Maghnia,
- Assurer un transfert vers Oran, via de Djebel Zouia, situé à Ain Tolba dans la wilaya d'Ain Temouchent,
- Assurer l'irrigation des terres agricoles de la moyenne est basse Tafna (MRE)

L'aménagement comprend les ouvrages suivants :

- Une digue zonée,
- Un évacuateur de crues principal de type déversoir latéral en rive droite,
- Un évacuateur de crues fusible en remblai sur dalle en béton en rive droite,
- Une galerie d'injection et de drainage sous la digue et l'évacuateur principal,
- Une tour de prise,
- Une galerie de dérivation, transformée pour servir de vidange de fond et de galerie technique abritant les conduites de prises d'eau.

Les principales caractéristiques du barrage de Boughrara se résument en ce qui suit (TRACTEBEL, 2000a) :

- Capacité brute : 175,446 hm³,
- Capacité utile : 156,287 hm³,
- Type : remblai en alluvions compactées avec noyau en argile,
- Niveau de la crête : 311,5 NGA,
- Hauteur au-dessus du fond de vallée : 61 m,
- Longueur en crête : 1 100 m,
- Largeur en crête : 8,5 m,
- Pente du talus avant : 2,5/1,
- Pente du talus aval : 2,25/1,
- Fondations : grés/marne,
- Risberme amont : Niveau 280 NGA,
- Risberme aval : Niveau 266 NGA,
- Evacuateur de crues principal : seuil déversant de longueur 169 m au niveau 305 (capacité 3 000 m³/s),
- Evacuateur de crues fusible : seuil déversant de longueur 250 m en niveau 309,5 (capacité 2 880 m³/s),
- Construction : 1994-1998,
- Mise en eau : 11 novembre 1998.

1.3. Géologie du site

Le site se situe dans les limites d'un massif intensément fracturé du jurassique se développant dans toute l'emprise du barrage. Le système de fissures dans ces grès a conditionné l'importance de l'écran d'étanchéité.

Les marnes de miocène reposent en discordance sur les dépôts jurassique et les couvrent d'un tapis de près de 60 m dans le versant droit et la partie supérieure du versant gauche. Elles sont argileuses, compactes, de couleur grise à verdâtre. (TRACTEBEL, 2000a)

2. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL SERVANT A L'ANALYSE PARAMETREE AU NIVEAU DU BARRAGE

2.1. Introduction

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux et en trois 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 ou 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 verticale 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, Calculations, Output et Curves). (BRINKGREVE et al, 2003)

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique. C'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvées, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable 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, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions 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. (KEDDOURI. A, 2011)

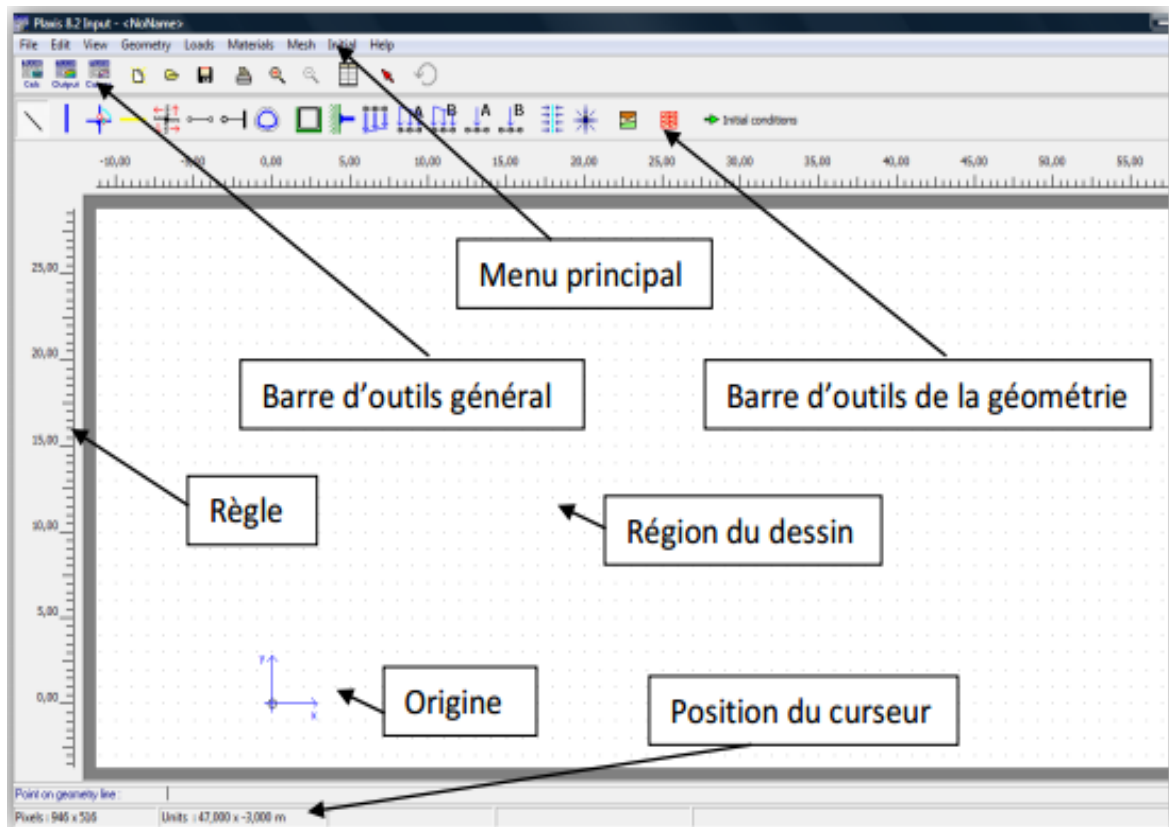


Photo VI.2 : Menu de la fenêtre des entrées du programme.

2.2. Objectif de Plaxis

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.

2.3. 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.

2.4. Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur 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. (KEDDOURI. A, 2011)

2.4.1. Modèle linéaire élastique

Le modèle linéaire élastique considère que le matériau est isotrope indéfiniment élastique. Autrement dit, il n'y pas de notion de rupture jointe au matériau décrit par un tel modèle et son comportement sera identique quelle que soit la direction selon laquelle il est sollicité. Ainsi, toutes les déformations sont entièrement réversibles. Son comportement est décrit par la loi de Hooke en une dimension donnant ainsi une relation linéaire entre les contraintes et les déformations.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

Avec ε la déformation unitaire dans la direction de la contrainte, σ , appliquée et E le module de Young du matériau. (PLAISANT.A, 2013)

2.4.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb est l'un des modèles les plus utilisés. Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance, ψ . Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement.



Photo VI.3 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

3. PROFIL TYPE DU BARRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le barrage de Boughrara est un barrage zoné à noyau central en argile de 61 m de hauteur avec des recharges en alluvions.

Le tableau VI.1 récapitule les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des différents matériaux constituant le corps du barrage et ses fondations :

Tableau VI.1 : Paramètres mécaniques et hydrauliques du barrage Hammam Boughrara. (TRACTEBEL, 2000a)

Matériaux	γ_h [KN/m ³]	γ_{sat} [KN/m ³]	E [KN/m ²]	C' [KN/m ²]	ϕ' [°]	k_h [m/s]
Corps du barrage						
Noyau argile	19,70	20	$2,8 \cdot 10^4$	2,1	19,5	10^{-8}
Filtre sable	20,10	21,60	$5 \cdot 10^4$	0	33	10^{-6}
Drain	20,60	22,10	$6 \cdot 10^4$	0	38	10^{-3}
Galet-graviers	21	22	$9,45 \cdot 10^4$	0	35	10^{-5}
Fondation						
Marne	22	22,50	$12,1 \cdot 10^4$	1,2	34	10^{-7}
Grés	22,80	22,90	$10 \cdot 10^4$	0	39	10^{-6}

Pour les besoins de la modélisation, plusieurs cas de figures ont été analysés en l'occurrence :

- Profil type réel du barrage avec influence des fondations,
- Profil modifié du barrage (recharges) avec influence des fondations.

Le tableau VI.2 récapitule les détails des cas d'analyses élaborés

Tableau VI.2: Exposé des cas de modélisation et synthèse des paramètres analysés.

	Profil type du barrage					
	En cours de construction		Fin de construction		Pendant l'exploitation	
	Avec fondation	Sans fondation	Avec fondation	Sans fondation	Avec fondation	Sans fondation
Déplacement vertical	X	X	X		X	
Déplacement horizontal					X	
Pressions interstitielles	X	X	X		X	
Stabilité			X		X	
	Profil modifié du barrage					
	Influence de la qualité des matériaux des recharges					
Déplacement vertical	X					
Stabilité	X					

4. ANALYSE DU COMPORTEMENT DU BARRAGE (PROFIL REEL)

4.1. En cours de construction

4.1.1. Influence des fondations

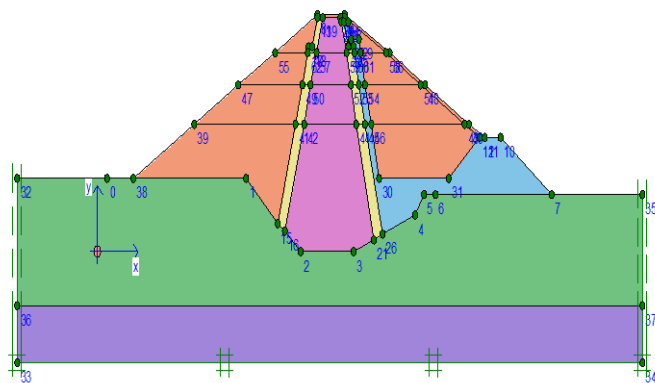


Figure VI.1 : Représentation du modèle géométrique du barrage.

La figure VI.2 donne la déformation du profil en arrêtant les conditions aux limites.

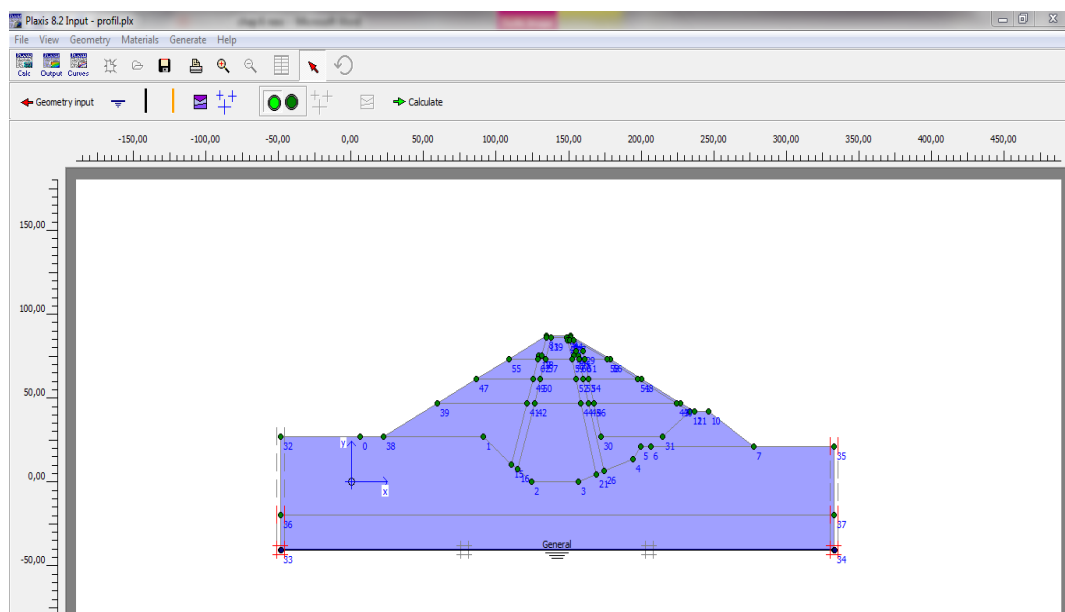


Figure VI.2: Profil du barrage avec condition aux limites

Les figures VI.3 et VI.4 illustrent respectivement le schéma représentatif du maillage du massif ainsi que sa déformation.

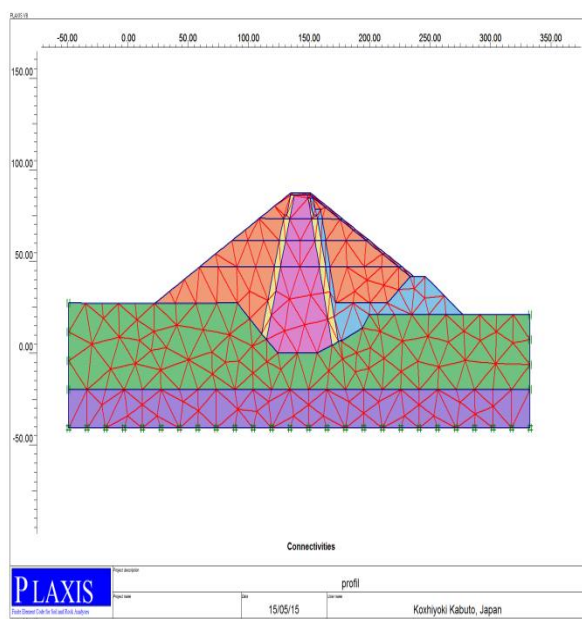


Figure VI.3 : Maillage du modèle (construit par couches)

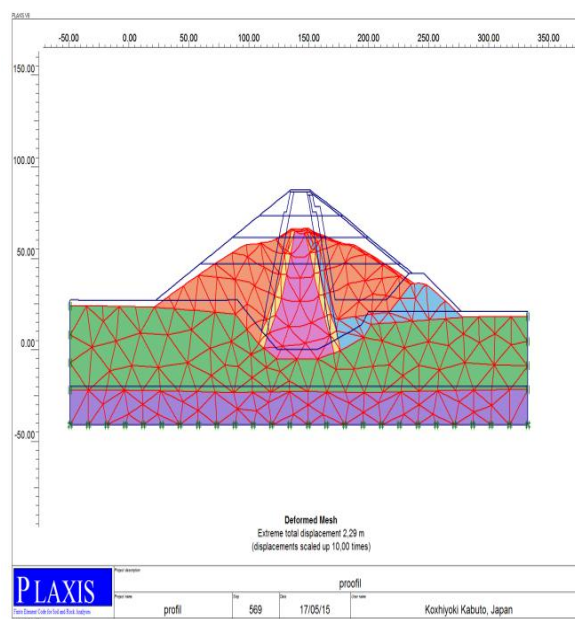


Figure VI.4 : Schéma représentatif de la déformation du maillage (dû au poids propre)

a. Etude de la pression interstitielle et les déformations du barrage pour différentes hauteurs du remblai

Dans cette étape, on va analyser la pression interstitielle ainsi que les déformations verticales au cours de la construction de l'ouvrage. Cette analyse est engagée en considérant les chargements des remblais à différents niveaux de réalisation. Les hauteurs de remblais considérées sont désignées par H_R et comptabilisées à partir de la base du noyau central.

Dans l'objectif de mettre en évidence l'influence de la consolidation des remblais sur l'évolution des déformations du barrage ainsi sur les pressions interstitielle, il a été considéré la variation de différents temps de consolidation variant de 10 à 40 jours.

Les résultats graphiques de la modélisation relatifs à l'état de consolidation sont représentés sur les figures de VI.5 et VI.6 :

- Déplacement vertical pour une hauteur de remblai $H_R = 46$ m

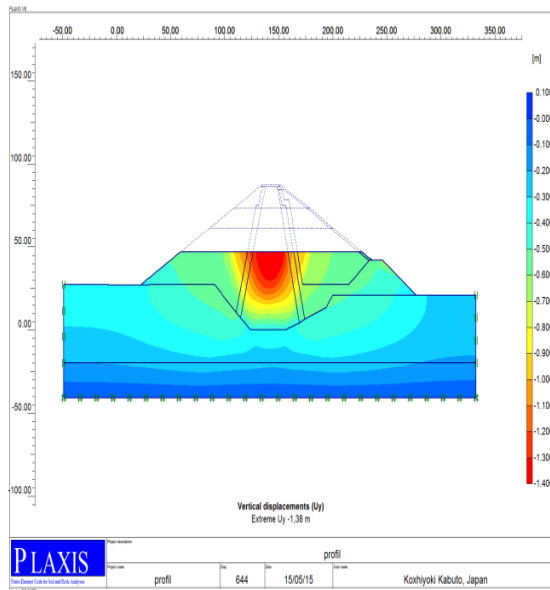


Figure VI.5 : Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 10 jours de consolidation

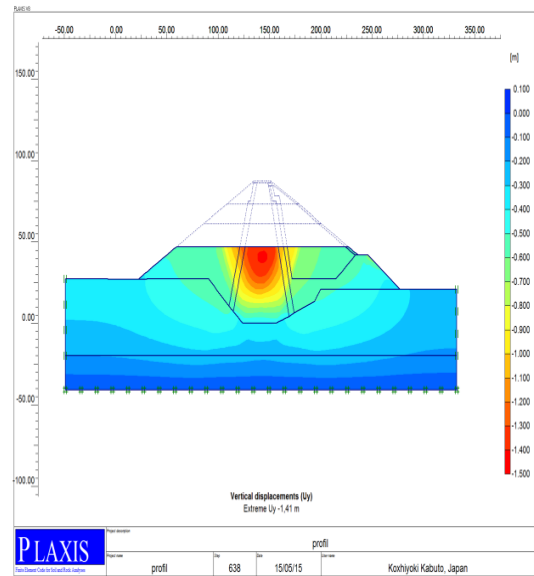


Figure VI.6 : Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 20 jours de consolidation

b. Synthèse des résultats

Le tableau VI.3 récapitule les résultats de l'analyse des pressions interstitielles et des déplacements verticaux obtenus en fonction de temps de consolidation et de hauteur du remblai.

Tableau VI.3 : Résultats de calcul de des déplacements verticaux et des pressions interstitielles en fonction du temps de consolidation pour différents niveaux du remblai

Hauteur du remblai H_R (m)	Temps de consolidation (j)	Déplacements verticaux [m]	Pressions interstitielles $[KN/m^2]$
46	10	1,38	355,52
59		1,63	175,56
72		1,95	185,68
87		2,25	120,64
46	20	1,41	266,84
59		1,67	130,62
72		2,00	125,57
87		2,27	69,32

46	30	1,47	148,20
59		1,69	75,28
72		2,02	69,12
87		2,27	69,32
46	40	1,57	78,34
59		1,71	29,51
72		2,04	25,46
87		2,29	27,86

Les figures de VI.7 et VI.8 montrent la variation des pressions interstitielles et des déplacements verticaux en fonction des temps de consolidation et des hauteurs de remblais.

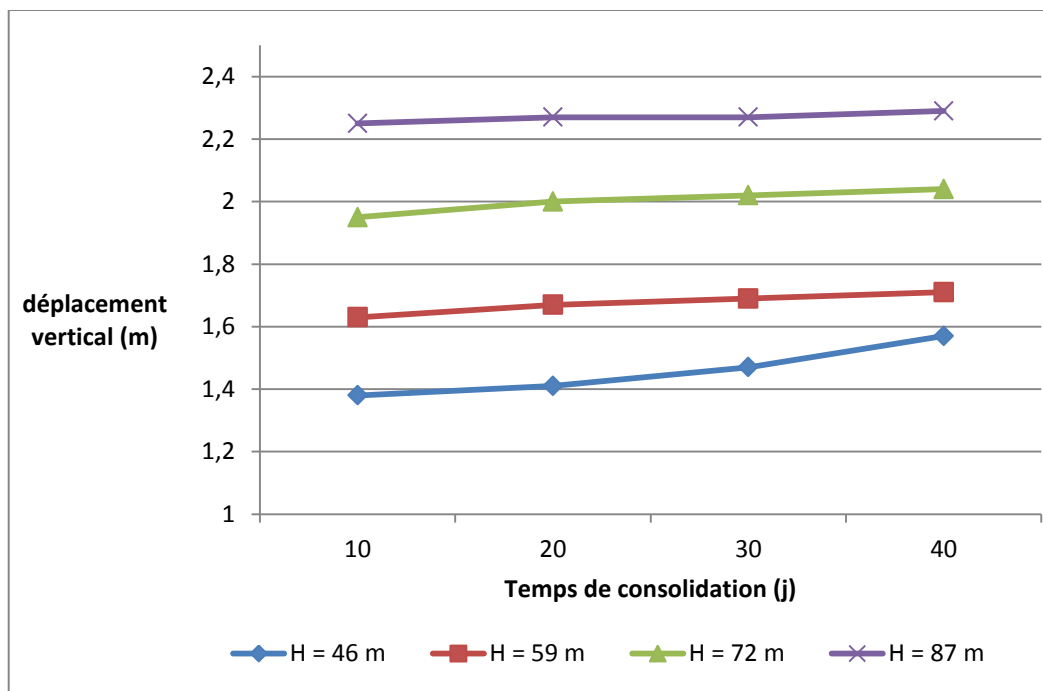


Figure VI.7 : Déplacement vertical en fonction du temps de consolidation.

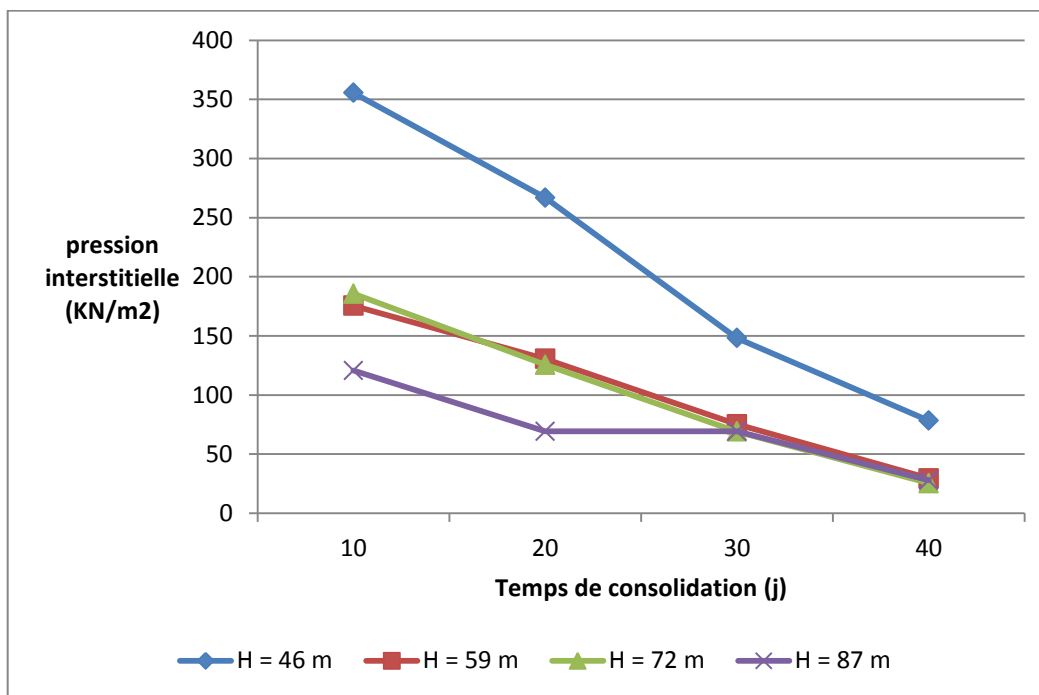


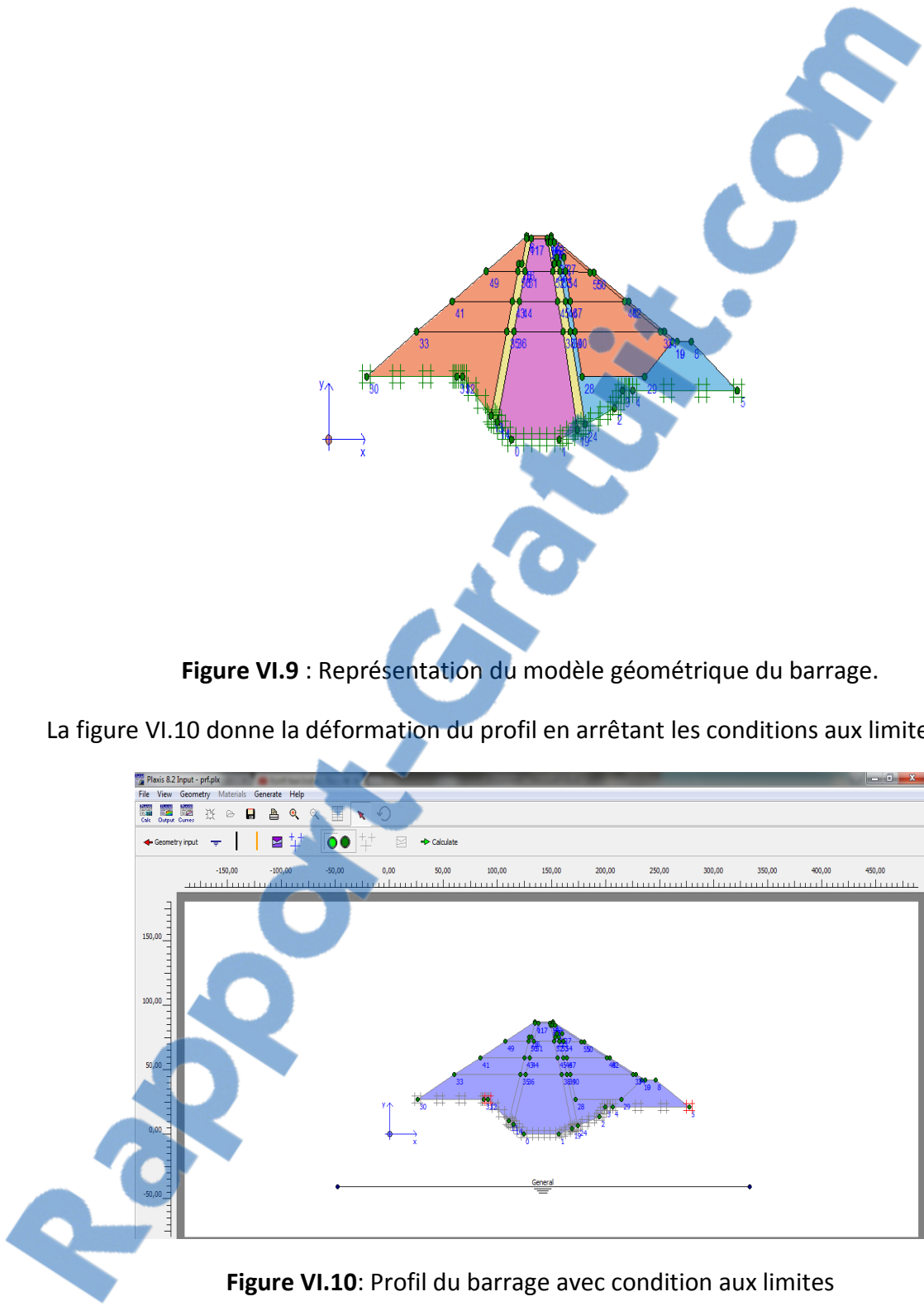
Figure VI.8 : Variation des pressions interstitielles en fonction du temps de consolidation.

D'après les résultats obtenus, on a déduit les conclusions suivantes :

- Les déplacements sont proportionnels à la hauteur des remblais,
- L'incrément des déplacements est en adéquation avec l'augmentation des temps de consolidation,
- La variation de la pression interstitielle dépend des taux de dissipation qui sont en relation avec le chargement des niveaux des remblais,
- L'évolution de la pression interstitielle est inversement proportionnelle par rapport aux temps de consolidation.

4.1.2. Analyse des déplacements et des pressions interstitielles sans influence des fondations

Dans l'objectif de mettre en évidence l'impacte des fondations sur les déplacements du barrage et l'évolution des pressions interstitielles, le cas de modélisation du barrage sans ses fondations a été étudié.



La figure VI.10 donne la déformation du profil en arrêtant les conditions aux limites

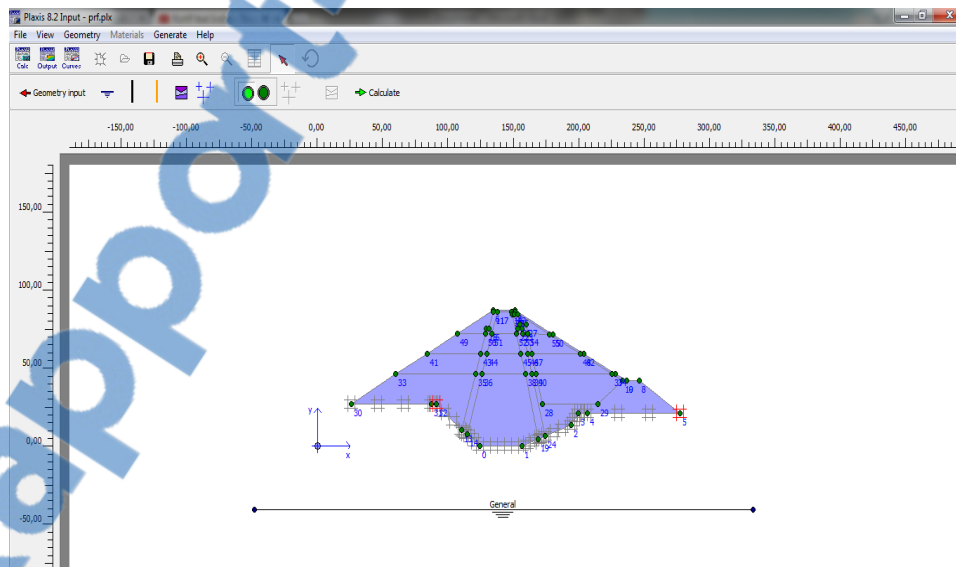


Figure VI.10: Profil du barrage avec condition aux limites

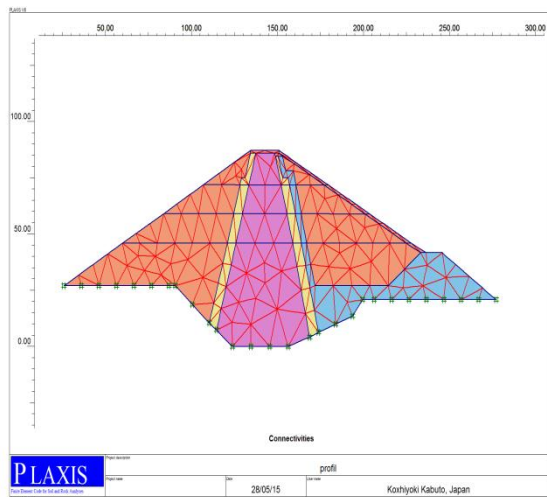


Figure VI.11 : Maillage du modèle (construit par couches)

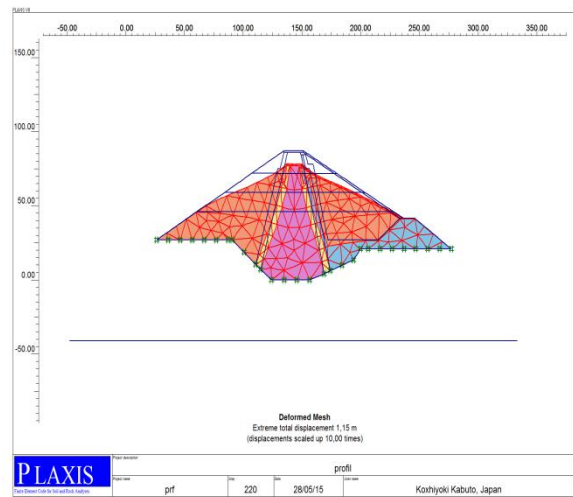


Figure VI.12 : Schéma représentatif de la déformation du maillage (dû au poids propre)

a. Etude de la pression interstitielle et des déplacements du barrage à différents hauteurs du remblai

D'une manière similaire que le premier cas, les figures de VI.13 et VI.14 donnent pour différentes hauteurs de remblais les variations des déplacements verticaux ainsi que celles relatives aux pressions interstitielles. Cette analyse paramétrée est menée également en fonction de l'incrément sur le temps de consolidation.

- Déplacement vertical pour une hauteur de remblai $H_R = 46$ m

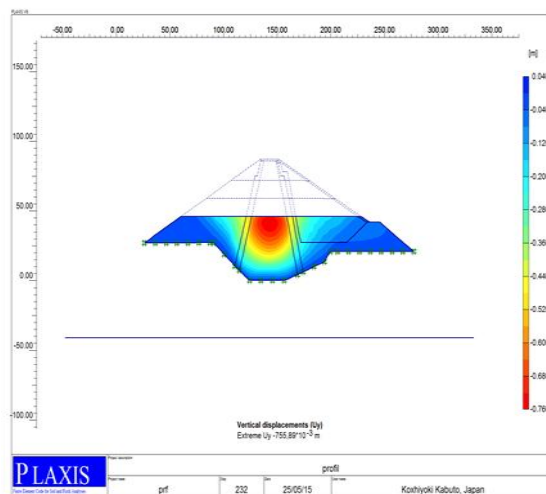


Figure VI.13 : Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 10 jours de consolidation

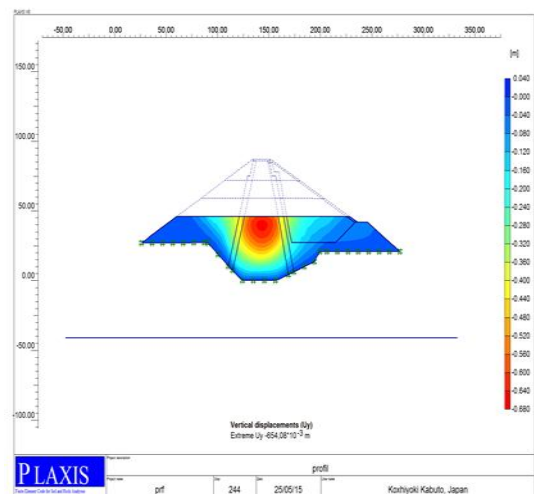


Figure VI.14 : Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 20 jours de consolidation

b. Synthèse des résultats

Les résultats de ce cas de modélisation sont illustrés au niveau du tableau VI.4.

Tableau VI.4 : Résultats de calcul des déplacements verticaux et des pressions interstitielles en fonction du temps de consolidation pour différents hauteurs du remblai

Hauteur du remblai H_R (m)	Temps de consolidation (j)	Déplacements verticaux (m)	Pressions interstitielles (KN/m^2)
46	10	0,756	305,54
59		0,691	191,06
72		0,894	201,79
87		1,14	135,20
46	20	0,654	223,42
59		0,721	135,74
72		0,945	140,14
87		1,17	78,50
46	30	0,601	98,24
59		0,751	61,42
72		0,977	65,70
87		1,19	37,98
46	40	0,574	36,30
59		0,764	23,37
72		0,994	22,07
87		1,20	12,51

Les figures de VI.15 et VI.16 donnent une schématisation graphique des résultats de la modélisation respectivement pour l'évolution des déplacements et des pressions interstitielles.



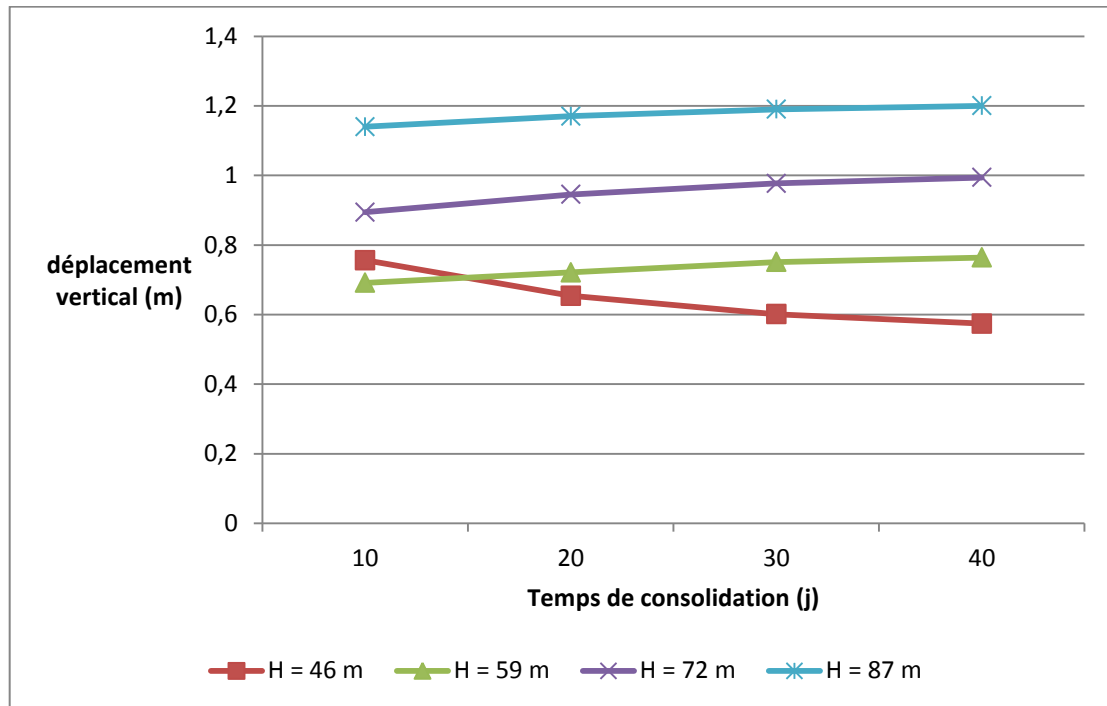


Figure VI.15: Variation du déplacement vertical en fonction du temps de consolidation.

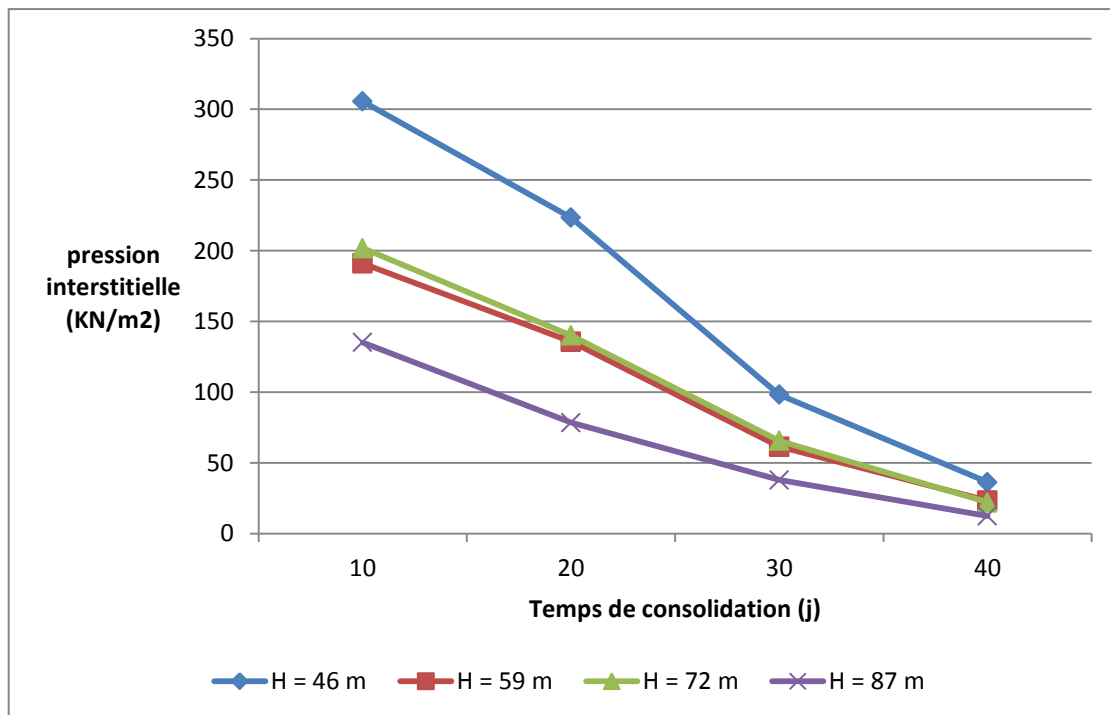


Figure VI.16: Variation de la pression interstitielle en fonction du temps de consolidation.

Pour ce cas de modélisation, il ressort les déductions ci-dessous :

- Déplacements proportionnels aux hauteurs de remblais,
- Incrément des déplacements en adéquation avec l'augmentation des temps de consolidation,
- Réduction significative des déplacements sous l'influence des fondations du barrage,
- Réduction peu significative des pressions interstitielles sous l'influence des fondations,
- Evolution inversement proportionnelle par rapport aux temps de consolidation,
- Variation des pressions interstitielle en relation avec les taux de dissipation dus aux chargements des remblais.

4.2. Fin de construction

Au niveau de la réalisation des barrages, les couches de remblais sont posées, compactées et contrôlées selon les caractéristiques Proctor. Toutefois le chargement du remblai en hauteur va avoir une influence sur les pressions interstitielles, notamment au niveau des couches basses des remblais de barrage. C'est dans cette vision que cette partie de la modélisation a été intégrée.

4.2.1. Analyse des déplacements verticaux et critères de stabilité du barrage

La figure VI.17 donne la représentation graphique des déplacements globaux du barrage. Pour ce cas de figure le déplacement vaut **2,30 m**.

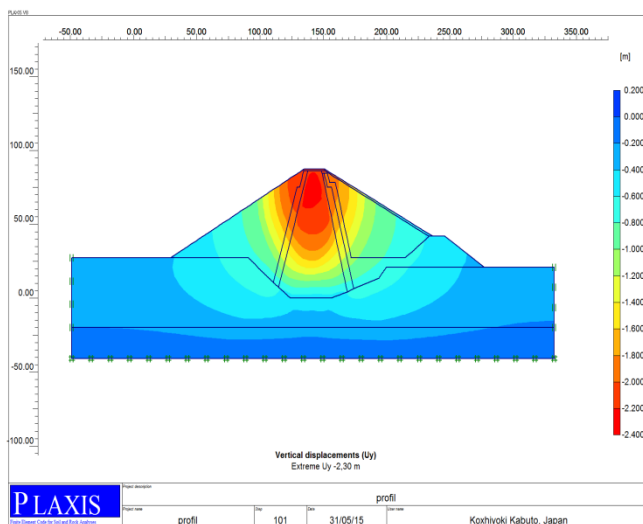


Figure VI.17 : Déplacement vertical

Pour l'étude de la stabilité des talus du barrage, la figure VI.18 donne les conditions de stabilité du barrage en fin de construction.

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	1,0000
Σ -MloadA:	1,0000
Σ -MloadB:	1,0000
Σ -Mweight:	1,0000
Σ -Maccel:	0,0000
Σ -Msf:	1,0994

Figure VI.18 : Condition de stabilité du barrage en fin de construction

4.2.2. Etude de la pression interstitielle au cours de consolidation du barrage

Dans cette étape de calcul, on a suivi la variation de la pression interstitielle au cours de la consolidation pour différents temps. Les résultats sont représentés dans les figures de VI.19 et VI.20 :

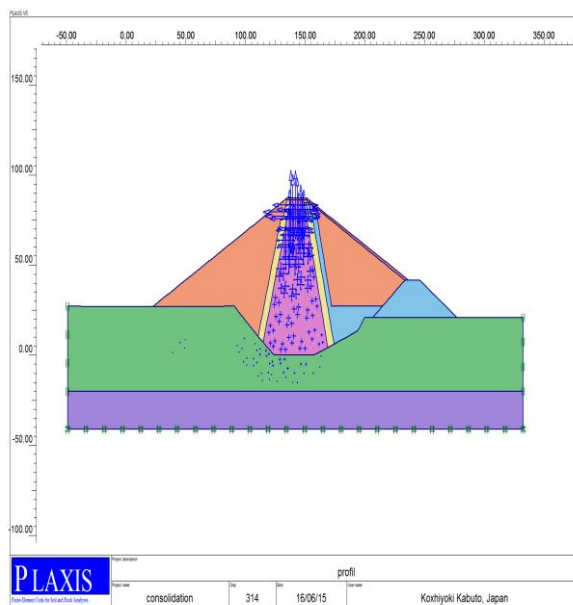


Figure VI.19 : Pression interstitielle pendant 5 jours de consolidation

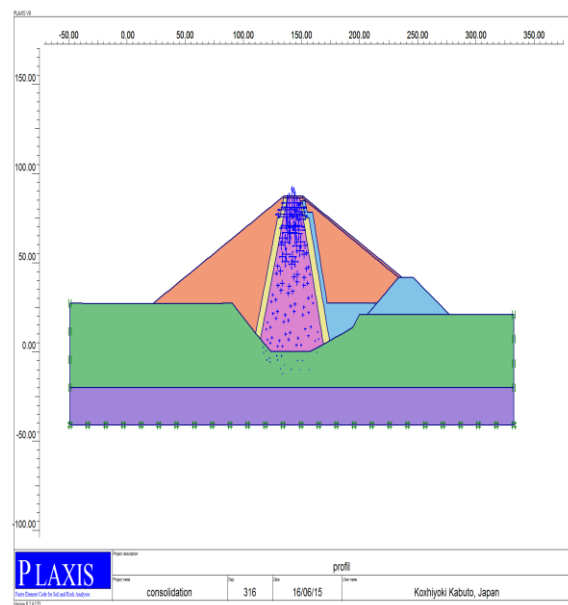


Figure VI.20 : Pression interstitielle pendant 10 jours de consolidation

Le tableau VI.5 résume les résultats obtenus lors du calcul de la pression interstitielle avec variation du temps de la consolidation :

Tableau VI.5 : Résultats d'analyse de la pression interstitielle en fonction du temps de la consolidation au niveau du noyau du barrage.

Temps de consolidation (j)	Pressions interstitielles [kN/m ²]	Position du point max (y) [m]
5	26,67	70,958
10	70,66	68,950
15	75,72	72,722
20	74,53	69,620
25	80,39	71,286
30	77,15	69,221
35	75,12	72,920
40	60,35	70,667
45	47,06	68,644
50	25,37	71,588
55	17,27	71,690
60	-24,16	68,560

La figure VI.21 représente la variation de la pression interstitielle en fonction du temps de consolidation au niveau du noyau du barrage.

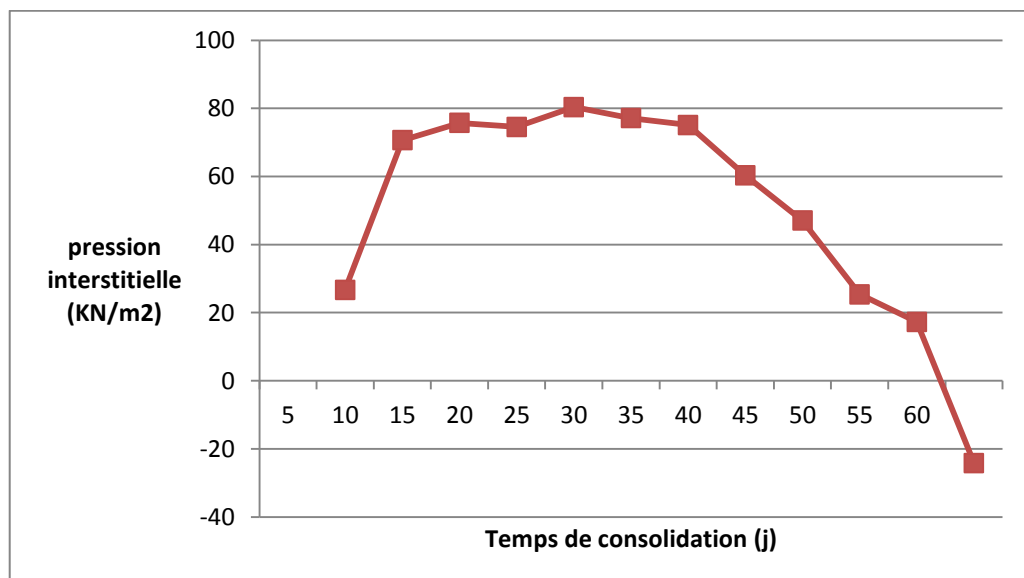


Figure VI.21 : Variation de la pression interstitielle en fonction du temps de consolidation.

A travers les résultats obtenus par l'analyse de la variation de la pression interstitielle en fonction de la consolidation, les conclusions suivantes sont à signaler:

- Les pressions interstitielles continuent dans une première étape à augmenter même après achèvement des remblais. Cette situation est due principalement à la présence des eaux résiduelles lors de la réalisation des travaux,
- Après, une deuxième phase est enregistrée où une dissipation significative de la pression interstitielle est enregistrée atteignant des valeurs même négatives.
- Le déplacement maximal est enregistré au niveau du noyau du barrage et vaut 2,30 m. Comparé à celui relatif à la phase de réalisation du barrage, ce déplacement offre une compatibilité avec cette phase.

4.3. Influence du remplissage du lac

Le comportement du barrage lors de sa mise en eau et pendant l'exploitation du réservoir ne doit pas s'écarter d'une manière importante par rapport aux prévisions du projet initial. Dans ce volet, l'influence du remplissage du lac a été analysée par modélisation. Le travail a concerné :

- L'étude des déplacements,
- L'analyse de l'évolution des pressions interstitielles,
- Influence des paliers de remplissage sur les critères de stabilité du barrage en régime permanent,
- Influence de la qualité des matériaux des recharges sur les déplacements et les critères de sécurité.

CHAPITRE VI : ANALYSE PARAMETREE DE LA VARIATION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE CAS DU BARRAGE BOUGHRARA

Pour ce faire, plusieurs paliers de remplissage ont été considérés allant de 13,5 m à 54 m.

- Niveau du plan d'eau, $H=13,5$ m

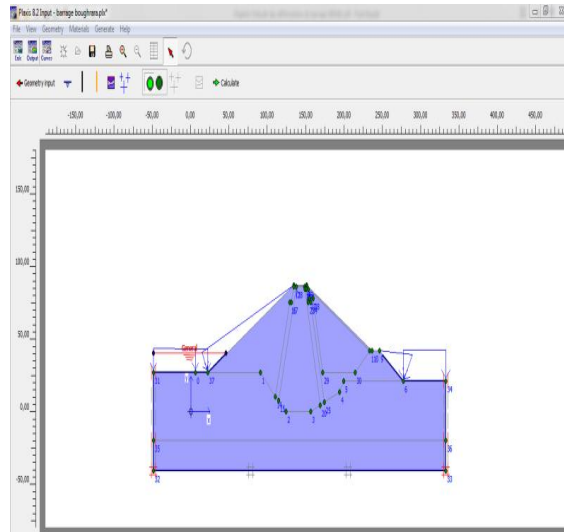


Figure VI.22 : Profil du barrage avec les conditions aux limites ($H=13,5$ m)

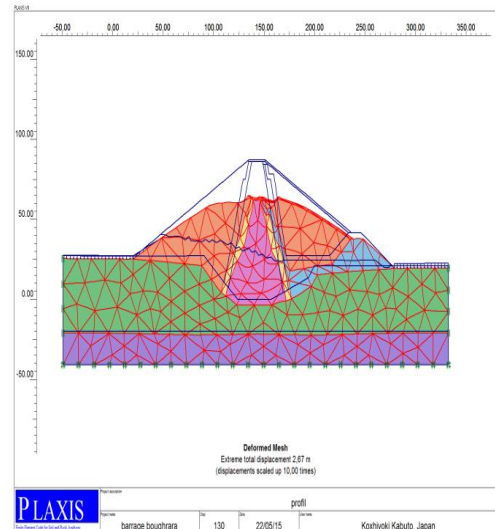


Figure VI.23 : Schéma représentatif de la déformation du maillage

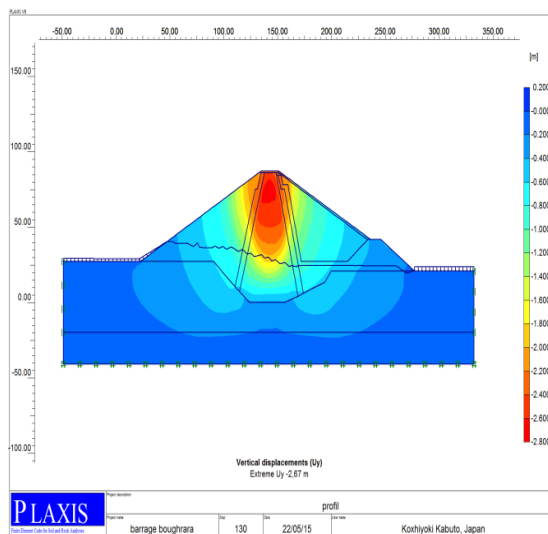


Figure VI.24 : Déplacement vertical pour un niveau de plan d'eau $H = 13,5$ m

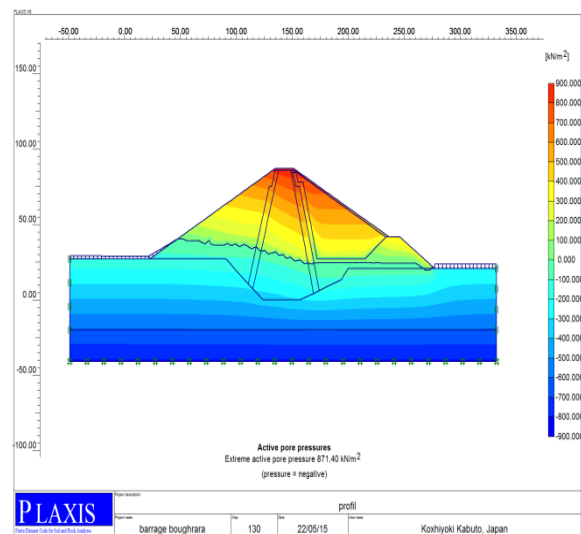


Figure VI.25 : Schéma représentatif de la pression interstitielle pour un plan d'eau $H = 13,5$ m

Le tableau VI.6 résume les résultats de la modélisation en terme de variation des pressions interstitielles, des déplacements et de critères de stabilité.

Tableau VI.6 : Résultats de calcul des différents paramètres pendant le remplissage du plan d'eau dans le cas d'un barrage avec fondations.

Les niveaux du plan d'eau	Coefficient de sécurité	Déplacement vertical [m]	Déplacement horizontal [m]	Pression interstitielle [KN/m ²] 10 ³
13,5	1,2751	2,67	2,74	0,8714
27	1,2442	2,60	2,82	0,9509
40,5	1,2309	2,45	2,85	1,09
54	1,2057	2,25	2,97	1,22

A travers les résultats obtenus, on peut déduire ce qui suit :

- L'évolution des pressions interstitielles est en adéquation avec l'incrément sur les paliers de remplissage du réservoir,
- Le barrage offre les conditions de stabilité requises pour différents paliers de remplissage,
- Les déplacements horizontaux sont en compatibilité avec l'incrément des paliers de remplissage,
- Le remplissage du lac n'a pas généré une évolution significative des déplacements verticaux.

5. INFLUENCE DE LA QUALITE DES MATERIAUX DES RECHARGES DU BARRAGE

Le comportement hydraulique et mécanique d'un barrage zoné n'est pas lié uniquement aux comportements individuels de ses différents matériaux. L'interaction entre ces derniers exige une vision intégrée des paramètres. Pour ces objectifs, un autre cas de modélisation a été entamé. Il s'agit de l'analyse de l'influence de la qualité des recharges sur les paramètres de comportement et notamment l'angle de frottement interne.

Le tableau VI.7 résume les caractéristiques de recharges utilisées pour la variation :

Tableau VI.7 : Caractéristiques des recharges du barrage.

	Angle de frottement [°]	K [m/s]	E [KN/m ²]
Matériau 1	20	10 ⁻⁶	20. 10 ³
Matériau 2	30	10 ⁻⁵	9,45.10 ⁴
Matériau 3	45	10 ⁻²	50. 10 ⁴

Les résultats graphiques de la modélisation sont représentés sur les figures de VI.26 à VI.28.

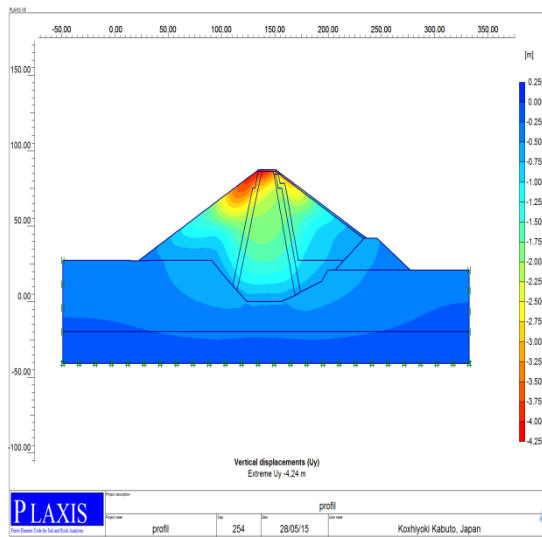


Figure VI.26 : Déplacement vertical pour $\phi = 20^\circ$

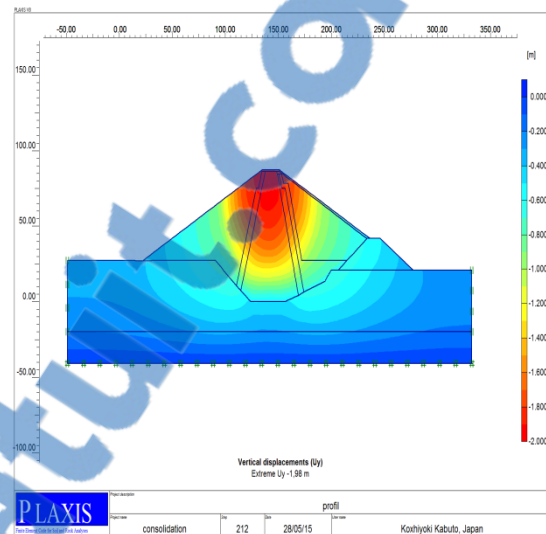


Figure VI.27 : Déplacement vertical pour $\phi = 30^\circ$

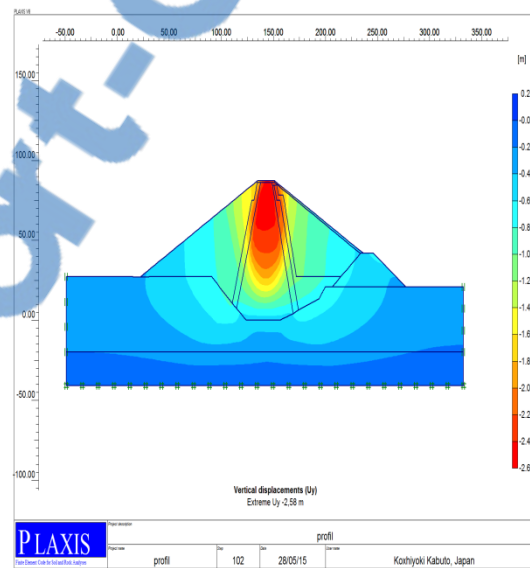


Figure VI.28 : Déplacement vertical pour $\phi = 45^\circ$

Le tableau VI.8 récapitule les résultats de calcul des déplacements et des critères de stabilité.

Tableau VI.8 : Résultats de calcul des coefficients de sécurité et des déplacements en fonction de la variation des matériaux des recharges.

L'angle de frottement ϕ [°]	Le coefficient de sécurité	Le déplacement vertical [m]
20	0,6031	4,24
30	0,9578	1,98
45	1,2387	2,58

En fonction des résultats trouvés, on peut déduire ce qui suit :

- La configuration actuelle du barrage de Boughrara n'offre pas des conditions de stabilité pour des angles de frottement inférieur à 30°,
- La limite de stabilité est atteinte pour un angle de frottement $\phi = 30^\circ$,
- Les déplacements sont corrélés aux appréciations suivantes :
 - 4,24 m du principalement à la nature fine des matériaux de recharges
 - 1,98 m provoqué par la rigidité relative des matériaux
 - 2,58 m induite par l'action des matériaux de recharges (grossier) sur le noyau central du barrage.

5.1. Adaptation de la pente pour la stabilité du barrage (pour $\phi = 20^\circ$ pour les recharges)

Dans cette phase de modélisation, il a été procédé à la recherche des conditions de stabilité du barrage par rapport aux fruits dans le cas de présence sur site, de matériaux possédant des angles de frottement inférieur à 20°.

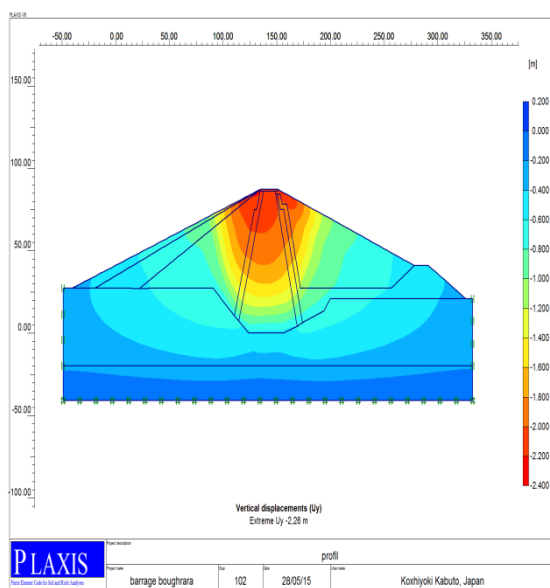


Figure VI.29 : Déplacement vertical avec modification de la pente amont de la recharge (1/4)

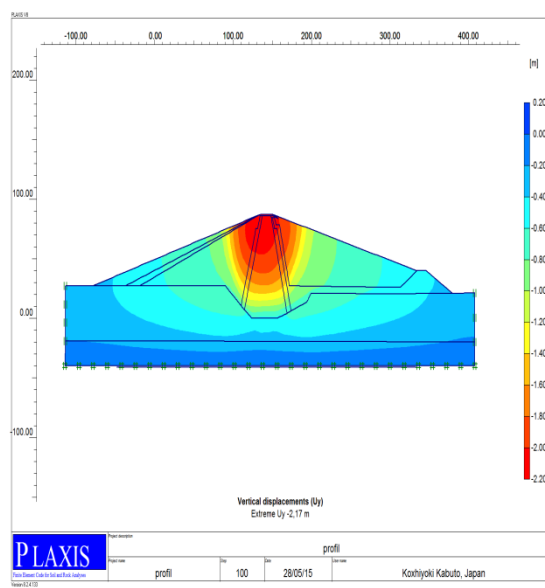


Figure VI.30 : Déplacement vertical avec modification des pentes amont et aval des recharges (1/4)

Le tableau VI.9 résume les résultats de cette phase de modélisation.

Tableau VI. 9 : Déplacement vertical et coefficient de sécurité en fonction de la pente des recharges.

	Pente	Déplacement vertical [m]	Coefficient de sécurité
Matériau 1	Pente amont = 1/4	2,26	0,9546
	Pente amont et aval = 1/4	2,17	1,2442

CONCLUSION

La modélisation engagée sur le barrage de Boughrara a permis principalement l'analyse de son comportement pendant trois phases distinctes :

- Durant sa construction,
- En fin de construction du barrage,
- Pendant l'exploitation du réservoir.

La réponse des remblais de barrage vis-à-vis des différentes sollicitations est notamment la poussée hydrostatique du lac est plus préoccupante dans les barrages zonés par

rapport à ceux homogènes du fait de la juxtaposition de différents matériaux de caractéristiques différentes et de réaction distinctes vis-à-vis des diverses sollicitations.

Les principales conclusions seront pour des raisons corrélées aux phases du cycle de vie du barrage, abordées pour chaque période :

- En cours de construction

Il a été enregistré une fidèle corrélation entre les déplacements, les variations des pressions interstitielles et les hauteurs des remblais.

L'augmentation des temps de consolidation sont en adéquation avec l'incrément sur les déplacements et provoquent une relation inversement proportionnelle par rapport à l'évolution des pressions interstitielles.

Aussi, l'intégration du comportement des fondations a en pour effet une réduction significative des déplacements et n'a pas engendré de grandes variations sur les pressions interstitielles.

- Fin de construction

Le barrage offre les conditions de stabilité requises en cette phase. Les pressions interstitielles résiduelles continuent à se développer même après achèvement des remblais pour se stabiliser après un certain temps de consolidation.

- Remplissage du lac

L'évolution des pressions interstitielles est en parfaite adéquation avec les paliers de remplissage du lac. Les conditions de stabilité sont requises quelque soit le palier de remplissage. Ce dernier provoque une augmentation des déplacements horizontaux et n'a pas d'influence significative sur les déplacements verticaux. En ce qui concerne les conditions de stabilité, elles sont atteintes pour un angle de frottement interne des matériaux de recharge supérieur ou égal à 30° . Ceci entraîne la priorisation des matériaux grossier mais a engendré en parallèle une augmentation des déplacements de l'organe d'étanchéité sous l'effet des recharges.

CONCLUSION GENERALE

Dans les barrages en remblai, l'évaluation et le contrôle des pressions interstitielles sont d'une importance capitale. Les évolutions des pressions interstitielles sont enregistrées durant toutes les phases du cycle de vie des barrages sous l'effet de sollicitations variables en cours de réalisation, en fin de construction, pendant les premiers remplissage du lac et durant l'exploitation du réservoir. Ces variations, dans le cas des déviations importantes par rapport au standard de comportement peuvent avoir des conséquences portant préjudice à la sécurité générale des ouvrages. La contribution bibliographique, non exhaustive, a eu le mérite d'explicitier l'ensemble des aspects liés à l'analyse de l'influence des pressions interstitielles sur le comportement mécanique et hydraulique des barrages.

La modélisation engagée a tenu compte des préoccupations des concepteurs vis-à-vis de ce paramètre qui est la variation de la pression interstitielle.

Elle a englobée principalement les cas de figures ci-dessous :

- Influence des fondations sur les déplacements et la variation des pressions interstitielles,
- Influence des temps de consolidation sur l'évolution des déplacements et des pressions interstitielles,
- Influence du remplissage du lac sur la variation des pressions interstitielles, sur les déplacements horizontaux ainsi sur les critères de stabilité du barrage.

L'ensemble des investigations effectuées par la modélisation ont mis en évidence un certain nombre de conclusions en l'occurrence :

- Profil type du barrage

Dans la phase de construction du barrage :

- Les déplacements sont proportionnels à la hauteur des remblais,
- L'incrément des déplacements est en adéquation avec l'augmentation des temps de consolidation,
- La variation de la pression interstitielle dépend des taux de dissipation qui sont en relation avec le chargement des niveaux des remblais,
- L'évolution de la pression interstitielle est inversement proportionnelle par rapport aux temps de consolidation.
- Réduction significative des déplacements sous l'influence des fondations du barrage,
- Réduction peu significative des pressions interstitielles sous l'influence des fondations.

En période de fin de construction :

- Les pressions interstitielles continuent dans une première étape à augmenter même après achèvement des remblais. Cette situation est due principalement à la présence des eaux résiduelles lors de la réalisation des travaux,
- Après, une deuxième phase est enregistrée où une dissipation significative de la pression interstitielle est enregistrée atteignant des valeurs même négatives.
- Le déplacement maximal est enregistré au niveau du noyau du barrage et vaut 2,30 m. Comparé à celui relatif à la phase de réalisation du barrage, ce déplacement offre une compatibilité avec cette phase.

Pendant le remplissage :

L'évolution des pressions interstitielles est en parfaite adéquation avec les paliers de remplissage du lac. Les conditions de stabilité sont requises quelque soit le palier de remplissage. Ce dernier provoque une augmentation des déplacements horizontaux et n'a pas d'influence significative sur les déplacements verticaux. En ce qui concerne les conditions de stabilité, elles sont atteintes pour un angle de frottement interne des matériaux de recharge supérieur ou égal à 30° . Ceci entraîne la priorisation des matériaux grossier mais a engendré en parallèle une augmentation des déplacements de l'organe d'étanchéité sous l'effet des recharges.

- Profil modifié en fonction des caractéristiques des matériaux des recharges
- La configuration actuelle du barrage de Boughrara n'offre pas des conditions de stabilité pour des angles de frottement inférieur à 30° ,
- La limite de stabilité est atteinte pour un angle de frottement $\phi = 30^\circ$,
- Les déplacements sont corrélés aux appréciations suivantes :
 - ✓ 4,24 m du principalement à la nature fine des matériaux de recharges
 - ✓ 1,98 m provoqué par la rigidité relative des matériaux
 - ✓ 2,58 m induite par l'action des matériaux de recharges (grossier) sur le noyau central du barrage.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AL-HOMOUD, A. S., TANASH, N. Monitoring and analysis of settlement and stability of embankment dam constructed in stages of soft ground. Bull. Eng Geol, 2001. 59: 259-284 p. Springer- Verlag.

ALONSO, E. Barrages en remblai. Chapitre IV, Coédition Cemagref Éditions, Engref - Petits Barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi - Comité Français des Grands Barrages, - Coordination : Gérard Degoutte - Suivi de l'édition : Camille Cédra, 2002. ISBN 2-85362-551-6.

ALONSO, E. E., OLIVELLA, S., PINYL, N. M. A review of Beliche Dam. Géotechnique, 2005. 55, 267–285.

ANDERSEN, G. R., CHOUINARD, L. E., HOVER, W.H., COX, C.W. Risk indexing tool to assist in prioritizing improvements to embankment dam inventories. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001. ASCE, 127(4): 325-334 p.

ANTOINE, F., JOSSEAUME, H., LEVILLAIN, J. P., ROUAS, G. Recommandations sur les barrages-réservoirs d'alimentation des canaux à Bief de partage. STC. PMVN. Expertise, surveillance, entretien et confortement, 1992.

ARABET, L. Modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l'œdomètre ». Université de skikda, 2010.

ARQUIE, G. Théorie générale de l'influence de la teneur en eau sur les résultats du compactage", 1973. BLPC. p. 61- 62. Vol. 179

ARQUIE, G., MOREL, G 1988. Le compactage, 1988. p 321. 1988.

BENAISSA, A : Eléments de mécanique des sols, Institut des sciences de la terre, Département de géologie, Université de Constantine.

BERNARD, G., COYNE., BELLIER. Le secteur prise au niveau de la conception.

BIAREZ. LA PRATIQUE DU COMPACTAGE, compte rendu, 1974.

BONELLI, S., RADZICKI, K., SZCZESNY, J., TOURMENT, R., HUGUETTE, F. L'auscultation des barrages en terre : une nécessité, Ingénieries n 41-Mars 2005.

BOUHLALI, M. LES RISQUES ASSOCIES AUX BARRAGES, Mémoire de magistère en Génie civil, Spécialité Mécanique des Sols et Géotechnique, soutenue le 2006 à l'université Abou Bekr Belkaid Tlemcen. 5-40 p.

Brinkgreve, R.B.J ., Al-Khoury, R., Bakker, K.J., Bonnier, P.G., Brand, P.J.W., Broere, W., Burd, H.J., Soltys, G., Vermeer, P.A., Waterman, D., Simon, B., Bernhardt, V., Reboul, M. Manuel de référence, University of Technology and PLAXIS bv, Pays-Bas, 2003. Version 8.

Bureau of Reclamation, Pacific Northwest Region 1998 «The failure of Teton dam», note d'information.

CASTELLY, D. MALPASSET, j'y étais, survivant de la catastrophe de la rupture du barrage de MALPASSET, 2008.

CFBR. Comité français des barrages et réservoirs. Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblais. Groupe de travail <<justification des barrages et des digues en remblais>>, 2010.

CFBR. Comité français des barrages et réservoirs, Barrage de Malpasset (Var) L'accident du 2 décembre 1959, 10 juillet 2009.

CHABBI, H. Contribution a l'étude de l'influence des facteurs géométriques et géotechniques et hydrauliques sur la stabilité des barrages en terre homogènes, mémoire magister, soutenue le 2010 à l'université Badji Mokhtar, Annaba.

CHIKHI, K. Etude Expérimentale des matériaux non saturés au cisaillement et à l'oedomètre, mémoire de magister, Soutenue le 16/02/2011 à Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Laboratoire de recherche de Géo Matériaux Environnement et aménagement.

COMITE INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES. Barrages en Remblai : protection du talus amont, 1993. Bulletin 91, 121p. In MESSAID BELKACEM.

COMITE SUISSE DES BARRAGES. Dispositif d'auscultation des barrages, Concept, fiabilité et redondance, Groupe de travail pour l'observation des barrages, avril 2005.

COMITE TECHNIQUE PERMANENT DES BARRAGES. Le barrage de Perrégaux, 1998. L'illustration N° 4423 du 10.12.1927, les eaux déchaînées en Oranie »

COMPAORE, M. L. Cours de barrages, 1996. 2^{ème} édition.

DEGOUTTE. PETIT BARRAGE : recommandation pour la conception, la réalisation et suivi, cemagref édition, 2002.

DJEDID, A., BEKKOUCHE, A., BENYELLES, Z. Introduction a la mécanique des sols. 1: département de génie civil, université Tlemcen, 1998. p. 5.

DUNGLAS, M.J. La stabilité des barrages, exposé présenté à la 5^{ème} section du conseil général du G.R.E.F par M.J. DUNGLAS-I.C.G.R.E.F–Directeur scientifique du CEMAGREF Bulletin de liaison du CIEH, n° 77-78, juillet- octobre 1989.

EL OUNI., M. Comportement des barrages, Auscultation et Modélisation, Institut National Agronomique De Tunisie, Avril 2009.

Extrait 1 de la fiche n° 29490 du Ministère du développement durable,
(http://rme.acrouen.fr/29490_barrage_malpasset.pdf)

FECKER et PARTNER. Capteurs de pression interstitielle, GIF, 2004.

FELL, R., WAN. C. F., CYGANIEWICZ. J., FOSTER. M. Time for development of internal erosion and piping in embankment dams. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 129(4), 2003. 307-314 p.

FOSTER, M., FELL, R., SPANNAGLE, M. A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping. Can. Geotech. J., 37, 2000. 1025-1061 p.

FRED, P., OLIVIER, N. La classification des sols, Sylvie Nicaisse, Laboratoire du Cete Méditerranée Carole Portillo et Mathieu Vermeulen, Ecole Des Mines De Douai, 18 juillet 2011.

GHORZI, K., HAFIDI, F. Z. Compactage des barrages en remblai, Master en Génie Civil, soutenue le 25 juin 2013 à l'Université Abou Bekr Belkaid- Tlemcen.

GUILBAULT, P. Compactage et de compactage" article. : CHAMBRE D'AGRICULTURE GIRONDE, 2007. Vol. 6.

HAMRICHE, H. Etude de l'évolution de certaines grandeurs physiques d'un barrage en terre (Cas du barrage de Koudiet Medaouar), Mémoire de Magistère en Hydraulique, Option : Simulation Numérique des Ecoulements Polyphasiques et Approches Locales Evenementielles, soutenu le 09/05/2013 à l'Université Hadj lakhdar –Batna.

HARICHANE, K. Mécanique des sols 1, Université Hassiba Ben-Bouali de Chlef Faculté de Génie Civil et d'Architecture Département de Génie Civil, 2014.

HUNTER, G., FELL, R., CIVIL, U. O. N. S. W. S. O. & ENGINEERING, E. The deformation behaviour of embankment dams, Univ. of New South Wales, 2003.

JOSSEAUME, H. Digue et barrage en terre, 1968.Journée d'hydraulique des sols, Département des sols, Laboratoire Central, Paris, 1968

JOSSEAUME.H, 1968 : Etude des facteurs intervenant dans les mesures de pression interstitielle, Bulletin Liaison Routiers Ponts et Chaussées n°30, Mars-Avril 1968.

KEDDOURI, A. Etude des pathologies de la digue de oued kreirech wilaya de djelfa, mémoire de magister, soutenue le 7/7/2011 à l'université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

KHANH, H. T. Utilization of numerical models for design and exploitation of dams, L'utilisation des modèles numériques dans la conception et l'exploitation des barrages, 2010.

LARBI, M., MEZOUDDJI, F. Analyse des déformations des barrages en enrochements, master en génie civil, Option Infrastructure et Bases Géotechniques (Travaux Publics), soutenue le 2014 à l'université Abou Bekr Belkaid Tlemcen.

LE DELLIOU, P. les barrages conception et maintenance, Presses universitaires, Lyon, 2007.

MARCHE, C. Barrages, crues de rupture et protection civile. In P. i. Polytechnique, 2008. (Ed.), (2e édition ed., 5-31 p).

MERIAUX, P. Surveillance, exploitation et entretien des retenues d'altitude pour l'alimentation des installations de neige de culture, Cemagref, Colloque 2008, Aix-en-Provence.

Ministre de la Prévention des Pollutions et des Risques (M.P.P.R). Les ruptures de barrages .www.ecologie.gouv.fr – www.prim.net. 2004.

NZUMOTCHA TCHOUMKAM ARMELLE, L. Détection de fuite dans les barrages en remblais par la méthode de polarisation spontanée et par tomographie électrique : cas de la jonction de deux barrages en remblai, mémoire pour l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées, soutenue en décembre 2010 à l'université de Mondéral. 8-11 p.

OFEG. Office fédérale des eaux et de la géologie suisse. Sécurité des ouvrages d'accumulation, Documentation de base relative à la sécurité structurale, 2002. Version 1.

OURGHI, F. F. Etude d'un petit barrage en remblais, Mémoire d'ingénieur en génie civil, Option: aménagement hydraulique, Université d'Abou Bekr Belkaid Tlemcen, 1998. Cote : ing gc 624.1.187/03.

PEYRAS, L. Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages, développement de méthodes d'aide à l'expertise. Thèse de doctorat, spécialité génie civil, Université Blaise Pascal, Clermont 2, 2002. 199 p.

PHILIPPONNAT, G., HUBERT, B. Fondations et ouvrages en terre, 1998. Editions Eyrolles.

PLAISANT, A. Analyse numérique du comportement sismique d'un barrage en enrochement avec un noyau en béton bitumineux, diplôme de maitrise et sciences appliquées, soutenue le 2013 à l'université de Montréal.

POULAIN, D., BOUBEE, D., ROYET, P., DEREGNAUCOURT, P., GUIGNARD, C., BALLUT, L. La surveillance et l'auscultation des petits barrages : Adaptation au nouveau contexte réglementaire. Surveillance and monitoring of small dams: adaptation to the new regulations context, 2007.

POUPART, M., ROYET, P. La surveillance des barrages.2001. EDF-Cemagref, Colloque Technique CFGB, Aix-en Provence.

RAT, M., JOSSEAUME, H : Rappel des notions fondamentales, Département des sols, Laboratoire Central.

ROBIN DES BOIS. Déchets post-catastrophe : risques sanitaires et environnementaux, pour le Groupe d'Expertise et d'Intervention Déchets - GEIDE post-catastrophe, septembre 2007.

ROUISSAT, N née SMAIL. Suivi du comportement des barrages étude de cas, thèse de doctorat des sciences en génie civil, soutenue le 08/06/2014 à l'université Abou Bekr Belkaid Tlemcen.

SCHLEISS, J., POUGATSCH, H. les barrages: du projet à la mise en service, traité de génie civil, de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, 2011. Publié sous la direction de René Walther et Manfred A.Hirt.

SCHLOSSER, F. Eléments de mécanique des sols, Presses de l'ENPC, Paris, 1989.

SEED, H. B., DUCAN, J. M. The failure of TETON Dam. Engineering Geology, 24(1-4),1987. p 173-205.

SILVANI, C. Une modélisation discrète du comportement mécanique des enrochements, Thèse de Doctorat, soutenue le 14 mai 2007 à l'université de Provence Aix-Marseille I.

SMALLEY, I. J., DIJKSTRA, T. A. The Teton Dam (Idaho, U.S.A.) failure: problems with the use of loess material in earth dam structures, 1991. Engineering Geology, 31(2), 197-203.

SOLVA and DELATTE. Failure of the Teton dam, proceedings of the 3rd ASCE forensics congress. San diegsonia. 2003.

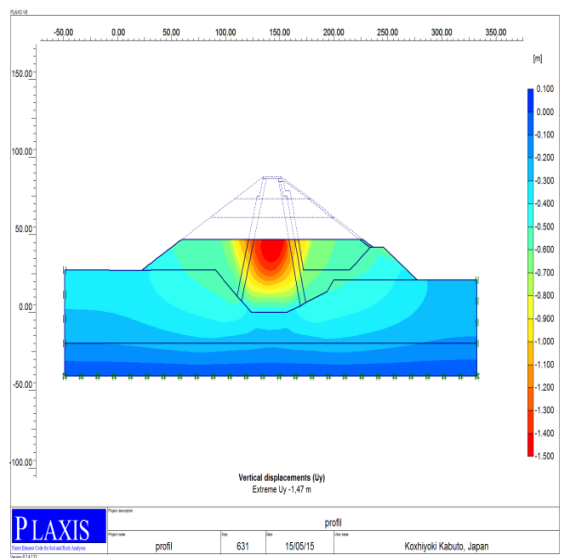
TRACTEBEL ENGINEERING. Barrage Hammam Boughrara sur l'oued Tafna, Monographie, Volume, 1, Texte. 2000a.

VIDAL, R. Auscultation d'ouvrages hydrauliques, Etude des normes pour la sécurité des ouvrages hydrauliques et création d'un programme interne de suivi, Projet de fin d'étude, INSA STRASBOURG, Juin 2010.

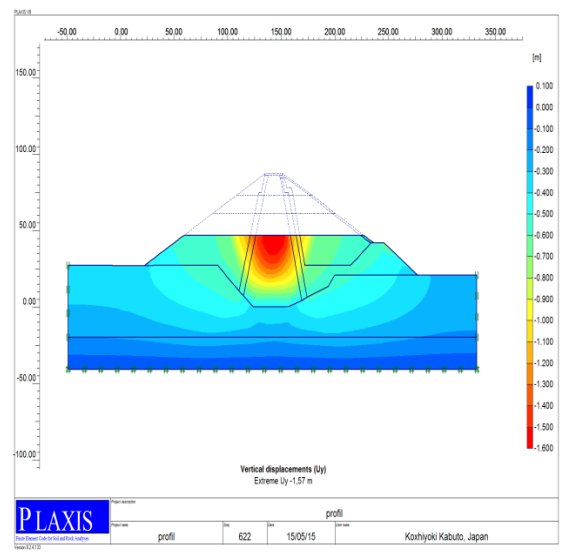
<http://membres.lycos.fr/vitosweb/images/malpasset/barrage.htm>

ANNEXE

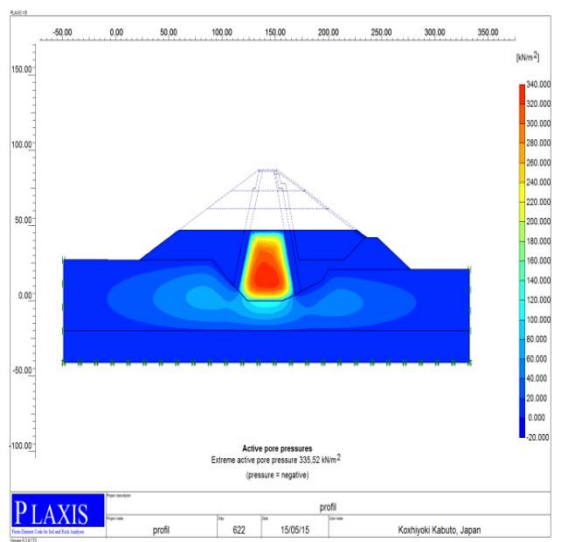
Cas 1 : Avec influence des fondations



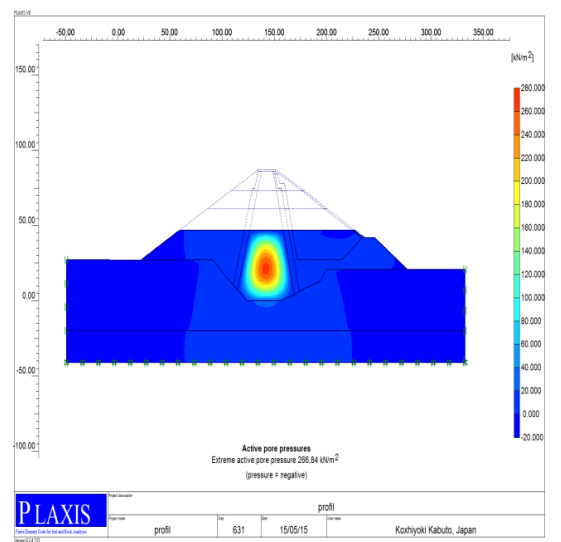
Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 30 jours de consolidation



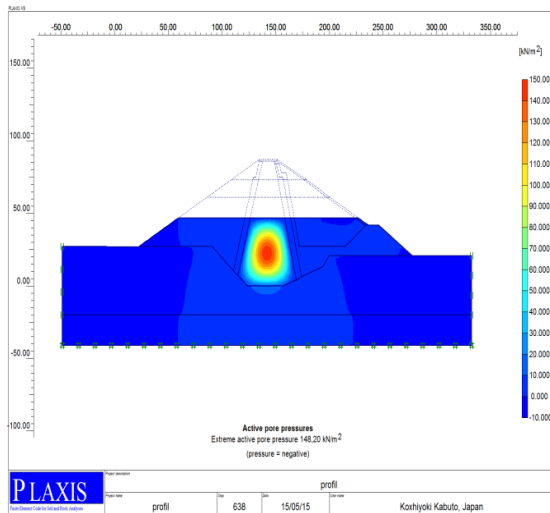
Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 40 jours de consolidation



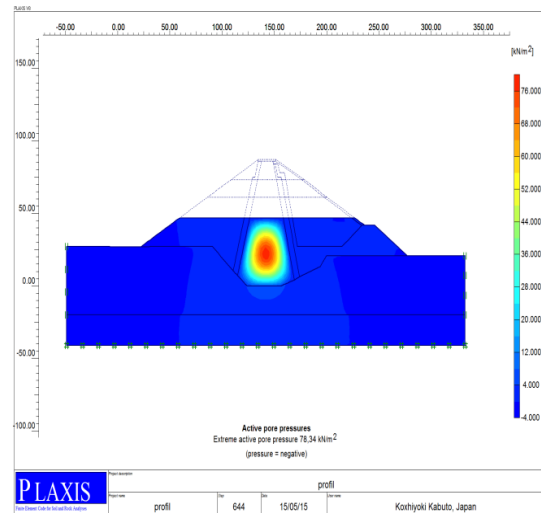
Pression interstitielle pour $H_R = 46$ m et pendant 10 jours de consolidation



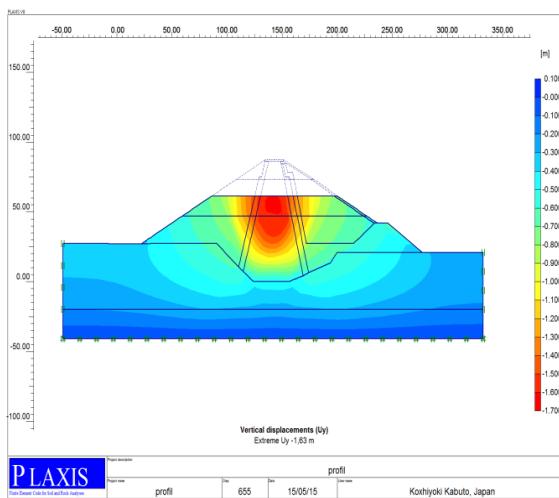
Pression interstitielle pour $H_R = 46$ m et pendant 20 jours de consolidation



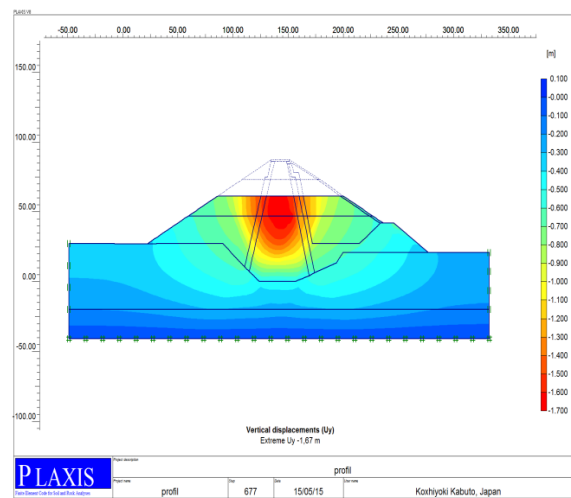
Pression interstitielle pour $H_R = 46$ m et pendant 30 jours de consolidation



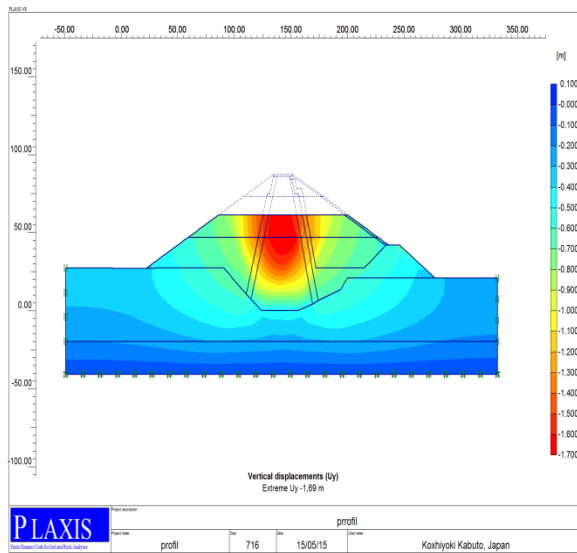
Pression interstitielle pour $H_R = 46$ m et pendant 40 jours de consolidation



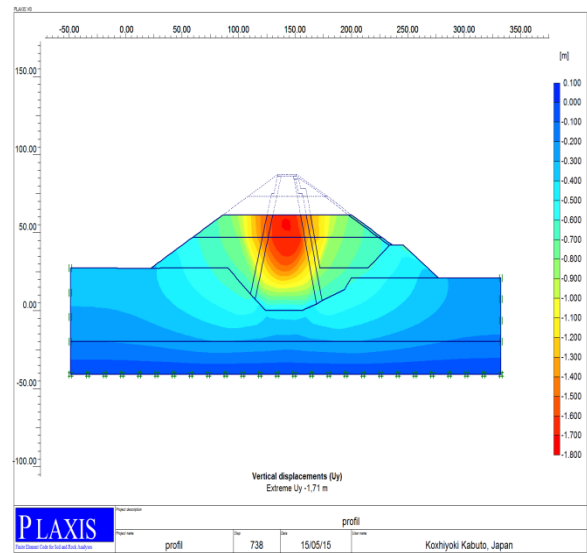
Déplacement vertical pour $H_R = 59$ m et pendant 10 jours de consolidation



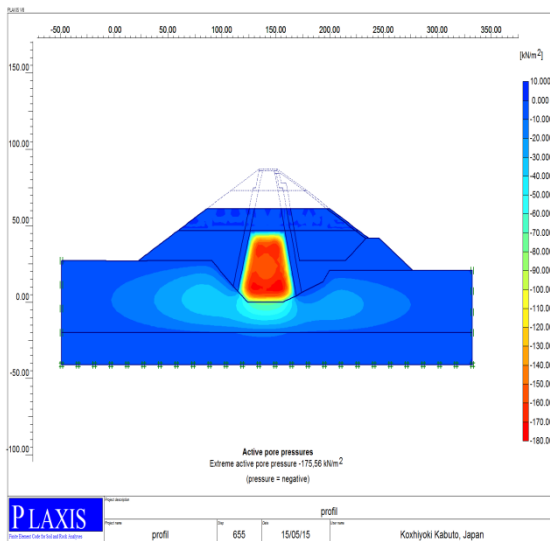
Déplacement vertical pour $H_R = 59$ m et pendant 20 jours de consolidation



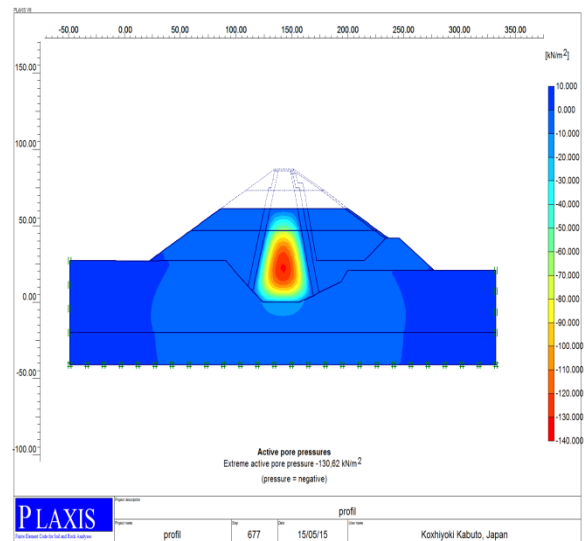
Déplacement vertical pour $H_R = 59$ m et pendant 30 jours de consolidation



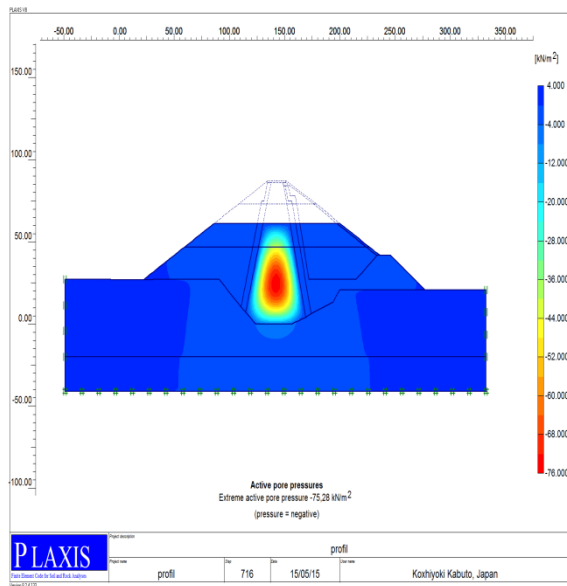
Déplacement vertical pour $H_R = 59$ m et pendant 40 jours de consolidation



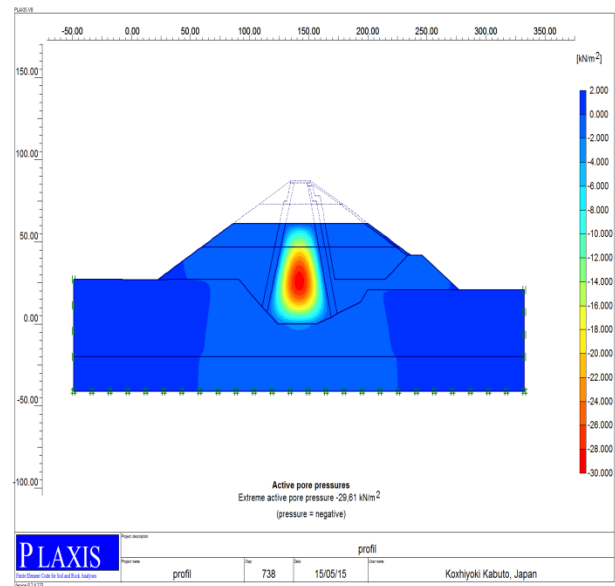
Pression interstitielle pour $H_R = 59$ m et pendant 10 jours de consolidation



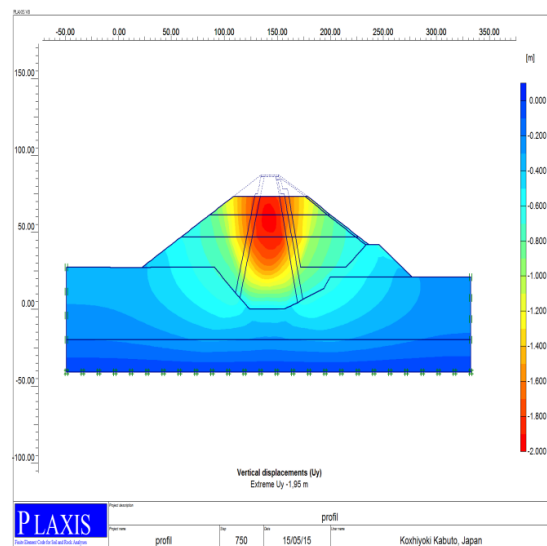
Pression interstitielle pour $H_R = 59$ m et pendant 20 jours de consolidation



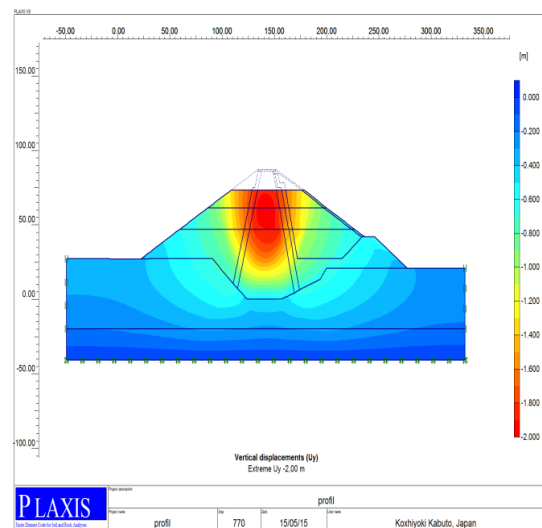
Pression interstitielle pour $H_R = 59$ m et pendant 30 jours de consolidation



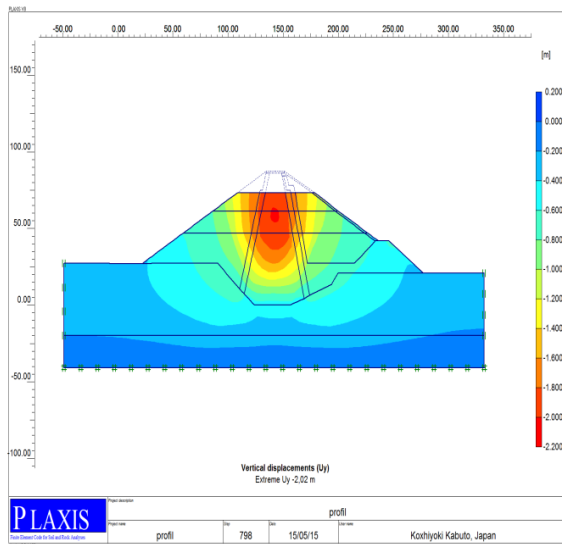
Pression interstitielle pour $H_R = 59$ m et pendant 40 jours de consolidation



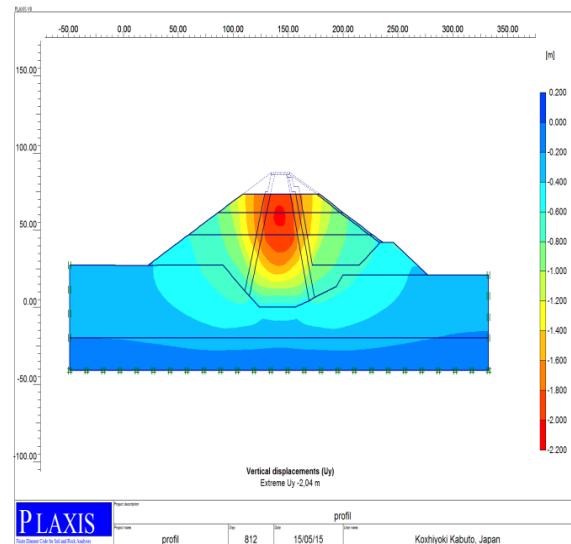
Déplacement vertical pour $H_R = 72$ m et pendant 10 jours de consolidation



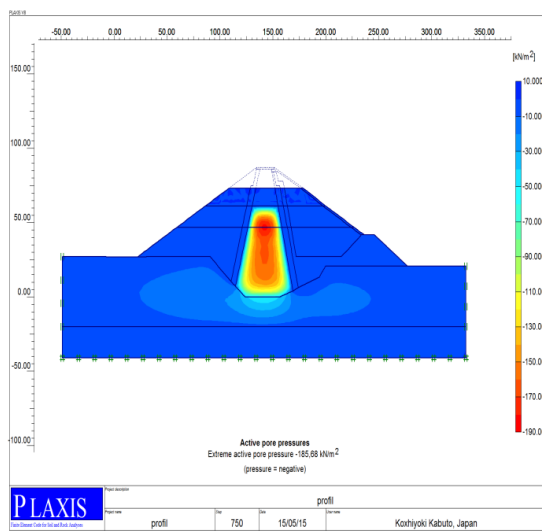
Déplacement vertical pour $H_R = 72$ m et pendant 20 jours de consolidation



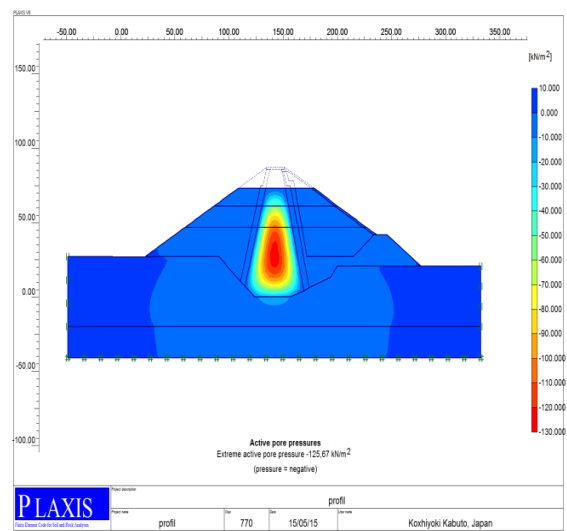
Déplacement vertical pour $H_R = 72$ m et pendant 30 jours de consolidation



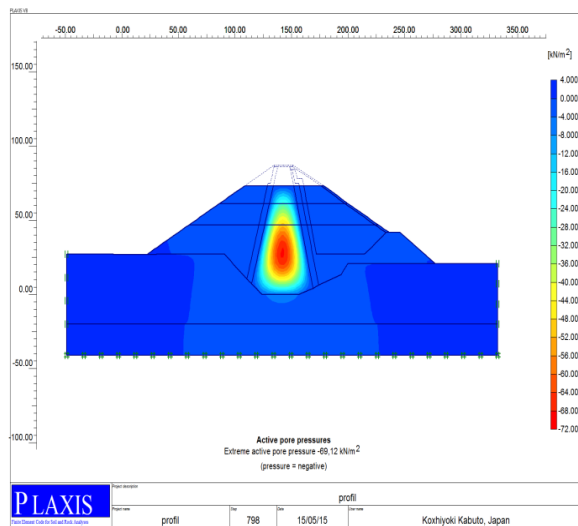
Déplacement vertical pour $H_R = 72$ m et pendant 40 jours de consolidation



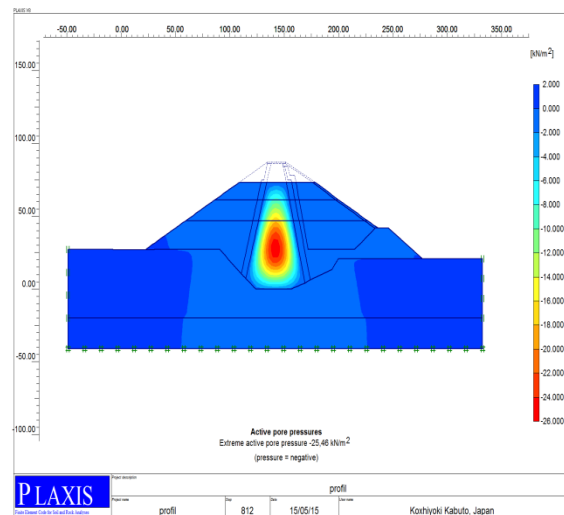
Pression interstitielle pour $H_R = 72$ m et pendant 10 jours de consolidation



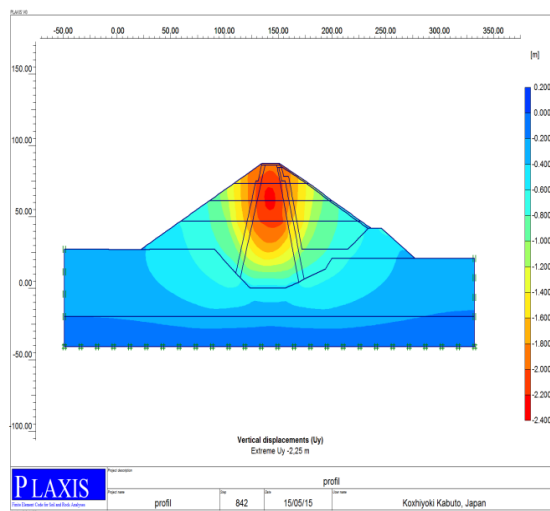
Pression interstitielle pour $H_R = 72$ m et pendant 20 jours de consolidation



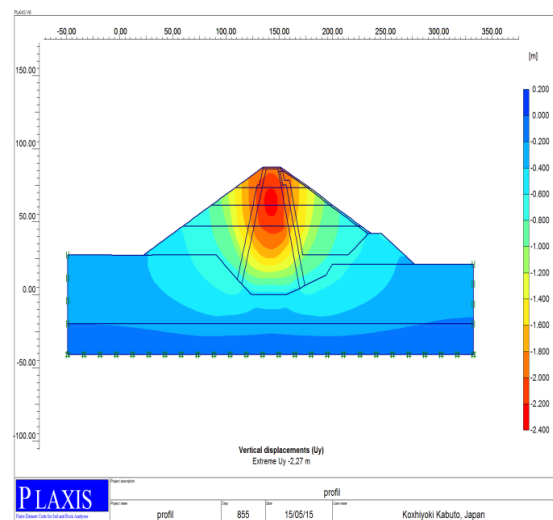
Pression interstitielle pour $H_R = 72$ m et pendant 30 jours de consolidation



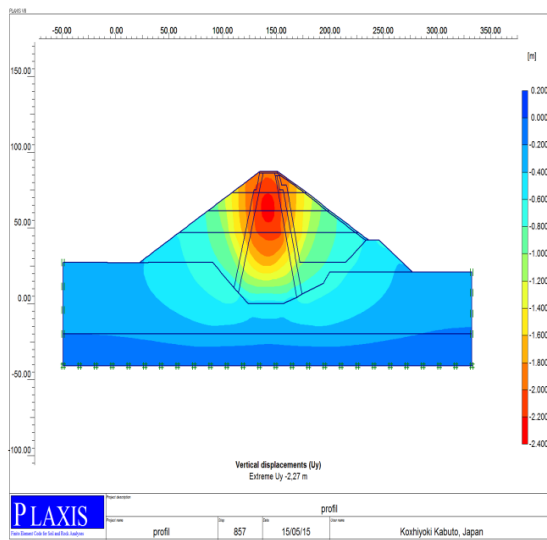
Pression interstitielle pour $H_R = 72$ m et pendant 40 jours de consolidation



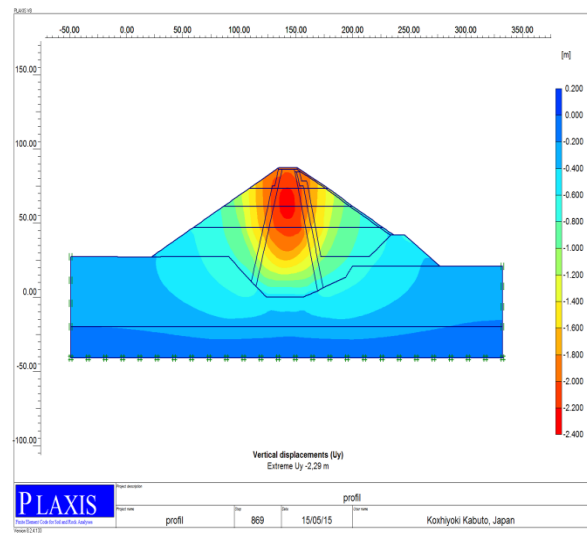
Déplacement vertical pour $H_R = 87$ m et pendant 10 jours de consolidation



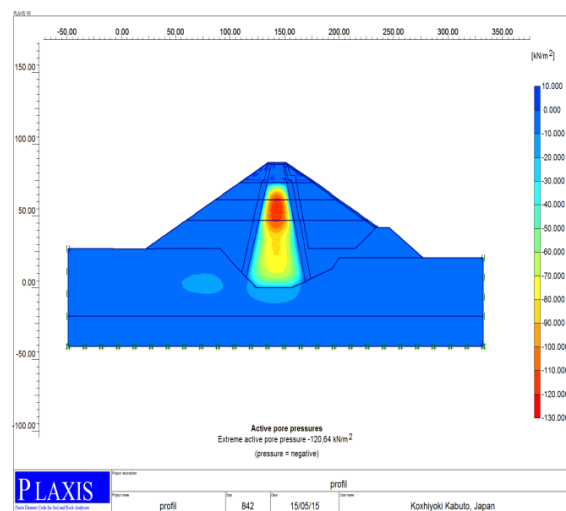
Déplacement vertical pour $H_R = 87$ m et pendant 20 jours de consolidation



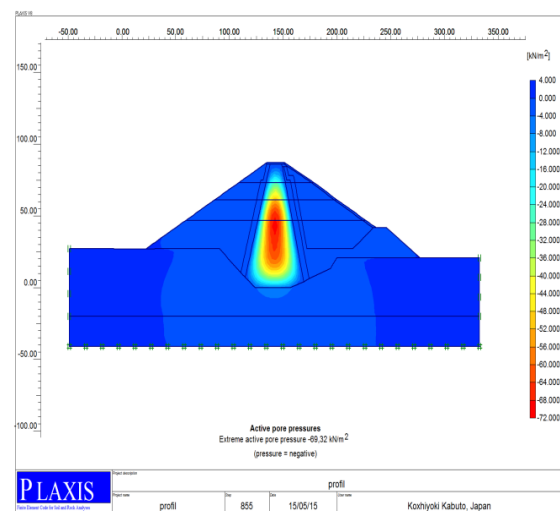
Déplacement vertical pour $H_R = 87$ m et pendant 30 jours de consolidation



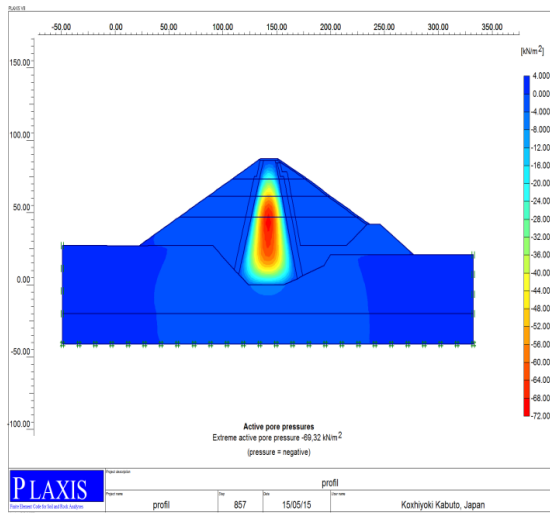
Déplacement vertical pour $H_R = 87$ m et pendant 40 jours de consolidation



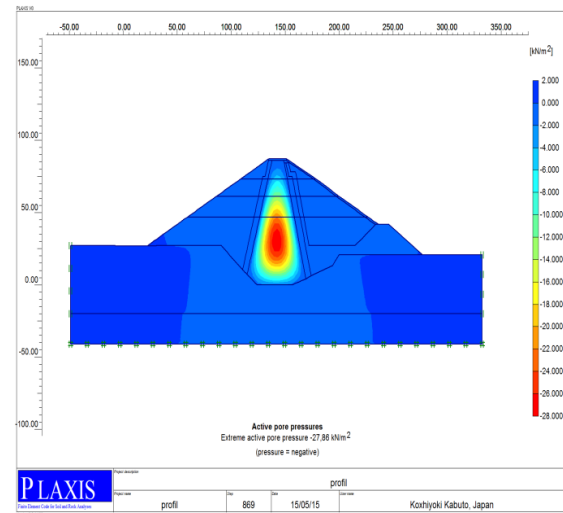
Pression interstitielle pour $H_R = 87$ m et pendant 10 jours de consolidation



Pression interstitielle pour $H_R = 87$ m et pendant 20 jours de consolidation

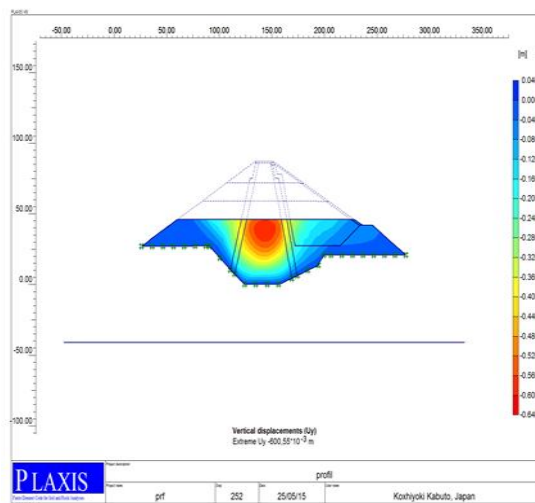


Pression interstitielle pour $H_R = 87$ m et pendant 30 jours de consolidation

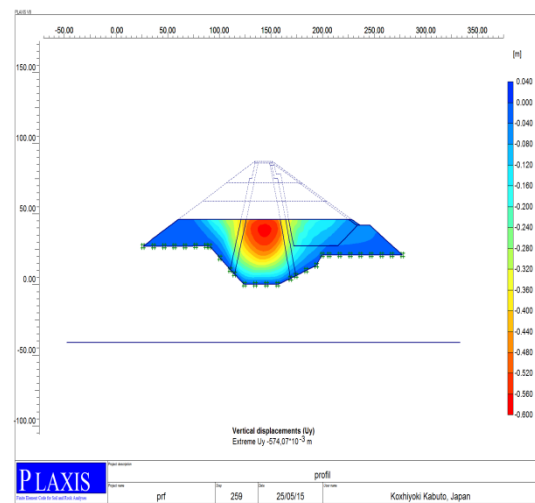


Pression interstitielle pour $H_R = 87$ m et pendant 40 jours de consolidation

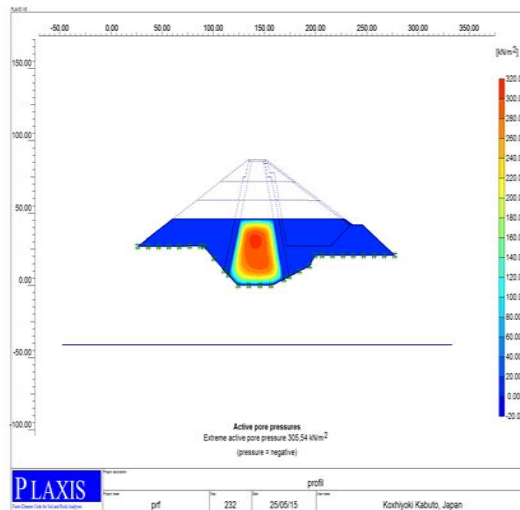
Cas 2 : Sans influence des fondations



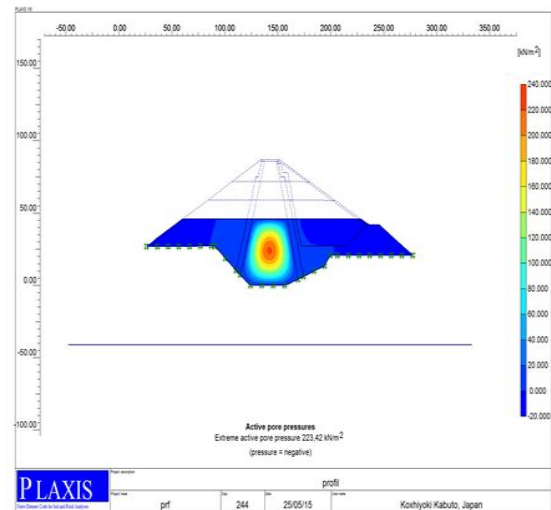
Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 30 jours de consolidation



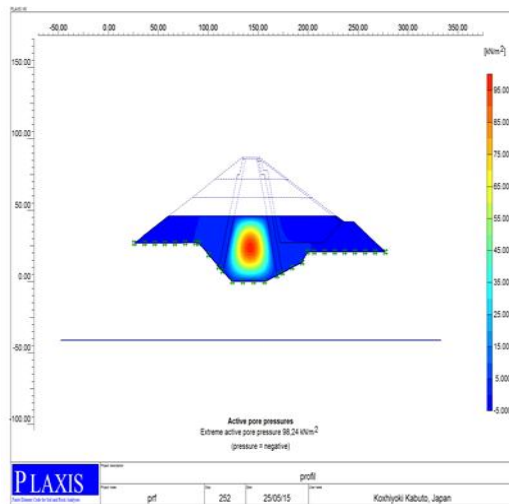
Déplacement vertical pour $H_R = 46$ m et pendant 40 jours de consolidation



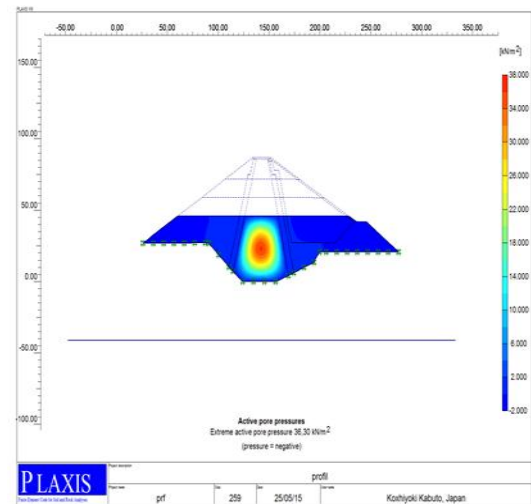
Pression interstitielle pour $H_R = 46$ m et pendant 10 jours de consolidation



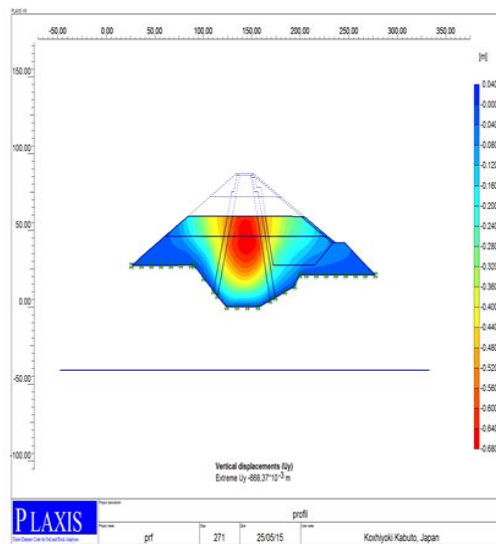
Pression interstitielle pour $H_R = 46$ m et pendant 20 jours de consolidation



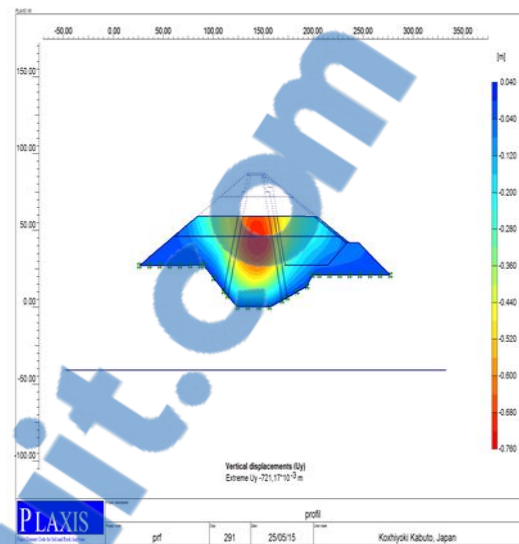
Pression interstitielle pour $H_R = 46$ m et pendant 30 jours de consolidation



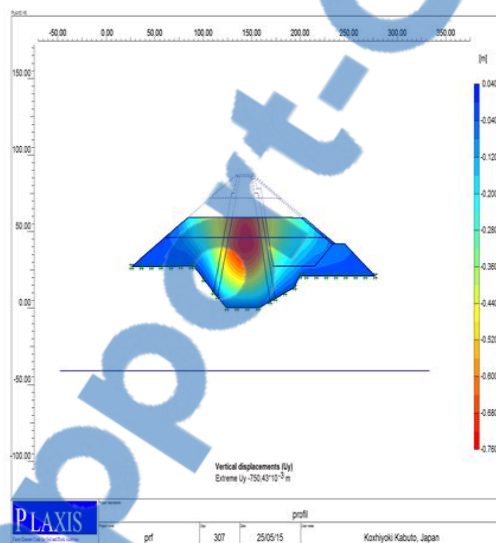
Pression interstitielle pour $H_R = 46$ m et pendant 40 jours de consolidation



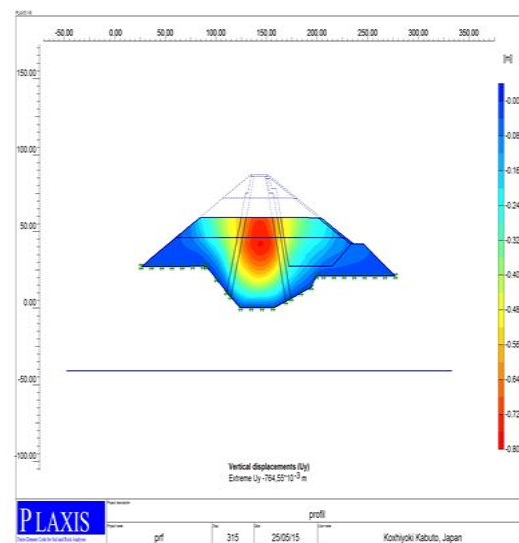
Déplacement vertical pour $H_R = 59$ m et pendant 10 jours de consolidation



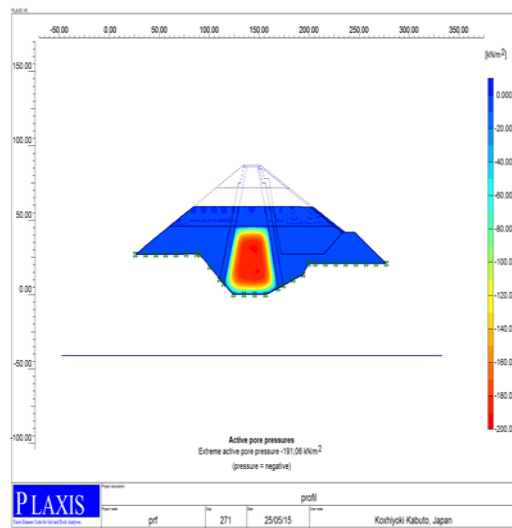
Déplacement vertical pour $H_R = 59$ m et pendant 20 jours de consolidation



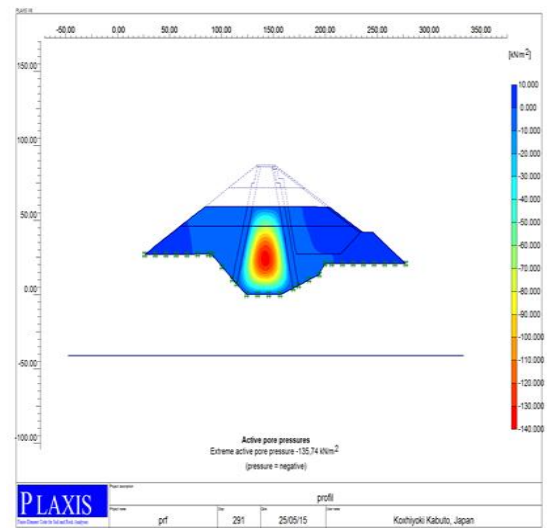
Déplacement vertical pour $H_R = 59$ m et pendant 30 jours de consolidation



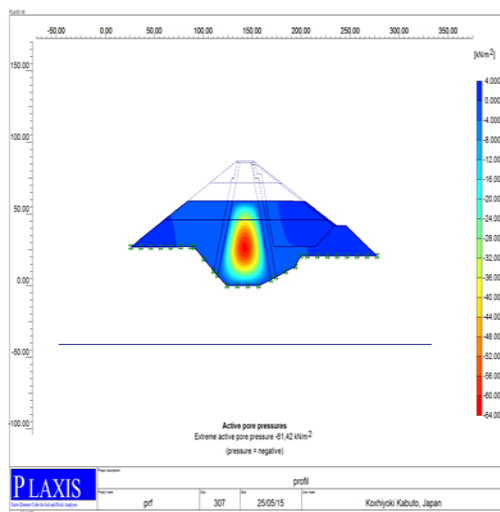
Déplacement vertical pour $H_R = 59$ m et pendant 40 jours de consolidation



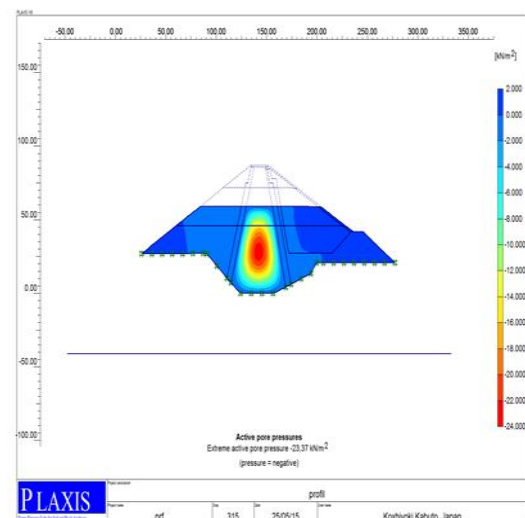
Pression interstitielle pour $H_R = 59$ m et pendant 10 jours de consolidation



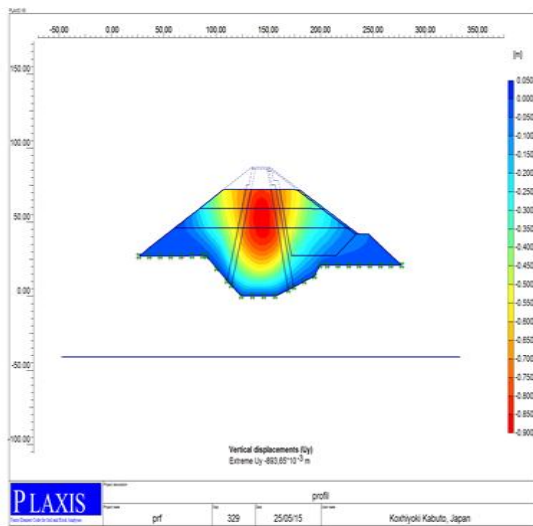
Pression interstitielle pour $H_R = 59$ m et pendant 20 jours de consolidation



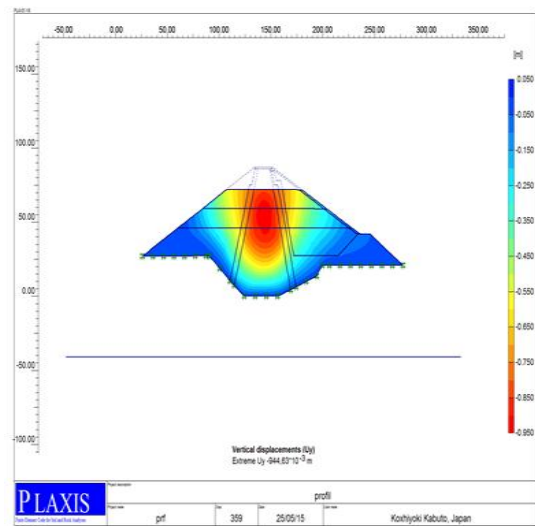
Pression interstitielle pour $H_R = 59$ m et pendant 30 jours de consolidation



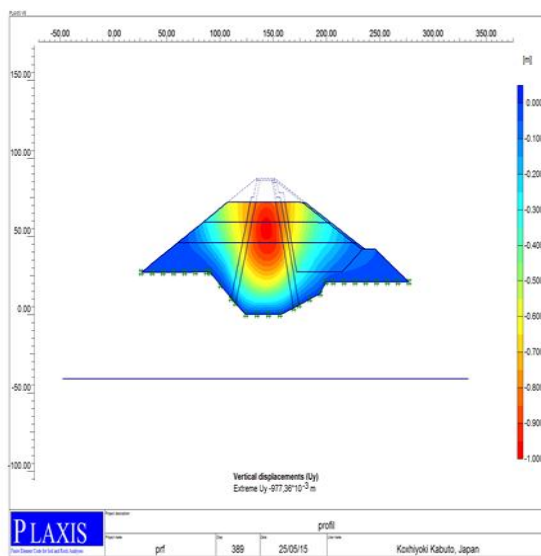
Pression interstitielle pour $H_R = 59$ m et pendant 40 jours de consolidation



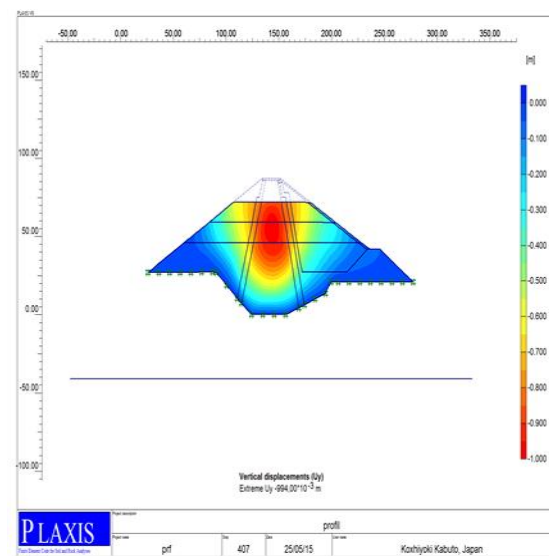
Déplacement vertical pour $H_R = 72$ m et pendant 10 jours de consolidation



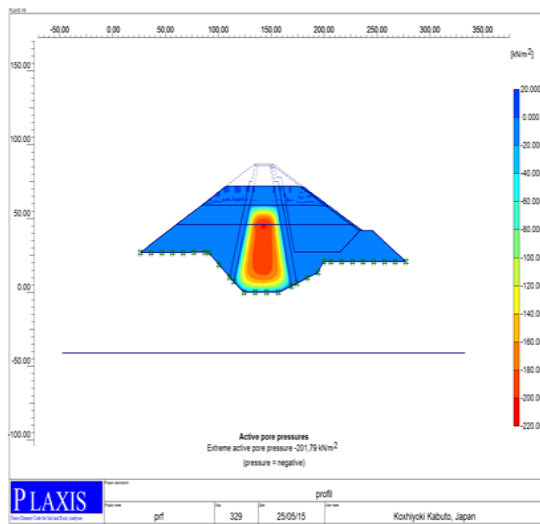
Déplacement vertical pour $H_R = 72$ m et pendant 20 jours de consolidation



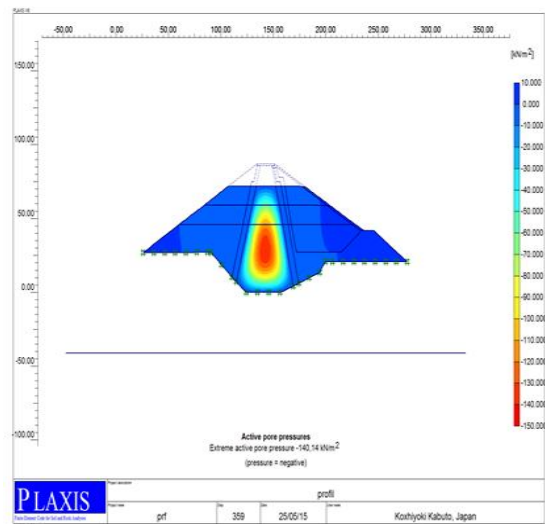
Déplacement vertical pour $H_R = 72$ m et pendant 30 jours de consolidation



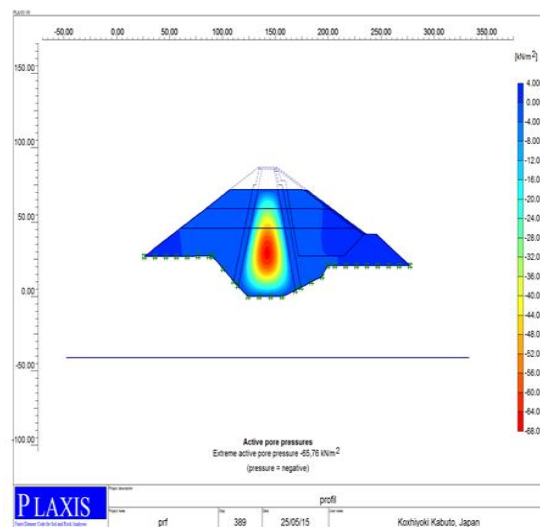
Déplacement vertical pour $H_R = 72$ m et pendant 40 jours de consolidation



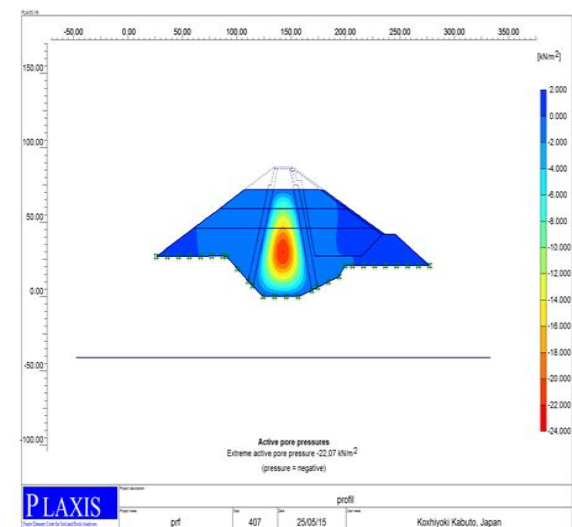
Pression interstitielle pour $H_R = 72$ m et pendant 10 jours de consolidation



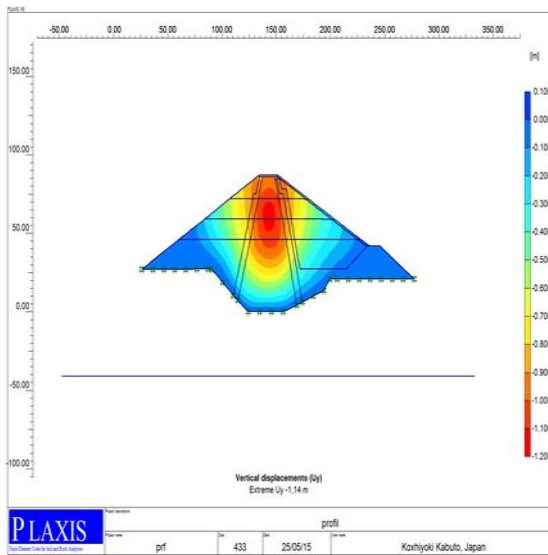
Pression interstitielle pour $H_R = 72$ m et pendant 20 jours de consolidation



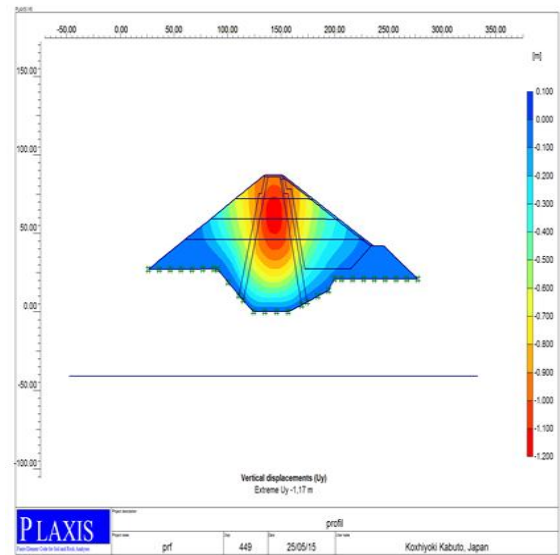
Pression interstitielle pour $H_R = 72$ m et pendant 30 jours de consolidation



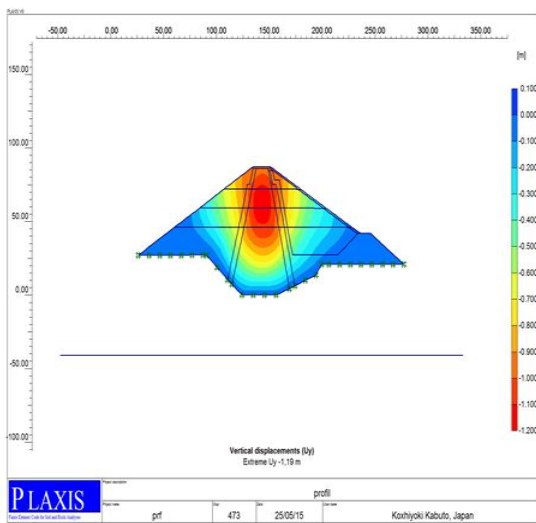
Pression interstitielle pour $H_R = 72$ m et pendant 40 jours de consolidation



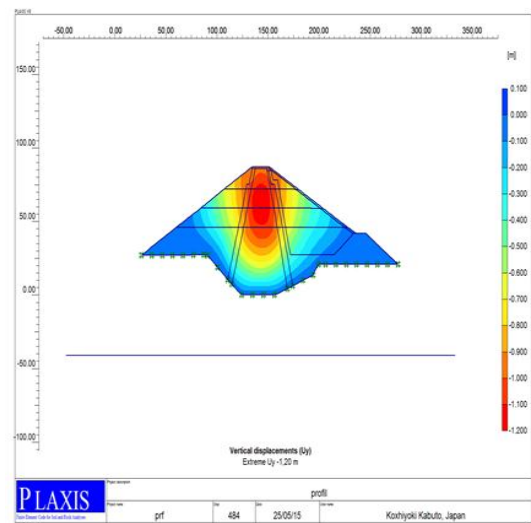
Déplacement vertical pour $H_R = 87$ m et pendant 10 jours de consolidation



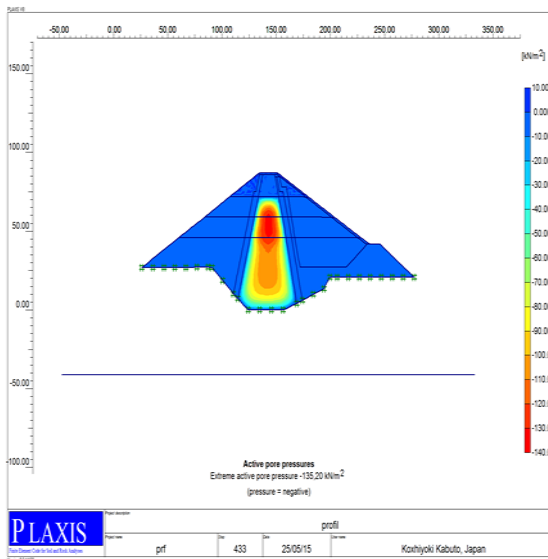
Déplacement vertical pour $H_R = 87$ m et pendant 20 jours de consolidation



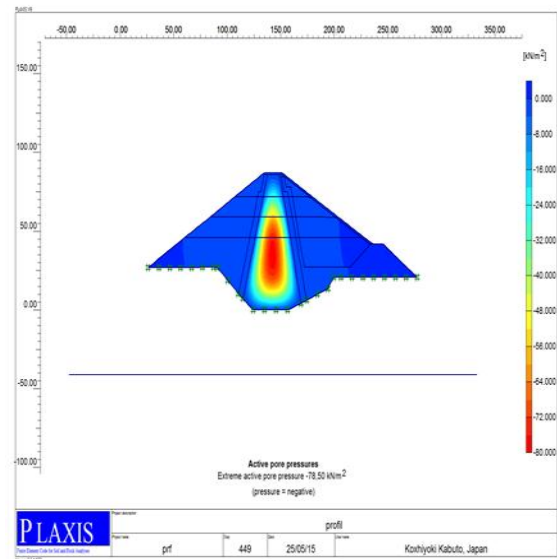
Déplacement vertical pour $H_R = 87$ m et pendant 30 jours de consolidation



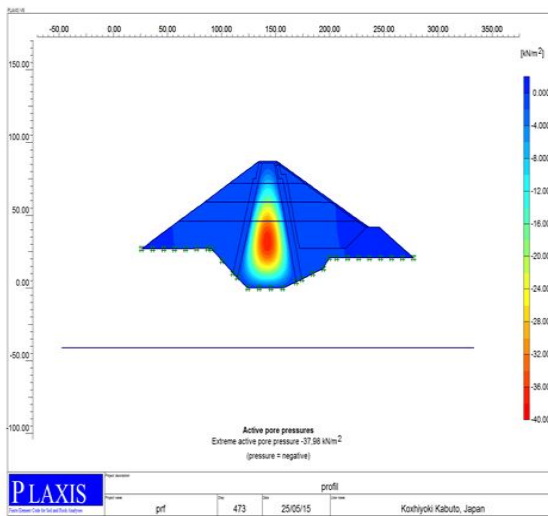
Déplacement vertical pour $H_R = 87$ m et pendant 40 jours de consolidation



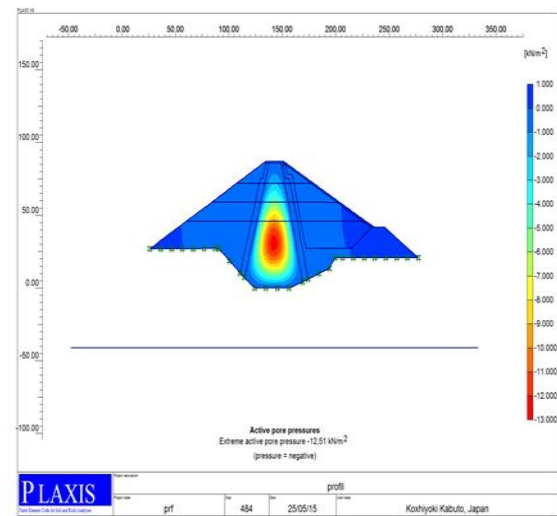
Pression interstitielle pour $H_R = 87$ m et pendant 10 jours de consolidation



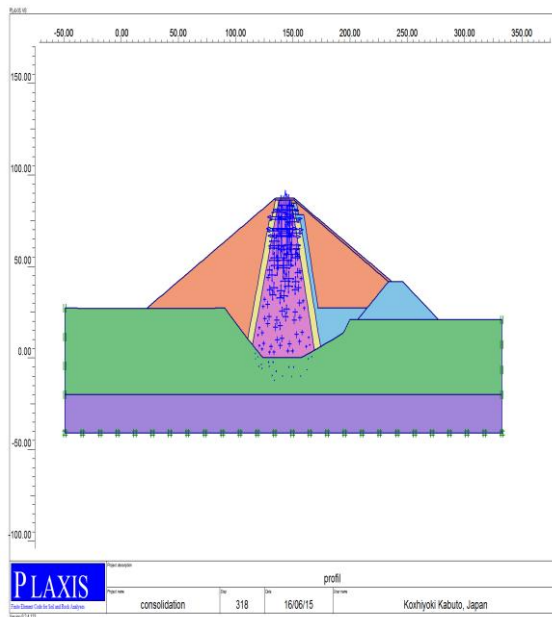
Pression interstitielle pour $H_R = 87$ m et pendant 20 jours de consolidation



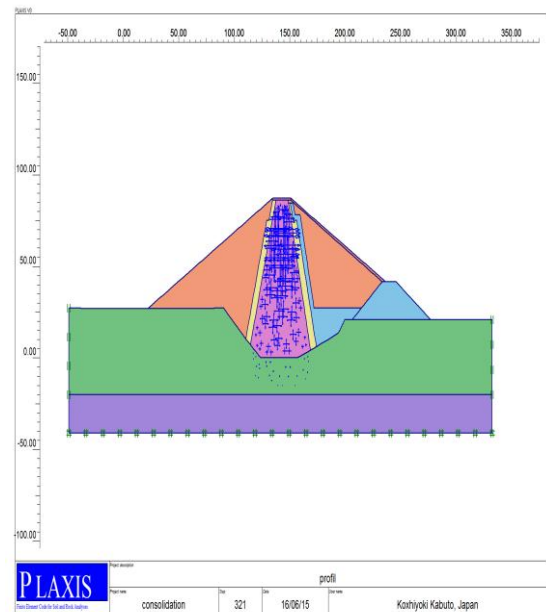
Pression interstitielle pour $H_R = 87$ m et pendant 30 jours de consolidation



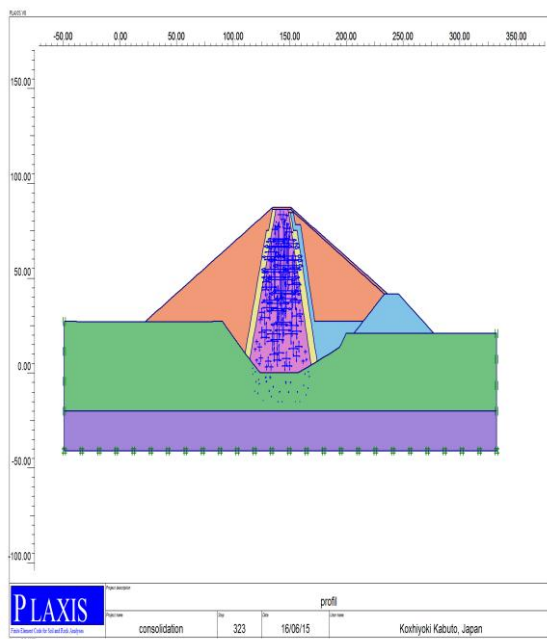
Pression interstitielle pour $H_R = 87$ m et pendant 40 jours de consolidation



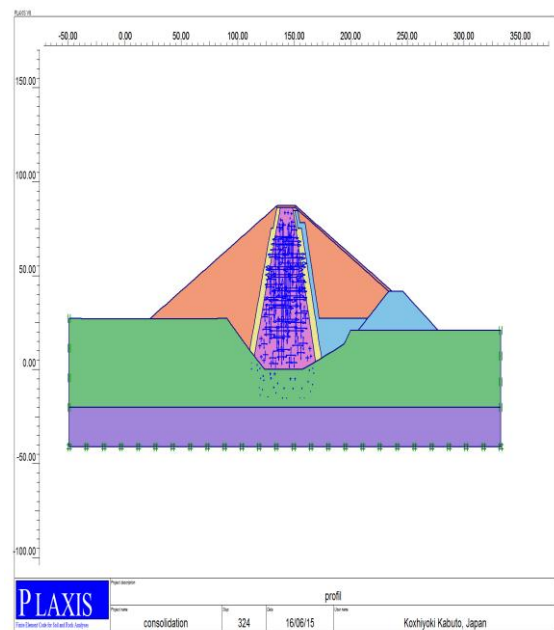
Pression interstitielle pendant 15 jours de consolidation



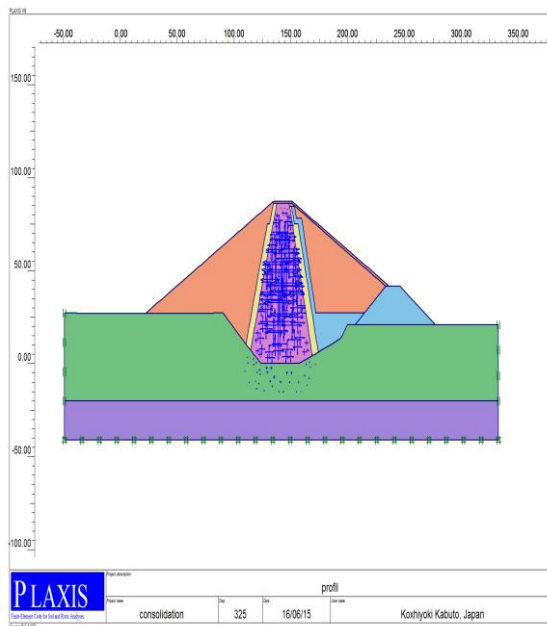
Pression interstitielle pendant 20 jours de consolidation



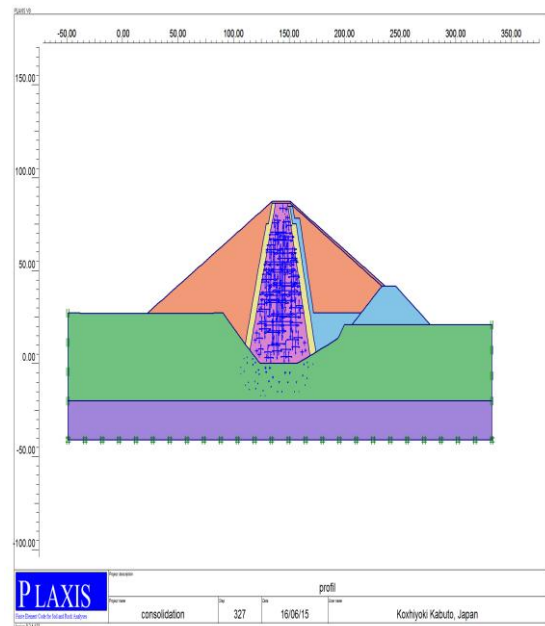
Pression interstitielle pendant 25 jours de consolidation



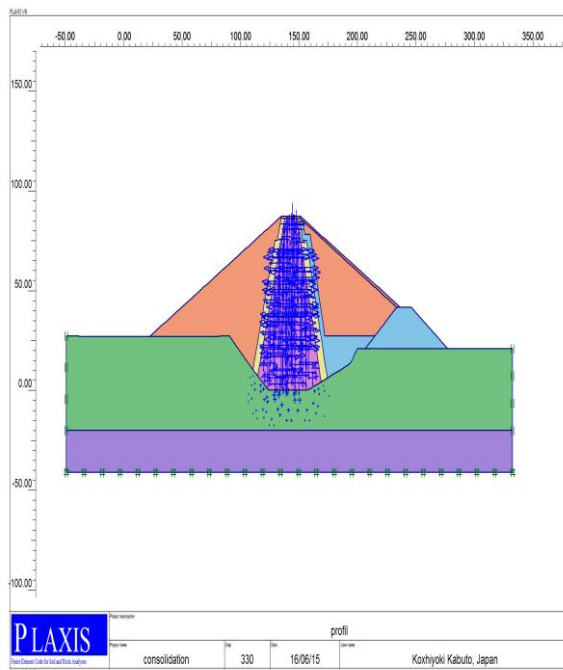
Pression interstitielle pendant 30 jours de consolidation



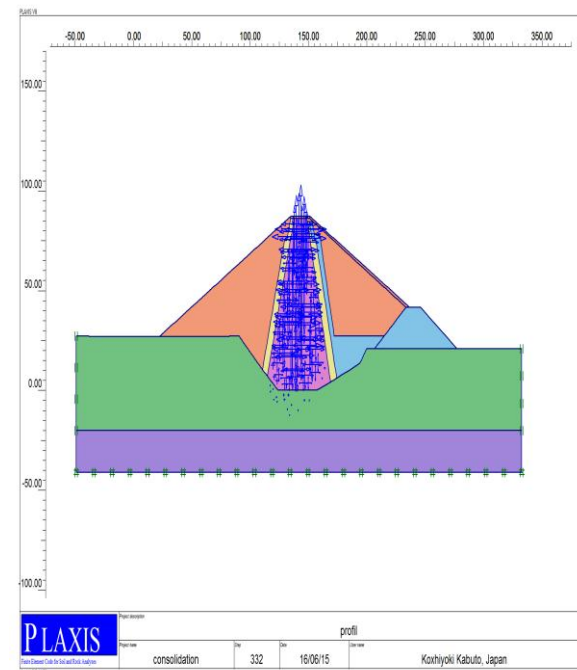
Pression interstitielle pendant 35 jours de consolidation



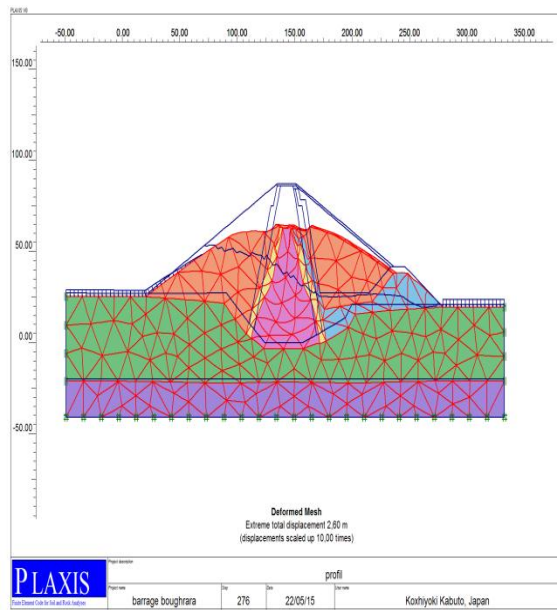
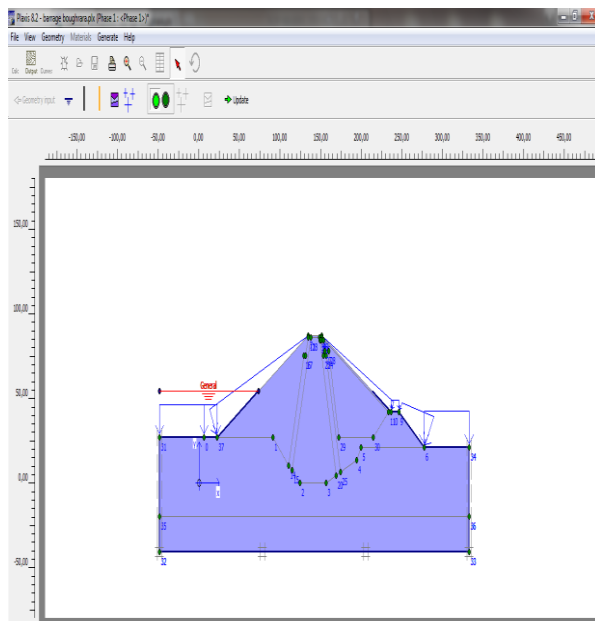
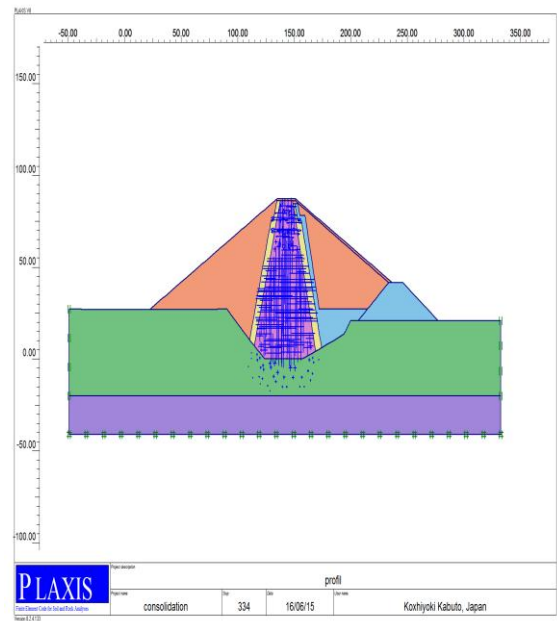
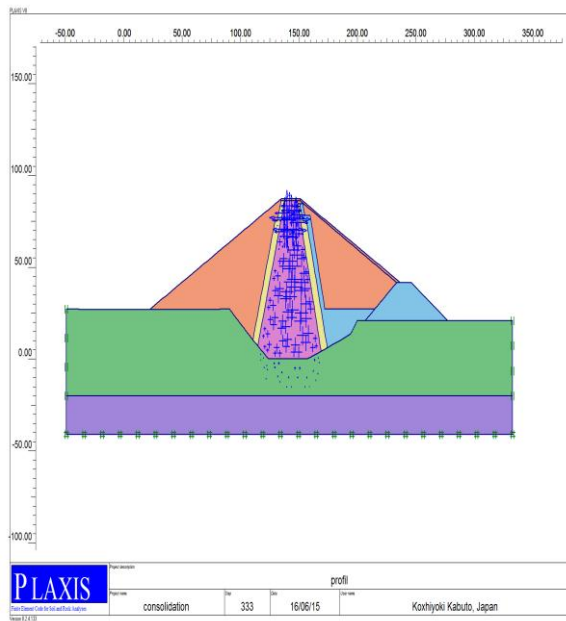
Pression interstitielle pendant 40 jours de consolidation

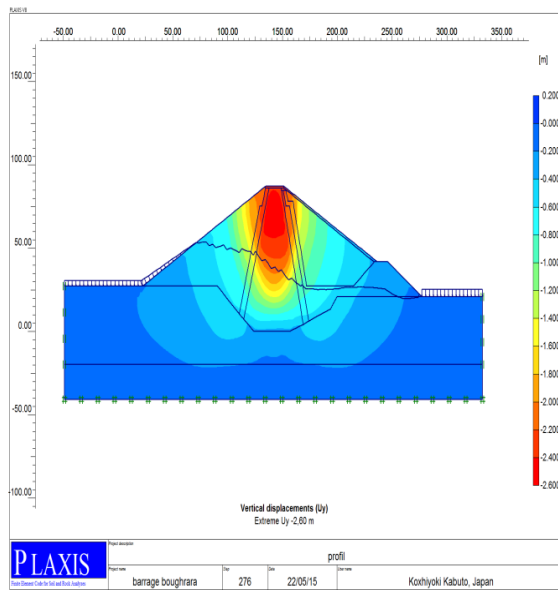


Pression interstitielle pendant 45 jours de consolidation



Pression interstitielle pendant 50 jours de consolidation





Déplacement vertical pour un niveau de plan d'eau $H = 27$ m

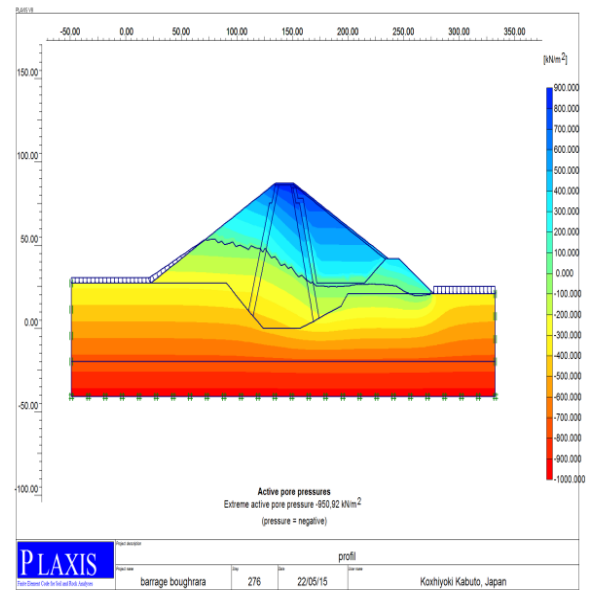
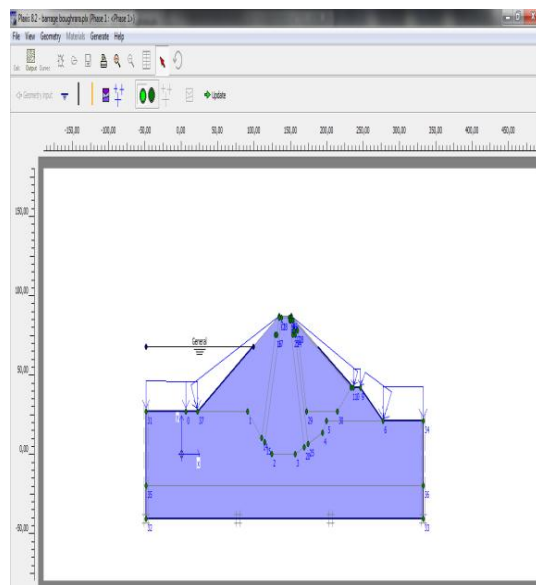


Schéma représentatif de la pression interstitielle pour un plan d'eau $H = 27$ m



Profil du barrage avec les conditions aux limites et un plan d'eau $H = 40,5$ m

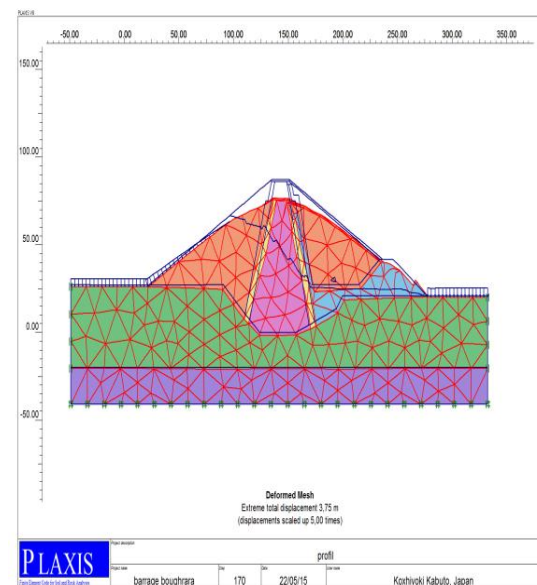
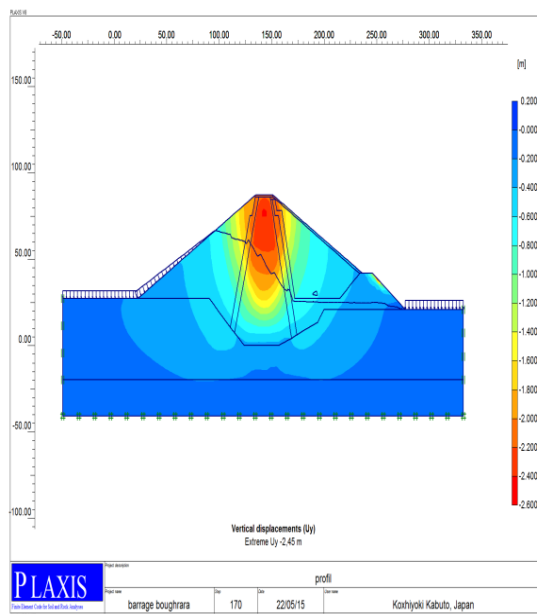


Schéma représentatif de la déformation du maillage



Déplacements vertical pour un niveau de plan d'eau $H = 40,5$ m

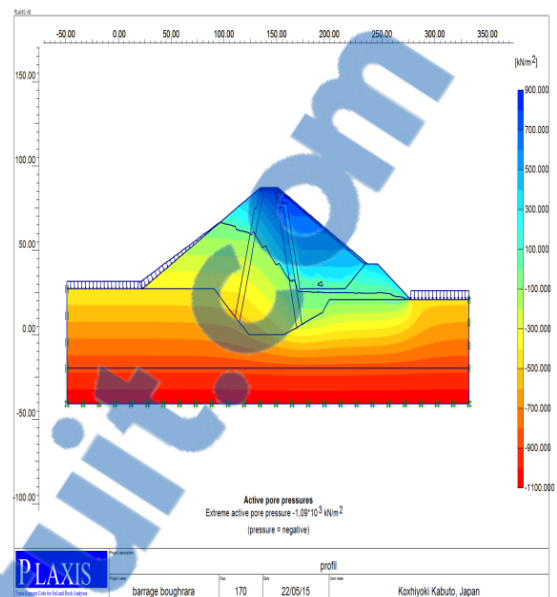
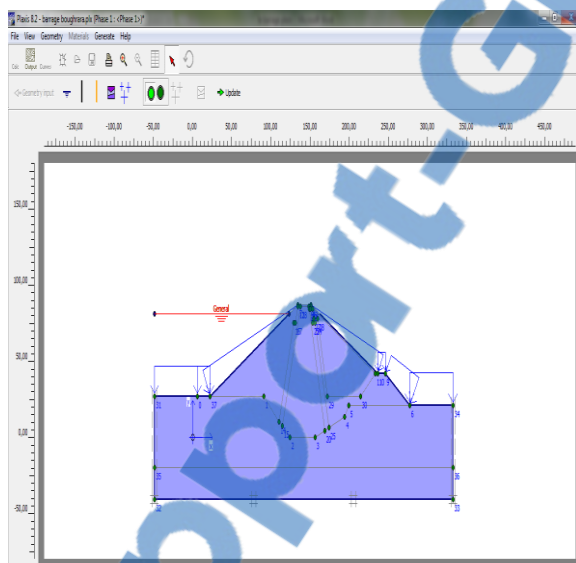


Schéma représentatif de la pression interstitielle pour un plan d'eau $H = 40,5$ m



Profil du barrage avec les conditions aux limites et un plan d'eau de $H = 54$ m.

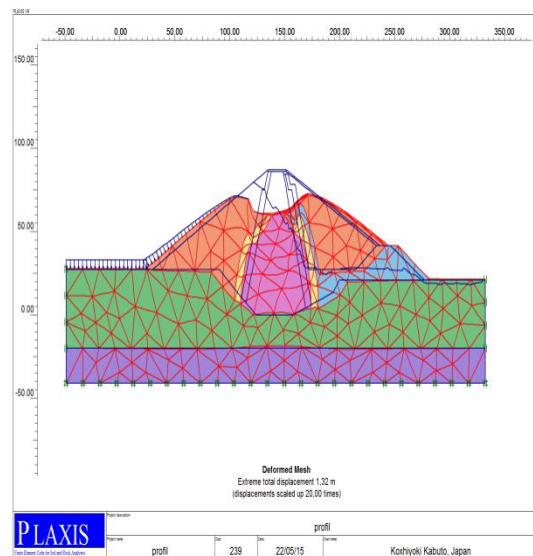
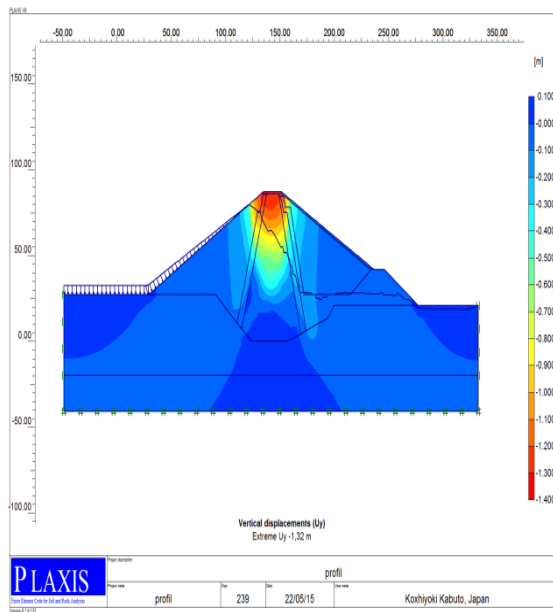


Schéma représentatif de la déformation du maillage



Déplacement vertical pour un niveau de plan d'eau H = 54 m

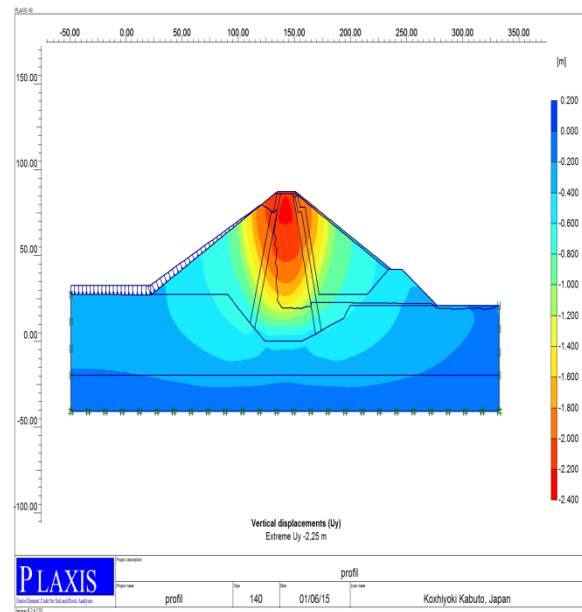


Schéma représentatif de la pression interstitielle pour un plan d'eau H = 54 m.