

BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR- ANNABA



Faculté : Sciences de L'Ingéniorat

Département : hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Domaine Sciences et Technologie

Filière Hydraulique

Option Hydraulique

Thaème

ÉTUDES DYNAMIQUE ET STABILITÉ D'UN BARRAGE DE KOUDIAT MEDOUAR (BATNA)

Spécialité : Aménagement Ouvrage Hydraulique

Par :

LABIDI YASMINA LAKRID HANIFA

DEVANT LE JURY :

Président : M. Djemili Lakhdar

Directeur De Mémoire : M. TOUMI Abdelhamid

Examinateur : M^{me}. Bouslah Soraya

Examinateur : M. Ouerdachi Lahbaci

Examinateur : M^{me}. Moussaoui Moufida

Promotion : 2017

Remerciements

« Je remercie en premier Dieu pour tout.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés

leur vie pour notre bien.

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à tous mes enseignants, et en particulier le directeur de ce mémoire Dr. Toumi AlHamid, pour ses nombreux conseils, et sa disponibilité.

Je remercie également le président et les membres

de jury d'avoir accepter d'examiner mon travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail, avant tout à mes parents qui mon enseigné préserva ce dans mes études qui mon toujours été un grand secours par leurs soutient et leurs encouragements pendant les moments avec tant difficile. A ma mère qui a partagé avec moi et à mon père. A mon chère frère : Fares et à sa fiancé souhayla A mes sœurs : Sihem , Wahiba , Rachda, Zohra et la petite princesse Zina A les enfants : Riad, Nour, Mohamed, Seradj, Chaima, Manar, Bouchra, Adem. Amesamies : Mariem, Imen, Wafa , Basma, Racha, soraya Sabah, Mounia, Marwa, hanane, jiji et ryma A tous mes profs et mes camarades de classe.

Yasmina

Dédicace

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

A mes chères sœurs. Mouna. MES. Linda et Leila et hayette pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.

A mes chers frères. Kader faicel et Karim pour leur appui et leur encouragement.

Ames amies : Yasmina , hadjira , hanene

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire. Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fuit de votre soutien infaillible.

Merci d'être toujours là pour moi.

Hanifa

SOMMAIR

Introduction génial

Chapitre 01 Généralité sur les barrages

1.1 Dé	finition	.1
1.2	Différents types de barrage	.2
1.2.1	Barrage en béton	.2
\checkmark	Barrage-poids	.2
\checkmark	Barrages à contreforts	.4
\checkmark	Barrage-voûte	.5
1.2.2 L	es barrages en remblai	.6
\checkmark	Barrage homogène	.6
\checkmark	Barrage zoné avec un noyau étanche	7
\checkmark	Barrage à masque amont	8
Conclu	ision1	11

Chapitre 02 : L'eau Dans Le Sol

Introduction	12
2.1. Les déférents types d'eau	12
• L'eau de constitution	13
• L'eau liée	13
• L'eau libre	13
• L'eau capillaire ou de rétention	
2.2 Concepts fondamentaux des sols non satures	13
2.2.1. L'analyse granulométrique	13
2.2.2 La notion de structure du sol	13
2.2.3 Porosité	
2.2.4 Teneurs en eau	
2.2.5 Degrés de saturation	15

2.3. La succion des sols non saturés	16
Définition	16
2.3.1. Les différents types de la succion	16
a) Succion matricielle	16
b) Succion capillaire	16
c) Succion d'adsorption	17
d) Succion osmotique	17
2.3.2 Courbe de succion ou de rétention d'eau	18
a) Points caractéristiques de la courbe de rétention	18
b) Différentes phases de la courbe de succion	19
c) Courbe teneur en eausuccion et volume d'eau drainée	20
2.3.3 Formules donnant la courbe de rétention	21
a) Équation de Brooks et Corey (1964)	22
b) Équation de van Genuchten (1980)	23
c) Équation de Fredlund et Xing (1994	24
2.3.4 Loi de darcy	27
A) Domaine de validité de la loi de darcy	29
B) Généralisation de la loi de Darcy	30
C) Définition de la perméabilité	30
D) types de permeabilites	30
E) Facteurs affectant la perméabilité des sols	31
F) mesure de la permeabilite en laboratoire	31
Dans le cas des sols saturés	31
Dans le cas des sols non saturés	31
2.3.5 Formules donnant de perméabilité les sols saturent	32
a) La formule de Hazen (1892-1911)	33
2.3.6 formules de perméabilité dans les sols non satures	. 34
• La formule de Brooks et Corey (1964)	35
• Formules de Van Genuchten (1980)	35
• La formule de Vanapalli (2005)	36

2.4 Résultats obtenus	36
Conclusion	38

Chapitre 03 : Stabilité d'un barrage

Introduction
3.1. Définition de stabilité40
• les écoulements
• les coulées 4
• le fluage 40
3.2. Définitions sur les glissements de terrain41
3.3. généralités sur les glissements 41
3.3.1. aspect général des glissements
3.3.2. Causes de glissement 42
a) Diminution des moments résistants42
b) une augmentation des moments moteurs
3.4. Digues et barrage en terre
3.5. analyse de stabilité 43
3.6. Définition du coefficient de sécurité43
> pour une surface testée est planaire
pour une surface testée est circulaire
3.7 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité45
3.8. Méthodes des tranches pour les calculs de Fs46
• Équation d'équilibre
3.8.1 Méthode de fellenius (1927) 48
3.8.2 Méthode de bishop 50
3.8.3 Méthode de bishop simplifiée (1955) 52
Conclusion

Chapitre 04 : Dynamique d'un barrage

4.1. Comportement sismique des barrages en terre	
4.2 Effet des séismes sur les barrages en terre	
4.3. Les cas de ruptures observées lors de séismes historiques	54
4.4. Les méthodes dynamiques	
4.4.1 -la méthode de NEWMARK (1965)	56
4.4.2 Méthode de SEED et MARKDISI (1978)	57
a) Evaluation de l'augmentation potentielle des pressions interstitielle	s dues au séisme
Analyse de courbe granulométrique	58
Analyse de la compacité	58
• Evaluation du potentiel de liquéfaction à l'aide d'essais SPT	59
• Détermination de la contrainte de cisaillement due à la sollicitation cycli	que59
✓ Accélération maximale a _G au centre de gravité	60
✓ Accélération maximale au couronnement	61
b) Analyse simplifiée de la stabilité sismique	64
✓ Détermination de la période fondamentale de la digue (perpendiculaire	à l'axe de
la digue)	65
✓ Calcul des forces sismiques de substitution pour un bloc de glissement	65
✓ Calcul de la sécurité au glissement d'un bloc spécifique	66
c)Calcul simplifié des déplacements par glissement	66
4.5. Comportement cyclique des sols	68
• Pour les sables	68
Pour les argiles	
4.6. Modélisation du comportement cyclique du sol	68
4.6.1. Définition du module de cisaillement G et du Coefficient d'amortisse	ement D70
a) Coefficient d'amortissement D	

b) Module de cisaillement G	72
c) Modèle linéaire équivalent	72
4.7 Caractéristiques dynamique des sol	73
4.8 Facteur d'amortissement D sous conditions de chargements cycliques	74
4.9 La fonction pression interstitielle	76

Chapitre 05 : Analyse dynamique du barrage de koudiet medour
5.1 Le barrage Koudiat Médaour77
• Localisation est accès
5.1.1 Schéma général77
5.1.2 Etude Geologie
5.1.3 Etude Geotechnique
5.1.4 Sismicité de la région
 Détermination de l'aléa sismique80
5.1.5 les caracteristiques de l'ouvrage
Conclusion
5.2 présantation de geostudio
Définition
5.3 Étude de stabilité du barrage85
5.3.1 Fin de construction
a)Talus amont
b)Talus aval
Conclusion
5.4 calcul des Infiltration
✓ Vidange rapide
✓ Stabilité lors de la vidange rapide
Conclusion

5.5 Etude dynamique	90
5.5.1 Etude statique	90
 ✓ Maillage et conditions aux limites ✓ Propriétés des matériaux 	91 91
Résultats de l'analyse statique	93
5.5.2 Analyse dynamique	94
a) L'accélérogrammeb) Réponse sismique	95 95
 Analyse du potentiel de liquéfaction (surpressions interstitielles) 	101
Conclusion pour dynamique	102

Conclusion général

.

Liste de figure

Figure 1.1 : Les différents types de barrage en béton2
Figure 1.2 : Coupe transversale d'un barrage en béton
Figure 1.3 : Barrage poids à contreforts de Plan d'Amont (Aussois)
Figure 1.4 : Différents types de barrages à contreforts4
Figure 1.5 : Barrage à contre fort (Grandval)
Figure 1.6 : Exemple d'un Barrage voûte (barrage de St-Pierre Cognet)6
Figure 1.7 : Les différents types de barrage en remblai6
Figure 1.8 : Barrage homogène
Figure 1.9 : Barrage zoné avec un noyau étanche
Figure 1.10 : Barrage à masque étanche
Figure 1.11 : Barrage à masque amont
Figure 2.1 : Différents états de l'eau dans le sol
Figure 2.2 : Courbe de succion
Figure 2.3. : Les paramètres caractérisant la courbe de succion
Figure 2.4. Différentes phases de la courbe de succion
Figure 2.5. Profils des potentiels de pression et de teneur en eau
en fonction de la profondeurde la nappe.
Figure 2.6. : Courbe de rétention d'eau de Books et Corey22
Figure 2.7. : Courbe de rétention d'eau de Van Genuchten
Figure 2.8. : schématisation de dispositif expérimentale de Darcy
Figure 2.9. : variation de la vitesse de percolation de l'eau
Figure 2.10. : Domaine de validité de la loi de Darcy
Figure 2.11 : Schématisation de perméamètre ; a) à charge constante, b) à charge variable 31

Figure 2.13 : courbes de perméabilité non saturé des différents types de sol	36
Figure 2.14 : Courbes de perméabilité en fonction de succion	
Figure 3.1. Digues et barrages en terre	42
figure 3.2 : surface de rupture potentielle	45
figure 3.3 : schéma des forces mécanique	47
Figure 3.4 : équilibre d'une tranche de sol	48
Figure 3.5 : equilibre d'une tranche de sol	49
Figure 3.6 : méthode de bishop	51
Figure 3.7 : équilibre d'une tranche de sol	52
Figure 4.1 : Domaines granulométrique de sols liquéfiables	58
Figure 4.2 : corps de la digue	60
Figure 4.3 : Evolution de l'accélération de point du bloc de glissement en fonction d	le 1a 60
Position de la surface de glissement	
Figure 4.4 : spectre de réponse classe de fondation A	61
Figure 4.5 : spectre de réponse classe de fondation B	62
Figure 4.6 : spectre de réponse classe de fondation C	62
Figure 4.7 : Période fondamentale T_0 pour une digue une couche	de fondation
64	
Figure 4.8: Déplacement de glissement résiduel selon une glissement	surface de
Figure 4.9 : Évolution du module de cisaillement G en fonction de la déformation	de cisaillement
Figure 4.10 : Évolution de l'amortissement D en fonction de la déformation de cisa	aillement et des
Propriétés de plasticité	

igure init i senematisation de la reponse da sor fors à un chargement eyenque	/ 1
Figure 4.12 : Changement de G avec chaque itération	72
Figure 4.13 : Fonction pour le sable (QUAKE/W)	73
Figure 4.14 : Fonction G/Gmax pour l'argile (QUAKE/W)	74
Figure 4.15 : Fonction facteur d'amortissement pour le sable (QUAKE/W)	75
Figure 4.16 : Fonction facteur d'amortissement pour l'argile (QUAKE/W)	75
Figure 4.17 : variation du rapport nombre de cycles N/NL en fonction du coefficie	nt de pression
intertitielle r_u	
Figure 5.1 : Coupe géologique du barrage Koudiet el medaour	78
Figure 5.2 : (a) carte tectonique montre les principaux décrochements passent pa	ar la région de
Batna. (b) carte sismotectonique de la région de Batna	79
Figure 5.3 : Coupe type du barrage Koudiet el medaour	. 82
Figure 5.4 : Coupe type du barrage Koudiet el medaour de géostiudio	82
Figure 5.5 : Fenetre de lancement	84
Figure 5.6 : Talus amont	86
Figure 5.7 : Talus aval	86
Figure 5.8 : ligne de saturation et les pression intertietille	87
Figure 5.9 : les courbe de teneur en eau en fonction de la succuion	. 88
Figure 5.10 : Ligne de saturationset la pression intertietille à la fin de la vidange rapide	101
Figure 5.11 : Fs à lors de la vidange rapide a chaque pas de temps	101
Figure 5.12 : F _s à chaque pas de temps lors de la vidange rapide	102
Figure 5.13 : Maillage et conditions aux limites pour l'analyse statique	103
Figure 5.14 : la pression intertitielle en fonctiondenuméro de cycles pour l'argile	.104
Figure 5.15 : La déformation en fonction de numéro de cycles pour l'argile104	
Figure 5.16 : la contrainte effective verticale en fonction de G _{max} 105	
Figure 5.17 : courbes des pressions interstitielles initiales105	

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Les formules de la courbe de rétention	23
Tableau 2.2 : formule de perméabilité dans les sols saturés	32
Tableau 3.1 : le différentes valeur de fs acceptable	45
Tableau 4.1 : Effet induit part les séismes sur quelques barrages en terre	.62
Tableau 4.2 : Estimation de la célérite de l'onde de cisaillement pour différent types	
desol	70
Tableau 5.1 : temps de retour du séisme de vérification pour les différentes Classes de	
Barrage	81
Tableau 5.2 : caractéristiques géotechniques du sol de fondation	83
Tableau 5.3 : caractéristiques géotechniques choisies pour la modélisation	83
Tableau 5.4 : propriétés des matériaux utilisées dans l'analyse statique	91

	une teneur en equivalumique
	une teneur en eau volunnque
r	La teneur en eau résiduelle
S	Teneur en eau saturée
n	porosité
Sr	Degrés de saturation
Сн	Coefficient empirique de Hazen
H	La charge capillaire
i	Gradient hydraulique
Ua	pression de l'air
Uw	pression de l'eau
T	température absolue
Ts	tension de surface
r	rayon de courbure
α	Angle de contact
D10	succion du sol
e	Indice des vides
	succion totale
m	succion matricielle
r	succion correspondant à la teneur en eau résiduel
S	succion matricielle à saturation
a	La succion de point d'entrée d'air
Ра	succion osmotique
R	constante des gaz parfaits
Re	nombre de Reynolds
V	D / . 1 114/

	indice de distribution de la dimension des pores
В	coefficient de Klinkenberg
de	Le diamètre de grain efficace
d 10	dimension des grains correspondant à 10% de tamisât
	cumulé
d 50	le diamètre moyen des grains
Cu	Le coefficient d'uniformité des particules
a _{max}	accélération en surface maximale
С	cohésion
C r	facteur de correction de CSR
D	amortissement du matériau
D _{max}	amortissement maximal du matériau
Ε	module d'élasticité (Young)
Fs	facteur de sécurité
g	accélération de gravité
G	module de cisaillement
Gmax	module de cisaillement maximal
K0	coefficient de poussée des terres au repos
Ka	fonction de correction de la contrainte de cisaillement
Ks	fonction de correction de la contrainte de confinement
KS	coefficient sismique
Ір	indice de plasticité
Μ	magnitude du séisme
Ν	cycles de charge

N60	nombre de coups comptés lors d'un essai STP
(N1)60	valeur corrigée de N60 en tenant compte de l'effet de l'énergie
NL	nombre de cycles exigés pour causer la liquéfaction
OCR	rapport de sur consolidation (Over consolidation Ratio)
Pa	pression atmosphérique de l'air, Pa = 101 kPa
р'	contrainte effective moyenne
q	Contrainte déviateur
q a	déviateur de contrainte cyclique
rd	facteur de réduction pour les contraintes de cisaillement cycliques en fonction de la
	profondeur
ru	Rapport de pression interstitielle
u	pressions interstitielles
	déformation
e Y	déformation de cisaillement
r Ya	poids volumique du sol sec
Ya Ysub	poids volumique submergé
Ysub Ytotal	poids volumique total
Total YW	poids volumique de l'eau
~~	coefficient de Poisson
	angle de frottement
ф Р	masse volumique du sol
1	contrainte principale majeure
3	contrainte principale mineure (confinement)
1-3	déviateur des contraintes

'1	contrainte principale majeure effective
3	contrainte principale mineure (confinement) effective
	contrainte normale
v OU y	contrainte normale verticale
,	contrainte effective (= - u)
°v	contrainte effective verticale
'v0	contrainte effective de confinement dans le sol avant un essai in
	situ
	contrainte de cisaillement, contrainte de cisaillement cyclique
cycle	contrainte de cisaillement cyclique équivalente
peak OU	contrainte de cisaillement cyclique maximale
max	
μ	viscosité dynamique de l'eau
µа	la viscosité dynamique de l'air

Abréviations

СРТ	Essai de pénétration dynamique (Cône Pénétration Test)
CSR	Rapport de contraintes cycliques
CRR	Rapport de la résistance au cisaillement cyclique
CPTU	Essai de pénétration dynamique, avec mesure des pressions interstitielles
MEF	Méthode des Eléments Finis
PWP	Pression interstitielle (Pore Water Pressure)
SPT	Essai standard de pénétration (Standard Pénétration Test)

Résumé

Un barrage présente un haut potentiel de danger, il est de ce fait primordial d'en assurer sa sécurité. En effet, une rupture peut entrainer des pertes en vies humaines ainsi que d'énormes dommages aux biens. Pour garantir un haut niveau de sécurité, il faut tout d'abord que l'ouvrage ait les dimensions lui permettant de faire face à tous les cas de charges et d'exploitation. Cette sécurité, pour un barrage en remblai, est obtenue en premier lieu par une vérification du bon choix des pentes des talus par un calcul de stabilité statique et en second lieu, par un calcul dynamique de l'ouvrage.

Notre modeste travail porte sur étude de stabilité statique et dynamique du barrage Koudiat Medaour (W-Batna) en utilisant le logiciel Géo-Studio.

Mots clés : barrage matériaux, stabilité, dynamique, liquéfaction, Quake/w.



A dam has a high potential for danger, so it is essential to ensure its safety. Indeed, a break can lead to loss of life as well as enormous damage to property. In order to guarantee a high level of safety, it is first necessary that the structure has the dimensions enabling it to cope with all load and operating situations. This safety for an embankment dam is obtained first of all by checking the correct choice of the slopes of the slopes by a calculation of static stability and secondly by a dynamic calculation of the structure.

Our modest work deals with static and dynamic stability study of the Koudiat Medaour dam (W-Batna) using Geo-Studio software.

Key words: dam materials, stability, dynamics, liquefaction, Quake / w.

INTRODUCTION GÉNÉRAL

Introduction général :

Les séismes, sont des phénomènes complexes et dangereux. Au cours de ce dernier siècle, leurs nombres se sont multipliés, et leurs conséquences se sont avérées dramatiques. L'Algérie étant l'un des pays qui se trouve être potentiellement concerné par ce problème, cherche à améliorer la conception de ces ouvrages pour réduire autant que possible des impacts de ces séismes.

Les barrages exigent toujours une grande fiabilité en matière de sécurité, tant en régime statique, qu'en régime dynamique. De nombreux chercheurs se sont particulièrement penché sur l'étude du comportement dynamique des structures en remblai en générale, et les barrages en terre en particulier parce que plus des trois-quarts des barrages du monde sont en remblai, dans le but de dégager des méthodes de calcul dynamique plus appropriées.

L'analyse dynamique des barrages en terre, est en pratique synonyme de l'analyse de leur comportement sismique. D'importants progrès, impliquant à la fois une meilleure évaluation du risque sismique, et une détermination expérimentale des propriétés dynamiques des matériaux de l'ouvrage et de sa fondation, ont été réalisés dans le domaine des études sismiques des barrages À l'origine, le développement de la sécurité des barrages soumis à des tremblements de terre a été fortement influencé par l'approche parasismique et les méthodes d'analyse dynamique développée notamment pour l'industrie nucléaire à la fin des années 60 et 70.

Jusqu'à une date récente, les barrages étaient conçus pour résister aux tremblements de terre à travers l'utilisation d'une approche pseudo-statique dont l'origine remonte aux années 30.

Pour les barrages en remblai, les calculs classiques de stabilité des talus étaient effectués, en tenant en compte des forces d'inertie statiques équivalentes de la masse glissante. Cependant, cette méthode s'est avérée insuffisante, car elle ne peut quantifier les effets induits par des séismes sur les barrages.

Plus tard, lorsqu'un nombre important de barrages fut sérieusement endommagé sous l'action des séismes, des développements importants relatifs à la définition du comportement cyclique des sols et la réponse de l'ouvrage ont pu voir le jour.

Il convient de signaler à cette occasion que parmi les méthodes de modélisation de laréponse des matériaux soumis à une sollicitation sismique qui sont plus applicables à l'heure actuelle on cite à juste titre, la méthode de Newmark dont la résolution peut etre obtenue par l'utilisation de la méthode numérique des differences finis. En général, pour les barrages en terre un calcul bidimensionnel par éléments finis est suffisant comme ce fut le cas pour le barrage de Koudiat Medouar.

Les sollicitations peuvent être admises parallèles aux axes principaux de l'ouvrage. Les calculs par éléments finis sont basés sur une division de la structure étudiée en plusieurs éléments lies entre eux par des nœuds. Les déplacements sont introduits comme inconnues aux différents nœuds. Ils sont calculés à l'aide des conditions d'équilibres et des lois de comportement des matériaux en chaque nœuds. Les contraintes et les déformations des éléments résultent des déplacements dans les nœuds.

Lors d'une secousse sismique, les pressions interstitielles qui se développent dans le corps du barrage n'ont généralement pas le temps de se dissiper conduisant ainsi à des ruptures partielles ou totales. En effet pendant le séisme, l'état des contraintes sismiques vient se superposer à l'état des contraintes statiques générant en conséquence une augmentation de la pression interstitielle qui tendrait à réduire, voire à annihiler la résistance au cisaillement des matériaux constituant le barrage.

Dans cette perspective, le but de notre travail est études dynamique et stabilité d'un barrage de koudiat medouar (Batna)

En premier chapitre de l'étude, nous avons à traiter de la conception des barrages en terre, de leurs caractéristiques générales ainsi que des différentes dispositions de protection contre les effets de l'eau.

Le second chapitre est consacré aux généralités des sols non saturés où nous rappelons succinctement les différentes notions concernant le sol non saturé, ainsi que les équations régissant ce dernier.

Le troisième chapitre méthodes de calcul de stabilité des talus

Chapitre présente quelques méthodes d'analyse de la stabilité des talus, et

plus particulièrement les méthodes de calcul à l'équilibre limite

Dans le quatrième chapitre Méthodes de calcul de stabilité des talus

Le chapitre présente quelques méthodes d'analyse de la stabilité des talus, et

plus particulièrement les méthodes de calcul à l'équilibre limite.

Le cinquième chapitre, traite des méthodes de calcul des barrages en terre. A cet effet, un logiciel QUAKE/W sera utilisé pour l'évaluation des contraintes statiques et dynamiques ainsi que les pressions interstitielles générées.

CHAPITRE 01

Généralité sur les barrages

Généralité sur les barrages

1.1 Définition

Un barrage est un ouvrage d'Art placé en travers d'un cours d'eau, destiné à retenir et stocker de l'eau ou à la dériver.

Les techniques de la fin du XIX e et du début du XX e siècle ne permettaient pas l'édification de retenues de grande capacité. Les premiers barrages ont surtout une fonction de dérivation d'une partie de l'eau (écrémage) vers une conduite forcée ou un canal d'irrigation.

L'amélioration des techniques et des bétons dans le premier quart du XX e siècle permet d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique.

La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, agrégats extraits sur place) et la topographie (largeur de la vallée), commande le type de barrage utilisé.

Les barrages forment avec le terrain sur lequel ils sont construits un ensemble indissociable : à chaque site, un type de barrage, un dimensionnement adapté tant sur le plan technique qu'économique. C'est pourquoi il n'existe pas de barrage type standard.

De plus, certains sont formés par la juxtaposition de plusieurs structures différentes justifiées par des caractéristiques de sol de fondation particulières et aussi par des choix économiques [1].

Les barrages peuvent être classés en deux groupes :

• Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie,

• Les barrages souples, en enrochement ou en terre,

Les premiers font l'objet de nombreuses méthodes de calcul basées sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité notamment.

Les seconds, et surtout les barrages en terre, sont un des principaux champs d'application de la mécanique des sols [2]

1.2 Différents types de barrage

1.2.1 Barrage en béton

Les barrages en béton se partages en trois groupes [3] (Figure 1.1)





✓ Barrage-poids

Les barrages poids en béton sont très proches mécaniquement des barrages en maçonnerie. Seul le poids en effet résiste, à la poussée hydrostatique, à la poussée des sédiments et aux sous-pressions. Celles-ci ont une action déstabilisatrice très importante et il conviendra de les diminuer à l'aide de dispositifs tels que rideaux d'injection et galeries de drainage [7]. Quoi qu'il en soit, le calcul de l'ouvrage, par ailleurs peu complexe, devra les prendre Soigneusement en compte [2].



Figure 1.2 : Coupe transversale d'un barrage en béton

Les profils adoptés pour ces ouvrages sont bien souvent un compromis technico-économique découlant directement de calculs de stabilité.

De plus, nous évitons autant que possible des formes complexes qui entrainent une augmentation inutile du coût de coffrages [3]. Enfin, pour améliorer l'étanchéité du contact béton fondation et la résistance au glissement, il sera souvent bénéfique de réaliser une clé d'ancrage armée [9-10].

Les barrages-poids, de forme massive et triangulaire, résistent à la poussée de l'eau grâce à leur poids (figure 1.3) [9].



Figure 1.3 : Barrage poids à contreforts de Plan d'Amont (Aussois)

✓ Barrages à contreforts

Il est constitué (figure 1.4) :

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

• D'une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux ci la poussée de l'eau. Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité [6.7].

Dans des vallées plus larges où le barrage-poids supposerait des volumes de béton trop importants et où le barrage voûte ne serait pas réalisable, nous pensons à construire des barrages à contreforts, par ailleurs beaucoup moins sensibles aux sous-pressions que le barrage-poids, mais plus fragiles (figure 1.3).



Figure 1.4 : Différents types de barrages à contreforts

Dans ce type d'ouvrages, l'étanchéité est assurée par le voile en béton arme situé en amont et la stabilité vis à vis de la poussée de l'eau par les contreforts. Il faut noter que la stabilité est améliorée en donnant un fruit de 0,5 à 1/1 au voile, car la poussée de l'eau comporte alors une composante verticale dirigée vers le bas. Le voile peut être conçu de plusieurs façons (figure 1.4) [2] :

• Solidaire des contreforts avec parement amont plan. Les diverses sections de voile sont liées aux contreforts et fonctionnent en consoles courtes ;

• Constitué d'une dalle posée aux extrémités sur les têtes des contreforts. Le voile travaille en flexion comme une poutre posée sur deux appuis simples aux extrémités ;

• Solidaire des contreforts avec parement amont cylindrique. Cette disposition massive facilite la transmission de la poussée au contrefort ;

• Constitue d'une voûte de faible portée et donc de faible épaisseur s'appuyant sur les contreforts.

• Dalle contreforts continue voute corbeau dalle contreforts suspendue





✓ Barrage-voûte

Il est généralement en béton dont la forme courbe permet le report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée [3].

Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite (figure 1.2).

Les barrages-voutes sont en effet peu employés pour les retenues de petite hauteur. Les conditions pour adopter une telle solution sont par ailleurs assez strictes. Nous n'envisageons en effet la construction d'un barrage-voûte que lorsque la vallée est étroite et rocheuse.

La qualité mécanique de la fondation est à vérifiée scrupuleusement. Sa rigidité doit être suffisante pour que les arcs trouvent leurs appuis en première approximation, nous devrons s'assurer que le module de déformation du rocher dépasse 4 ou 5 Gap. Mais elle devra également ne pas se rompre sous l'effet des contraintes élevées transmises par la voûte.

Le choix d'un barrage-voûte est donc à réserver à des situations géomorphologiques bien particulières (figure 1.6) [5].

Ce pendant, lorsqu'elles sont réunies, c'est une solution qui peut être économiquement viable en regard des quantités de matériaux nécessaires à la réalisation d'un ouvrage poids [3].

En autre, face aux incertitudes hydrologiques, ce type de construction supporte bien des submersions.



Figure 1.6 : Exemple d'un Barrage voûte (barrage de St-Pierre Cognet)

1.2.2 Les barrages en remblai

Les barrages en remblai se partages en deux groupes (Figure 1.7) [3]



Figure 1.7 : Les différents types de barrage en remblai

✓ Barrage homogène

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont (figure 1.8) [2-3].



Figure 1.8 : Barrage homogène

✓ Barrage zoné avec un noyau étanche

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche (figure 1.9).

D a ns ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci [2].

Les barrages zonés, comme le barrage de Serre-Ponçon (Hautes Alpes h=24 m), sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des matériaux disposées de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et l'étanchéité.

Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. Le noyau imperméable est constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion de matériaux fins lui peut avoir recours à des matériaux de substitution tels qu'une paroi moulée ou bien une superposition de couche de béton bitumineux ou d'asphalte.

Les zones encadrant le noyau imperméable sont en tout venant compacté, elles assurent la résistance et la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont en cas de vidange rapide [5].





✓ Barrage à masque amont

Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir (figure 1.10) [2].

Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géo membrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support (les géo membranes peuvent même accepter des déformations importantes). La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides.

L e corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable [5]. De nombreux barrages à masque sont réalisés en enrochements. La qualité du compactage lors de la mise en œuvre du matériau a une grande influence sur les déformations et tassements ultérieurs [3]. Pour améliorer la sécurité du barrage, il n'est pas rare de trouver dans les barrages à masque d'autres matériaux fonctionnels.

Un matériau de réglage ou de transition servant de support à l'étanchéité mince et la mettant à l'abri de tout poinçonnement par des éléments grossiers du massif support ; une cheminée drainant, un tapis drainant ou les deux pour évacuer les infiltrations éventuelles à travers le masque; des matériaux de protection soit du parement aval (terre végétale engazonnée, enrochements, maçonnerie de pierres sèches, soit du masque d'étanchéité comme des dalles de protection ou des pavés autobloquants mettant l'étanchéité mince à l'abri des agressions extérieures telles que la glace, les projectiles ou les chutes de blocs.





Figure 1.10 : Barrage à masque étanche

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables et la difficulté de mise en œuvre. Nous devrons comparer alors cette technique à celle d'une digue homogène à masque amont étanche [2].

Le masque amont (Figure 1.11) est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage.

Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou le béton bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples.

Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément.



Figure 1.11 : Barrage à masque amont

La structure de type voûte a été incorporée dans des ouvrages plus complexes conçus pour répondre à des conditions topographiques particulières. Lorsque la partie haute des rives se révèle, d'un point de vue topographique ou géotechnique, un peu juste, on réalise une ou deux culées : il s'agit de massifs pesants, sortes de barrages poids aptes à supporter une partie de la poussée de la voûte, en plus de la poussée directe de l'eau de la retenue ; on peut aussi associer une voûte avec une aile à contreforts, comme au barrage de Roselend (France). Le cas extrême est constitué par le barrage à voûtes multiples , il s'agit d'une juxtaposition de contreforts, sur la face amont desquels s'appuient des voûtes indépendantes les unes des autres ; de tels ouvrages, qui ont quelque similitude avec les barrages à contreforts, s'accommodent bien de vallées larges ; il faut souligner toutefois que leur comportement complexe est fortement affecté par les conditions extérieures – climatiques et sismiques notamment ; cela explique en partie la désaffection dont ils sont l'objet.

- ✓ Barrages à masque amont : Dans les barrages à masque, l'étanchéité est assurée par un organe placé à la surface du parement amont ; le remblai ne joue plus que le rôle de support et se trouve, en principe, à l'abri de l'eau de la retenue.
- ✓ Les masques en béton de ciment : sont constitués d'une dalle mince (30 à 80 cm) de béton armé, avec très peu de joints ; mieux adaptés aux pentes fortes, et sensibles aux tassements, ils ne peuvent être posés que sur des remblais en enrochements compactés et sur des fondations rocheuses ; cette solution connaît actuellement un développement important dans le monde, pour des ouvrages de toutes hauteurs qui dépassent 200 m.
- ✓ Les masques en béton bitumineux :sont constitués de deux ou trois couches d'enrobés compactés, plus riches en bitume (7 à 9 %) que les enrobés routiers, ce qui leur confère à la fois une bonne étanchéité et une déformabilité contrôlée

Conclusion

Les barrages en terre sont les seuls qui conviennent à une fondation non rocheuse, ils présentent l'avantage de pouvoir être adaptés à peu prés à n'importe quelle fondation, et de pouvoir être réalisés avec une très grande variété de sols.

L'inconvénient majeur des barrages en terre est les infiltrations à travers leurs massifs.

D onc la partie la plus délicate des barrages en terre et en enrochement est l'organe d'étanchéité. Le choix des organes d'étanchéité est l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction d'un barrage en remblai.

CHAPITRE 02 L'EAU DANS LE SOL
Introduction

D'une manière générale, un sol est un milieu complexe formé de sable, de limon, d'argile, d'oxydes colloïdaux et de matière organique (Pidro G., 1976 cité par Van Damme H., sous la direction de Coussy O. et Fleureau J.M., 2002).

Un sol saturé est un milieu bi-phasique (solide et liquide), par contre un sol non saturé est un milieu tri-phasique contenant le squelette solide, l'eau et l'air. L'interaction gaz-eau solide rend le comportement mécanique d'un sol non saturé plus complexe que celui d'un sol saturé [Li X-L., 1999], et selon Fredlund D. G. (2005), est un sol qui contient l'eau et l'air dans les vides séparés par une peau contractile appelée ménisque, et la pression de l'eau interstitielle est inférieure à celle de l'air. Un sol non saturé se trouve dans les régions arides, semi arides et dans les sols compactés.

2.1. Les déférents types d'eau :

L'eau a un effet considérable sur le comportement mécanique des sols et elle peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur d'un sol, suivant l'intensité des forces liant ses molécules aux particules solides, et ces différents états de l'eau dans le sol et ses mouvements permettent de définir différents types (Figure 2.1) :



Figure 2.1 : Différents états de l'eau dans le sol.

• L'eau de constitution

Elle entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées. En général, ce type d'eau influence peu le comportement du sol, sauf lorsqu'il est soumis à une température très élevée et a besoin d'une température de 550 °C pour être éliminée.

• L'eau liée

Elle est présente sur la surface des particules fines de sol, grâce aux propriétés colloïdales des particules argileuses, et a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions. Elle a besoin d'une température élevée de 200 °C pour être évacuée ; [13]

• L'eau libre

Celle qui s'écoule librement, dans des macroporosités du sol sous l'effet des forces de pesanteur. Elle peut être éliminée par séchage à l'étuve à une température de 105 °C.

• L'eau capillaire ou de rétention

Elle se rencontre dans les sols non saturés et qui se maintient au contact des particules solides sous l'action des tensions superficielles et prennent naissance à l'interface eau-air. Cette eau, remplit des pores capillaires, si petits qu'ils ont la taille d'un cheveu et malgré la pesanteur, ne peut s'écouler librement.

2.2 Concepts fondamentaux des sols non satures

2.2.1. L'analyse granulométrique

Elle consiste à la détermination de la distribution de la taille des particules du sol. Elle permet alors de déterminer ce qu'on appelle la composition granulométrique du sol.

L'utilisation des résultats de l'analyse granulométrique permet dans certains cas, de déterminer une autre propriété, cette fois hydrodynamique du milieu poreux non saturé : sa courbe de rétentio

2.2.2 La notion de structure du sol

La structure du sol est une caractéristique dynamique qui englobe tout ce qui est assemblage, arrangement et orientation des constituants élémentaires du sol et, peut beaucoup varier au cours du temps à cause des fluctuations des conditions naturelles, de l'activité biologique et des pratiques culturales.

2.2.3 Porosité

La porosité est la capacité d'un solide à se laisser pénétrer par un fluide : on parle d'absorption (comme un buvard). Cette capacité d'absorption dépend de l'importance des vides (les porosités) mais elle dépend aussi du fait que ces mêmes vides soient capables de stocker l'eau.

On définit la porosité notée n, qui permet de connaître l'importance des vides c'est à dire de savoir si le sol est dans un état lâche ou serré .Elle est définie comme étant le rapport du volume des vides au volume total.

$$n = \frac{v_v}{v} \quad (1)$$

Avec :

Sable : $n \approx 25 \text{ à } 50$

Argile : n ≈0,20 à 0,80

La porosité est toujours inférieure à 1.

Elle peut aussi être exprimée en pourcents

2.2.4 Teneurs en eau

On peut définir deux teneurs en eau :

une teneur en eau pondérale w, rapport des masses de fluide et de solide :

$$w = \frac{M_{fluide}}{M_{totale}}$$
(2)

une teneur en eau volumique , rapport des volumes de fluide et de solide :

$$\theta = \frac{V fluide}{V total} \quad (3)$$

Dans notre étude, on s'intéressera surtout à la teneur en eau volumique ¹. Cette dernière n'est

pas constante en zone non saturée, elle varie entre la teneur en eau dite résiduelle, en-deçà de laquelle il n'est pas possible d'aller, et la teneur en eau à saturation *s* qui est égale à la porosité n :

$$\theta \mathbf{r} \leq \theta \leq \mathbf{n}$$

La teneur en eau résiduelle est proche de la teneur en eau du point de flétrissement.

 \bullet La relation entre et :

$$\Theta = \frac{\rho d}{\rho w} \omega \ (4)$$

2.2.5 Degrés de saturation

La saturation est la fraction volumique du fluide :

$$Sr_i = \frac{V_i}{V_{vides}}$$
 (5)

La saturation s'intéresse à la répartition des fluides dans la nappe. On a pour plusieurs fluides

$$\sum S_i = 1$$

Lorsqu'il n'y a qu'un fluide en présence (l'eau), on a :

$$S_r = \frac{\theta}{n}$$
 (6)

On distingue souvent trois intervalles [14] de saturation :

- 90% < Sr < 100% : le sol est considéré comme quasi saturé, et on peut négliger la Succion et le comportement de matériau se rapproche de celui d'un sol saturé.
- 80% < Sr < 100% : c'est un intervalle intermédiaire qui correspond à un état de transition où les deux phases liquide et gazeuse sont continues.</p>
- Sr < 80% : la phase eau passe sous forme de gouttes isolées donc discontinue et la phase air est continue. Le comportement mécanique ne peut être étudié en le dissociant des effets capillaires et des interactions entre les particules d'argile et les gouttes d'eau qui deviennent de plus en plus importantes en s'éloignant de la teneur en eau optimale vers le coté sec. La succion peut rendre compte de tous ces effets.</p>

2.3. La succion des sols non saturés :

• Définition

La succion est une pression plus faible que celle de l'air qui s'exerce sur l'eau à l'intérieur des grains, conduit à des mouvements de l'eau donc c'est une pression négative de l'eau des pores.

D'après Bakkari A. (2007) la succion est une mesure de l'attraction entre le sol et l'eau. Ce phénomène permet à l'eau de s'élever à une hauteur supérieure à celle de l'état naturel. La succion est le paramètre le plus important du comportement hydraulique et mécanique des sols non saturés.

La succion du sol peut varier dans un très large éventail, de 0 pour un sol saturé à 106 kPa pour un sol séché à l'étuve.

2.3.1. Les différents types de la succion :

Richards (1974) (Blatz J. A. et al. 2008) a énuméré trois composantes de succion dans les sols non saturés, à savoir, la succion matricielle, adsorption dans le cas des minéraux argileux, et la succion osmotique.

a) Succion matricielle :

La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau de composants du sol, elle est dépendante des propriétés capillaires du milieu et des propriétés d'adsorption développées par les particules d'un sol. Elle est généralement considérée comme la composante dominante de la succion totale dans le cas des sols non-plastique.

b) Succion capillaire :

Plus généralement, Lorsqu'un liquide et un gaz sont en contact, l'interface entre les deux phases est le siège d'une tension de surface Ts. Cette propriété permet d'expliquer le phénomène d'ascension capillaire. C'est la différence entre les pressions de l'air et de l'eau ou la pression capillaire, qui est le paramètre déterminant des mouvements de fluides dans les milieux poreux. Cette différence de pression se traduit par l'existence d'un ménisque entre l'air et l'eau. Elle est caractérisée par la loi de Jurin. Elle est notée Sm. Donc on a :

$$\Psi m = u_a - u_w = \frac{2Ts \cos\alpha}{r}$$
(7)

Cette définition a été généralisée à n'importe quel état de contrainte mécanique. Aujourd'hui, en Mécanique des Sols, les deux notions de pression capillaire et de succion sont équivalentes.

c) Succion d'adsorption :

Dans les sols fins non saturés, contrairement aux sols grenus, l'action d'attraction de l'eau par le sol n'est pas seulement dues à la capillarité, mais aussi aux actions d'adsorption physicochimique car les argiles sont des particules chargées négativement, et de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface.

d) Succion osmotique :

La succion osmotique ou pression osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle existe lorsque l'eau est une solution saline. Si la concentration de sel est faible, ou dans le cas de sable qui ne contient généralement pas de sels cette composante peut être négligée et la succion totale se réduit à la succion matricielle.

La succion osmotique est identique à la pression osmotique. Elle est créée par la force liée à la répulsion osmotique lorsque des sels solubles sont présents dans l'eau.

$$= -\frac{WRT}{W} \ln x_W$$
 (8)

Avec :

R : la constante des gaz parfaits (R = 8.31432 J/(mol K))

T : la température absolue (°K)

w : la masse volumique de l'eau (kg/m)

 $v_{\rm W}$: la masse molaire de la vapeur d'eau (18.016 kg/ kmol)

 x_{W} : la fraction molaire d'eau dans la solution

Houston et al. 1994 (cité par Alshihabi O., 2002) confirment que la succion osmotique diminue quand le degré de saturation augmente.

En géotechnique elle n'est en général pas pris en compte, car son influence serait négligeable (Fredlund & Rahardjo 1993 ; Delage 1999).

2.3.2 Courbe de succion ou de rétention d'eau

C'est une grandeur macroscopique fondamentale en physique du sol car elle exprime l'influence de la structure, de la porosité et de l'adsorption sur l'état de l'eau du sol.

Les variations de la succion en fonction de la teneur en eau sont représentées à l'aide d'une courbe appelée courbe de rétention d'eau (Figure 2.2) qui est obtenues par Croney sur un sable argileux (11 % < 2 mm, 31 % < 0.08 mm).

Cette courbe exprime la capacité du sol à attirer et/ou retenir l'eau en fonction de la succion exercée par application de paliers de succion croissante, puis décroissante, le plus souvent à l'aide de la cellule de Richards. Dans la nature les sols non saturés sont soumis au séchage et au remouillage, phénomènes qui se succèdent en fonction des conditions climatiques.

Le séchage a pour effet de diminuer la teneur en eau et par conséquence d'augmenter la succion. Le remouillage, en revanche, entraîne une augmentation de la rétention d'eau. Une courbe de succion est propre à un matériau. La pente de cette courbe indique l'effort de drainage pour faire varier la teneur en eau W%.



Figure 2.2 : Courbe de succion

a) Points caractéristiques de la courbe de rétention

Les paramètres qui permettent de caractériser à première vue la courbe de rétention d'un sol sont le point d'entrée d'air et les teneurs en eau à saturation (s) et résiduelle (r) (figure 2.4). Le point d'entrée d'air est la succion b à partir de laquelle le sol n'est plus saturé et les pores les plus larges commencent à se vider.

La teneur en eau résiduelle est la teneur en eau de la qu'elle la phase liquide n'est plus Connexe et l'eau ne circule plus : elle reste piégée dans les pores non connectés. Quelle que soit la valeur du gradient de charge, il est impossible de faire circuler l'eau, donc, la conductivité hydraulique est nulle.



Figure 2.3. : Les paramètres caractérisant la courbe de succion (M. D. FREDLUND et al.1997

b) Différentes phases de la courbe de succion

Phase I : c'est la phase d'effet limite ; au voisinage de la teneur en eau à saturation, où la courbe est pratiquement horizontale. Cette partie de la courbe correspond à la « frange capillaire ». Elle traduit le fait qu'il est en général nécessaire d'exercer une dépression non nulle pour arriver à drainer un milieu poreux. Ceci est dû au fait que les pores ne dépassent pas une certaine taille maximale, et que les rayons de courbure des interfaces eau-air sont nécessairement inférieurs à une valeur seuil R0.

Phase II : c'est la phase de transition où la pente de la courbe de succion est relativement forte.

Phase III de la courbe c'est la phase d'effet résiduelle, où la courbe se réduit à une droite d'une faible pente, voire infinie, à mesure que l'on s'approche de la teneur en eau résiduelle. L'assèchement progressif du sol conduit à donner un rayon de courbure de plus en

plus faible aux interfaces, donc à augmenter la succion.



Figure 2.4. Différentes phases de la courbe de succion

c) Courbe teneur en eau--succion et volume d'eau drainée

La figure 2.5 présente le processus de drainage d'un profil de sol possédant la courbe teneur en

eau-succion du tableau 1.2 en assumant que le drainage est suffisamment lent pour permettreque

les potentiels soient en équilibre avec la nappe. Dans ces conditions, le potentiel totalest constant

(=cte) et le potentiel de pression peut facilement être déterminé en tout point et tout particulièrement au niveau de la nappe ($_{h}$ = 0). En connaissant la succion (pression négative) en chaque point au-dessus de la nappe, la teneur en eau en chaque point en estdéduite et elle a comme valeur la teneur en eau correspondante à la succion de la courbeteneur-en-eausuccion.

Sous la nappe, la teneur en eau est celle de la saturation. La premièreétape est de déterminer le potentiel de pression (succion) pour en déduire la teneur en eau correspondante.



Figure 2.5. : Profils des potentiels de pression et de teneur en eau en fonction de la profondeurde la nappe.

Le volume d'eau drainé d'une couche de sol, est la différence entre la teneur en eau saturée

et la teneur en eau résultant de la nappe à la profondeur de drainage considérée fois l'épaisseurde la couche de sol comme présenté dans l'équation suivante :

$$V_{dz1} - z2 = \left[\theta_{sat} - \left(\frac{\theta_{Z1} + \theta_{Z2}}{2}\right)\right] \Delta Z$$
(9)

2.3.3 Formules donnant la courbe de rétention

- La courbe de rétention peut être déterminée par plusieurs méthodes, soit par des
- méthodes directes, celles de laboratoire que nous avons déjà cité précédemment, soit par des
- méthodes indirectes (empiriques, statistiques, macroscopiques) :
- Ø Les modèles empiriques sont développés en utilisant les résultats des tests de la boratoire.
- Ø Les modèles statistiques utilisent les propriétés physiques du sol représenté par la courbe de succion.
- Ø Les modèles macroscopiques sont des expressions analytiques qui tiennent compte de nombreuses variables qui influencent le débit d'eau dans le sol.

Plusieurs auteurs ont proposé des formules dans la littérature qui permettent d'obtenir la courbe de succion ou de rétention d'eau.

a) Équation de Brooks et Corey (1964)

Ce modèle est basé sur des observations d'un grand nombre de carottes de roche consolidées, Brooks et Corey (1964) ont dérivé une équation empirique de la courbe rétention d'eau.

$$\begin{cases} \Theta = \frac{1-r}{s-r} = \left(\frac{r}{s}\right)^{-\lambda} \\ \Theta = 1 \qquad r < s \end{cases}$$
(10)

Où

: est appelé l'indice de distribution de la dimension des pores. (il est plus élevé que le Sol est grossier).

s: est la succion matricielle à saturation

): Teneur en eau normalisée (sans dimension)

- r: Teneur en eau résiduelle
- s: Teneur en eau saturée

Les paramètres λ , θ s, r, s sont des obtenus par calage sur les valeurs sur les valeurs expérimentales.

La teneur en eau normalisée peut être aussi remplacée par le degré de saturation, Sr.

Où :

L'allure de la courbe est la suivante :



Figure 2.6. : Courbe de rétention d'eau de Books et Corey.

b) Équation de van Genuchten (1980)

Van Genuchten (1980) a lui aussi proposé une expression analytique simple qui permet la représentation des courbes capillaires en établissant la relation entre la teneur en eau normalisée , avec la pression capillaire Pc (Pa) ou de succion à l'aide de deux paramètres empiriques, (Pa-1) et m :

$$= [|1 + (\alpha |\psi|)^{n}]^{-m} (11)$$

$$m \approx 1 - \frac{1}{n} (12)$$

$$\frac{(\psi) - \theta_{r}}{\theta_{s} - \theta_{r}} = [1 + (\alpha |\psi|)^{n}]^{-m} (13)$$

Donc :

$$(\psi) = \begin{cases} \theta \\ r + (\theta_s - \theta_r) \cdot (1 + |\alpha \psi|^{\frac{1}{(1-m)}})^{-m} & \psi > \psi_s \\ \theta_s & \psi \le \psi_s \end{cases}$$
(14)

Où :

r : est la teneur en eau résiduelle $[L^3 L^{-3}]$

s : est la teneur en eau à saturation $[L^3 L^{-3}]$

=

: est la succion du sol [L],

: est un paramètre empirique égale à l'inverse de la charge capillaire critique h $[L^{-1}]$

n : est un paramètre empirique (supérieur à 1),

Les paramètres de forme du modèle de Van Genuchten sont liés par la relation suivante :

m = 1 - (km / n) Tel que km est un réel positif.

Afin d'obtenir une expression analytique de la relation décrivant la courbe caractéristique de Conductivité hydraulique, Van Genuchten, 1980 utilise des valeurs de km entières. Ces valeurs sont liées au choix d'un modèle de tubes capillaires pour décrire la géométrie du réseau poral.

Si l'on choisit le modèle de Burdine, 1953, km -2 et on obtient la condition de Burdine qui relie m et n par :

$$m = 1 - \left(\frac{2}{m}\right) (15)$$

En utilisant le modèle de Mualem, 1976, km -1 et on obtient la condition de Mualem qui relie m et n par :

$$m = 1 - \left(\frac{1}{n}\right) \quad (16)$$

L'allure de la courbe est la suivante :



Figure 2.7. : Courbe de rétention d'eau de Van Genuchten.

c) Équation de Fredlund et Xing (1994)

Fredlund et Xing (1994) ont montré que la courbe caractéristique de rétention d'eau décrite par l'équation de Van Genuchten chute rapidement vers une teneur en eau égale à zéro, sur une gamme extrêmement faible de succion. Par conséquent elle n'est pas appropriée dans la zone élevée de succion. Afin de décrire plus exactement la courbe caractéristique de rétention d'eau, les auteurs ont proposé une autre formulation donnée par l'équation suivante :

$$(\psi) = C(\psi) \left[\frac{\theta_s}{\left[ln \left[e + (\frac{\psi}{a})^n \right] \right]^m} \right]$$
(17)

Où :

est la base des logarithmes népériens qui égale à 2.71828,

a: est approximativement la valeur de la succion correspondant au point d'entrée air du sol,

n: est un paramètre du sol relié à la pente de la courbe de rétention d'eau, au point d'inflexion,

m: est un paramètre lié à la teneur en eau résiduelle,

s : est la teneur en eau volumétrique saturée,

C (): est une fonction de correction définie comme :

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)} \quad (18)$$

Avec :

r : est la succion correspondante à la teneur en eau résiduel r,

Tableau 2.1 : Les formules de la courbe de rétention

auteurs	année	Équations	Paramètres
Gardner	1958	$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + a\psi^b}$	a,b
Brooks and Corey	1964	$\theta_{(\psi')} = \theta_s pour \psi \le \psi_{ae}$ $\theta(\psi) = \theta_s \left(\frac{\psi}{a}\right)^{-n} pour \psi > \psi_{ae}$	a,n
King	1964	$\theta(\psi) = \theta_s \left[\frac{\cos h \left(\frac{\psi}{\psi_s}\right)^b - \frac{\psi_s}{\theta_s} - \frac{\partial_r}{\theta_s} \cos h(a)}{\cos h \left(\frac{\psi}{\psi_0}\right)^b + \frac{\theta_s}{\theta_s} - \frac{\theta_r}{\theta_r} \cos h(a)} \right]$	ψ_0 ,a,b , $ heta_r$
Brutsaert	1966	$\theta(\psi) = \frac{2}{1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n}$	a ,n
Farrel et	1972	$\frac{1+(1)}{\psi = \alpha \exp[\alpha(\theta^s - \theta)]}$	

Larson			
Campbell	1980	$\frac{\partial}{\partial g_s} = \left(\frac{\psi_{\tau} - \frac{1}{b}}{\frac{1}{b}} pour \psi < \psi_{aev}\right)$	$\overline{\partial^s}$ $\overline{\psi^{eav}}$, $\overline{b_b}$
		$\frac{\theta = \theta_s}{\frac{\theta_s}{1 - \frac{\theta_s}{1 $	
van	1980	$\frac{\partial \varphi_{s}}{\partial \varphi_{s}} = \frac{\partial \varphi_{s}}{\partial \varphi_{s}} = \frac{\partial \varphi_{s}}{\partial \varphi_{s}} = \frac{\partial \varphi_{s}}{\partial \varphi_{s}}$	a , m ,n
Genuchten		$\stackrel{\Theta(\psi)}{\left[1+\left(\frac{\overline{\psi}}{a}\right)^{\overline{n}}\right]^{\overline{m}_{\overline{l}}}}$	
van	-		a, n
Genuchten-		$\Theta(\psi) \qquad \left[1 + \left(\frac{\partial s}{a\psi}\right)^n \right]^{(1-1/n)}$	
Mualem			
Genuchten-	1982		
Burdine		$\overline{\theta(\psi)}^{-} \left[1 + \left(\frac{\theta_s^{i}}{a\psi}\right)^n \overline{(1-2/n)}\right]$	a, n
Tani		$\psi_{-} = \frac{1}{[1]} + (a \psi_{0})^{n} (1 - 2/i^{1})$	a, n
Equation		$\overline{\theta(\psi)} = \overline{\theta^{s}\left(1 + \frac{a - \psi}{a - n}\right)exp\left(-\frac{a - \psi}{a - n}\right)}$	
Williams et	1983	$ n^1 + \frac{\psi}{t-n} e_{x_1}$	a, b
al.		$\psi = a + b \ln \theta^{W}$	
Boltzman	1984	$-\overline{(u_{k})} = -\frac{b}{2} - \frac{b}{2} -$	a,n
Equation		$a(\psi) = a_{s} - \psi$	
		$\theta(\psi) - \theta sexp(-n)$	
McKee et	1984	$= - + \left($	a, b, $\overline{\overline{\sigma}r}$
Bumb		$\theta(\psi) \theta^r - \theta^s = \theta^r) exp\left(-\frac{-\tau}{b}\right)$	2018 (C)
McKee et	1987	$ \begin{array}{c} \begin{array}{c} \begin{array}{c} \end{array}) = \theta_{1} \\ \end{array} \\ \hline \end{array} \\ = - \begin{array}{c} \end{array} + \begin{array}{c} \end{array} \\ \hline \end{array} \\ \end{array} $	a, b, $\underline{a_{r}}$
Bumba		$\theta(\psi) = \theta^r - 1 + \frac{(\sqrt{3} - \sqrt{b})}{exp((\frac{\psi}{b} - a))}$	5.26
Fermi	1987	=	a, n
équations		$\theta(\psi) = 1 + \frac{1}{exp\left(\frac{\overline{\psi}-a}{\overline{n}}\right)}$	
Assouline	1998	$ +_e$ $, (\frac{\psi - a}{n})$ $ \pi$	
et al. 998)		$\frac{\partial}{\partial \theta} = \frac{\partial}{\partial r} + \left(\frac{\partial}{\partial s} - \frac{\partial}{\partial r}\right) \left[1 - \xi \left(\frac{1}{\psi} - \frac{1}{\psi r}\right)^{n}\right]$	ξ,η
Feng and	1999	$-(\theta_s - \frac{1}{r})$	b, c, d
Fredlund		$\frac{1}{\theta(\psi)} = \frac{\underline{\theta}_{\underline{c}} b + c \Psi}{\underline{b} + \psi}$	
Pereira and	2000		
Fredlund		$\frac{\overline{\theta(\psi)}}{\theta^r} = \frac{\overline{\theta_s}}{\theta^r} = \frac{\overline{\theta_s}}{\left[1 + \frac{\psi}{\psi}\right]} = \frac{\overline{\theta_s}}{1}$	
		$\begin{bmatrix} 1 + (\overline{c}) \end{bmatrix}$	

Gilson and	2004	
Fredlund		$\Theta(\psi) = 1 + \left(\frac{S_1}{\psi/\sqrt{\psi_b}} - \psi_{res}\right) + S^2$
		Si
		$=\frac{\tan\theta_i (1+r_i^2)\ln(\psi/\psi_i^a)}{(1-r_i^2\tan^2\theta_i)}$
		$+(-1)^{i}\frac{(1+\tan^{2}\theta_{i})}{(1-r_{i}^{2}\tan^{2}\theta_{i})}\sqrt{r_{i}^{2}\ln^{2}\left(\frac{\psi}{\psi^{2}}+\frac{a^{2}(1-r_{il}^{2})^{2}}{1+t_{i}^{2}}\right)}$
		$+ \frac{Sa}{i}$

 Ψ : Est la succion,

- a, b, c sont les paramètres liés aux propriétés du matériau,
- r: est la teneur en eau résiduelle
- s : est la teneur en eau en état saturé.

2.3.4 Loi de darcy

Henry Darcy propose une loi expérimentale à la suite d'observations d'écoulements d'eau sous pression dans une conduite verticale remplie de sable.

Son dispositif expérimental lui a permit de maintenir une charge hydraulique constante en haut et en bas de l'échantillon durant le test, ce qui est montré sous forme schématique sur la figure 2.8 :



Figure 2.8. : schématisation de dispositif expérimentale de Darcy

En milieu non saturé (18), le principe de proportionnalité entre le gradient de potentiel et la densité de flux échangé reste valable et s'exprime de manière analogue à celle de la loi de Darcy en milieu saturé. Mais, la différence fondamentale est qu'en milieu non saturé, la

conductivité hydraulique varie avec la pression matricielle et que cette relation est non linéaire. Ceci entraîne alors, une relation flux-gradient de potentiel (garant de l'écoulement) essentiellement non linéaire

$$k = \frac{qL}{A(h_2 - h_-)} = \frac{qL}{Ah} \quad (19)$$

Où A et L désignent la section et longueur d'écoulement, h la différence de charge entre les deux extrémités du tube de sol.

On écrit

$$v=k\frac{h}{L}\dots(20)$$

Le rapport = $i = \frac{h}{L}$ est appelé gradient hydraulique. On a donc :

 $v = k i \rightarrow C$ 'est la célèbre loi de Darcy qui varie selon le type de sol (figure 2.9)



Figure 2.9. : variation de la vitesse de percolation de l'eau.

· En zone saturée, « h » représente la pression hydrostatique exercée en un point du sol

par la colonne d'eau qui le surmonte. Comme le système est envahi d'eau, la pression de l'eau est plus forte que la pression de l'air (h > 0).

A) Domaine de validité de la loi de darcy

Pour que la loi de Darcy soit valide, il faut que l'écoulement soit laminaire, ce qui est généralement le cas dans les milieux poreux. La vérification de cette condition se fait à l'aide du nombre de Reynolds Re. En mécanique des fluides, Re mesure l'importance des forces d'inertie par rapport aux forces de viscosité. Il est donné par :

$$= \frac{\rho d}{\rho w}$$
 (21)
 $\begin{cases} d: masse voumiquesec \\ w: masse volumique de l'eau \end{cases}$

$$\operatorname{Re} = \frac{qD}{v}$$
 (22)

Avec :

q : la vitesse

: la viscosité cinématique

D : la longueur représentatif de l'écoulement

En réalité, les cas où la loi de Darcy n'est pas applicable sont limités aux formations très hétérogènes, aux réseaux karstiques et lorsque la vitesse d'écoulement est très élevée.



Figure 2.10. : Domaine de validité de la loi de Darcy

Diamètre effectif des grains Pour les écoulements en milieux poreux, q est considéré comme la densité de flux, et D est égalent au d_{10} .

B) Généralisation de la loi de Darcy

Dans un milieu non saturé, on utilise la Loi de Darcy généralisée. Pour un sol homogène et isotrope.

On a:

Avec h : le vecteur gradient hydraulique est tangent à la ligne de courant et est orienté dans le même sens.

En coordonnées cartésiennes :

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} \quad (24)$$
$$v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y} \quad (25)$$
$$v_z = -k \frac{\partial h}{\partial z} \quad (26)$$

C) Définition de la perméabilité

Propriété d'un corps, d'un milieu solide - notamment un sol, une roche - à se laisser pénétrer et traverser par un fluide, notamment l'eau, sous l'effet d'un gradient de potentiel.

Selon Margate J. 1999, la perméabilité est synonyme de coefficient de perméabilité (de Darcy, relativement à l'eau) : constante de proportionnalité K liant la vitesse de filtration au gradient de charge hydraulique dans la loi de Darcy. Elle reçoit des qualificatifs relatifs à son ordre de grandeur (perméabilité élevée, faible), aux rapports entre la structure du milieu (anisotropie) et la direction moyenne du flux (perméabilité directionnelle, horizontale, verticale,...), ou encore à l'état de saturation du milieu (perméabilité relative d'un milieu non saturé).

Dans le cas des sols non saturés, la conductivité hydraulique est une variable clef dans beaucoup de problèmes géotechniques et géo-environnemental. Ceux-ci incluent des structures de gestion des déchets, des barrières argileuses pour dans les zones de contamination, la stabilité des routes et des remblais de chemin de fer, et des barrages en terre.

D) types de permeabilites :

- Perméabilité géométrique ou intrinsèque
- Perméabilité effective

- Perméabilité relative
- Perméabilité équivalente
- Perméabilité apparentes ou absolue

E) Facteurs affectant la perméabilité des sols

Les caractéristiques du sol qui influencent la conductivité hydraulique k sont :

- porosité totale,
- la distribution de la taille des pores et la tortuosité, soit, la géométrie des pores.
 Les caractéristiques du fluide qui affectent la conductivité sont
 - ✤ la densité,
 - la viscosité du fluide.

Les écoulements dans les milieux poreux se font par des chemins complexes et tortueux à travers des séries de pores interconnectés et de différentes tailles et formes.

Les paramètres qui affectent la perméabilité peuvent être classés en trois catégories :

- Composition : minéralogie, distribution de la taille des pores, etc.
- Environnemental : conditions de compactage, structure, saturation, etc.
- Facteurs associés aux techniques de mesure de la perméabilité : méthode d'essai, condition d'essai, etc.

F) mesure de la permeabilite en laboratoire

• Dans le cas des sols saturés

Le coefficient de perméabilité des sols peut être mesuré en laboratoire, sur deséchantillons de petit volume (quelques centaines de centimètres cubes) ou sur le terrain dansdes forages. Les essais de laboratoire, sont habituellement effectués sur des éprouvettes de solhomogène, taillées dans les carottes prélevées sur le terrain.La mesure directe de la perméabilité des sols en laboratoire ne fournit qu'uneestimation ponctuelle et unidirectionnelle et s'effectue selon deux procédures, dites « à chargeconstante» et « à charge variable ». Les essais à charge constante sont mieux adaptés aux sols forte perméabilité = k > 10-5m/s (Figure 2.11 a) et les essais à charge variable aux sols faible perméabilité = k < 10-5m/s (Figure 2.9 b).



Figure 2.11. Schématisation de perméamètre ; a) à charge constante, b) à charge variable

• Dans le cas des sols non saturés :

Les mesures de la perméabilité des sols non saturés sont délicates et assez peu répandues actuellement. Plusieurs méthodes ont été développées pour la détermination de la perméabilité Hydraulique des sols non saturés (Delage, 1993) en laboratoire ou sur le terrain.

2.3.5 Formules donnant de perméabilité les sols saturent :

Vukovic et Soro (1992) ont récapitulé plusieurs formules sous la forme générale suivante :

$$K = \frac{g}{v} * c * f(n) * d_e^2 \quad (30)$$

Où :

K = conductivité hydraulique ;

g = accélération due à la pesanteur ;

v = viscosité cinématique ;

C = coefficient de tri ;

f(n) =fonction de porosité,

 d_e = diamètre de grain efficace.

Les valeurs de C, f (n) et de dépendent de différentes méthodes employées dans l'analyse granulométrique. Selon Vukovic et Soro (1992), la porosité (n) peut être dérivée du rapport empirique avec le coefficient d'uniformité de grain (Cu) comme suit :

$$n = 0.255(1 + 0.83^{c_u}) \quad (31)$$

Où :

C_u : est le coefficient d'uniformité des particules.

a) La formule de Hazen (1892-1911) :

Hazen (1892, 1911) a développé une formule empirique pour la détermination de la conductivité hydraulique des sables saturés uniformément gradués, mais elle est aussi utile pour les sables fins.

$$K = \frac{g}{v} * 6 \, 10^{-4} [1 + 10(n - 0.26)] d_{10}^2 \quad (32)$$

Ou bien sous la forme plus explicite :

$$K = C_H d_{10}^2$$
 (33)

Où :

K : perméabilité (cm/s) ;

C_H : Coefficient empirique de Hazen ;

 d_{10} : dimension des grains correspondant à 10% de tamisât cumulé ;

L'application de la formule de Hazen est généralement limitée pour les sols dont leur diamètre efficace est $0.001 < d_{60} < 0.03$ [mm] et coefficient le d'uniformité $c_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 5$ En toute rigueur, la formule de Hazen ne devrait pas être utilisée hors de son domaine de validité. Elle est généralement utilisée pour estimer la perméabilité de sol in situ .La valeur de C_H est généralement supposée égale à 100, mais dans différents manuels géotechniques on la trouve varie entre 1 et 1000.

Méthodes	Équations	Domaine	Autre équations
		d'application	
Formule De			
Kozeny-	$K = \frac{1}{C^{kc}} \frac{g}{\mu S^{v}} \cdot (1 - \frac{n^{2}}{n})^{2}$		$k = \frac{g}{CKc} \frac{g}{\mu Sv} \cdot \left[\frac{n^2}{n} \frac{n^2}{n} \right]^2$
Carman			
(1927)			
Breyer		$0.06 < d_{10} < 0.6$	
	$\frac{g}{-g}$ = 6 10 ⁻⁴ , $\frac{g}{-g}$	n=1	
	$-\frac{1}{v}$ $+0$ $\log -C_u$ d_{10}	1< Cu< 20	
Slitcher (1900)	$= \frac{g}{v} + 0 + 0 = \frac{10^{10}}{g} \frac{G_u}{G_u} d^{10}$	pour les sols dont	
	$K = \frac{g}{v} * 1 \qquad n \qquad d^{10} _1$	leur granulométrie	
		comprise entre 0,01	

		et5 mm	
Lousberg	<u>م</u>		
	$K = 1^{6} \frac{70}{\left[\frac{n}{0.45}\right]^{6}} (d_{10})^{2}$		
Bakhmetef	$\frac{195\left[\frac{7}{0.45}\right]^{\overline{6}}(d_{10})}{\kappa = cn^{4/3}\overline{d_{10}}}$		
Terzaghi	$\underbrace{\frac{k}{2}}_{k} \underbrace{\frac{1}{2}}_{k} \frac{$	6.1 10 ⁻³ <ct<10.7< td=""><td></td></ct<10.7<>	
	$K = \frac{g}{v} C^t \left(\frac{\sqrt[2]{3}}{\sqrt{1}} - \frac{13}{n} \right)^2 d^{20}$	10-3	
		pour les sables à	
		gros grains	
USBR	0 10	n=1, Cu<5	
	$\frac{\overline{g} \times 4}{K = v} \cdot \frac{g}{v} \cdot \frac{4}{v} \cdot \frac{0}{v} \cdot \frac{10^{-4} - 0.3 - 2}{d^{-20} \cdot d^{-2}} \cdot \frac{1}{d^{-20} \cdot d^{-2}}$		
Alyamani et	$\kappa = \frac{9}{2}300[\epsilon + 1c]25r_{d}$		
$S_{op}(1002)$	$\overline{K} = 1; \overline{I^0 + d} \cdot (\begin{array}{c} (u_{5_0} \\)]_2 \end{array}$		$k = \frac{g}{2} C f(n) d^{\frac{2}{e}}$
Sell (1995)	$= \frac{d_{10}}{d_{10}}$		Ъ
Cazagrande	$-d_{1_{0}}^{2}$		
U	$\frac{4}{\kappa - 1} \frac{4}{\kappa 0.85} \frac{1}{(n-1)}$		
	$n = 1$ $n = \frac{1}{n-1}$		
	$= 1.4^{k_{0.85}e^{\cdot 2}}$		
Bretiinski	117^{1}	Pour les sables	
Dietjinski	$n = \int \frac{1}{\sqrt{k}} \frac{1}{\sqrt{k}}$	i our les subles	
Taylor (1948)	$-\frac{n}{17\sqrt[7]{K}}$		
	$K^{s} = C^{2} \frac{\overline{\rho}_{w}g}{\mu} \frac{e^{3}}{e+1}$		
	μ ι ι		

2.3.6 formules de perméabilité dans les sols non satures :

Dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de degrés de saturation et, il est fortement influencé par la variation de la succion.

Ces dernières années plusieurs expressions analytiques ont été développées pour prédire la perméabilité des sols non saturée. Le principe fondamental de l'application de ces modèles est la disponibilité des propriétés hydrauliques de sol non saturé, la rétention de l'eau de sol et les fonctions de conductivité hydrauliques.

Les modèles les plus largement utilisés sont ceux de Books-Corey (1964) et Van Genuchten (1980).

• La formule de Brooks et Corey (1964)

Lorsque le modèle de capillarité de Brooks et Corey (1964) est intégré dans le modèle de perméabilité relative de Burdine (1953), on obtient une expression en fonction de la saturation effective Se pour la perméabilité relative de la phase mouillante krw (généralement l'eau) et de la phase non mouillante $k_r n_w$ (généralement l'air) :

$$K_{rw} = (S_e)^{(2+3\lambda)/\lambda} \quad (34)$$

$$K_{rnw} = (1 - S_e)^2 \left(1 - (S_e)^{(2+\lambda)/\lambda} \right)$$
(35)

Le modèle de Brooks et Corey s'adapte généralement bien aux sols grossiers, remaniés avec une faible distribution granulométrique.

Brooks-Corey nous permet d'établir la conductivité K (Θ) :

$$K(\theta) = k_s \left(\frac{\theta(h) - \theta_r}{\theta_s - R}\right)^{\mu} \quad (36)$$

Avec :

KS : la conductivité hydraulique à saturation

m : une constante telle que

$$\mu = \frac{2}{m n} + 2.5 \ (37)$$

• Formules de Van Genuchten (1980)

La formulation combinée de Mualem (1976) et van Genuchten (1980) représente le modèle le plus largement utilisé actuellement

$$K(\Psi) = \begin{cases} K_s \frac{[1 - (\alpha \Psi)^{n-1} [1 + (\alpha \Psi)^n]^{-m}]^2}{[1 + (\alpha \Psi)^n]^{\frac{m}{2}}} & \psi < 0\\ K_s & \psi \ge 0 \end{cases}$$
(38)

Où :

Ks : est la conductivité hydraulique à la saturation ;

, m et n : sont des paramètres de forme du modèle qui peuvent être reliés à la distribution dimensionnelle des pores dans le sol.

Différentes restrictions ont été proposées sur les paramètres m et n (m = 1-1/n; et n) pour simplifier le calage du modèle lorsque les données expérimentales disponibles ne sont pas suffisantes. Il est recommandé d'utiliser la première restriction (m = 1-1/n) pour la plupart des sols surtout si les données expérimentales ne permettent pas d'obtenir une bonne représentation de la courbe de rétention.

• La formule de Vanapalli (2005)

Vanapalli et autres (2005) ont proposé une expression simple pour estimer la conductivité hydraulique non saturée des sols grenus. La technique est proposée en utilisant le rapport entre la conductivité relative Kr et le degré de saturation normalisé Sr. Le rapport mathématique est exprimé comme suit :

$$K_r = S_r^{7.9\gamma} = 7.9\gamma$$
 (39)

Le rapport entre le paramètre d'ajustement , et les propriétés de sol telles que la porosité, et le pourcentage des particules fines est donné par l'expression suivante :

$$\gamma = 0.012 \left(\frac{1}{n [argile \%]^2} + (silt \%) \right) + 0.38 \quad (40)$$



Figure 2.12. : Synthèse des courbes de perméabilité des sols non saturé

2.4 Résultats obtenus

Les courbes ci-dessous, présentent les courbes Kr = f() montrant l'influence de la succion sur la perméabilité non saturée des sols.



Figure 2.13 : courbes de perméabilité non saturé des différents types de sol

Les courbe de perméabilité utilisées par géostudio :





Figure 2.14 : Courbes de perméabilité en fonction de succion

Conclusion :

L'application de différentes formules de perméabilité soit dans le cas des sols saturés ou non saturés, nécessite la connaissance de domaine de validité de chacune. Les résultats obtenus demeurent douteux, car il y en a celle qui surestime la perméabilité, et d'autres la sous-estime.

CHAPITRE 03

Stabilité d'un barrage

Introduction

La stabilité des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs et par la facilité de leur mise en œuvre, mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global de la pente. Au but d'améliorer des pentes, il existe plusieurs techniques de renforcement qui diffèrent par le procédé de leur réalisation, leur cout et leur durabilité. Aujourd'hui, le renforcement des pentes par des pieux verticaux reprenant les sollicitations latérales est largement utilisé en pratique répartis ou sous forme de rideau. Étude, nous avons divisé notre travail en trois chapitres, une introduction générale et une conclusion avec des recommandations.

le premier chapitre présente des généralités sur les glissements de terrains et sur leurs classifications avec un aperçu sur les méthodes classiques et autres évoluées pour l'étude de la stabilité des pentes suivie des techniques d'amélioration des pentes.

* les origines de la perte de stabilité des pentes naturelles, artificielles, même celles qui surviennent dans un milieu granulaire idéal, sont très diverses. elles font interagir des milieux solides et fluides dont les interactions sont complexes et régissent en grande partie le comportement de chacun des milieux et de l'ensemble du massif. la mise en mouvement de pentes naturelles (lente ou brutale) peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique non négligeable, et parfois causer des victimes humaines. l'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Comme on le sait, les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature et par leur dimension. leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie. les problèmes de stabilité des pentes rencontrent fréquemment dans les constructions des routes, des canaux, des digues, des barrages et pentes naturelles. le glissement de terrain passe par plusieurs étapes chronologiques de l'activité. il existe des principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux de mouvements de masse qui pourrait se produire à la surface de la terre. dans ce chapitre, on va citer de nombreuses méthodes analytiques et numériques pour contrôler la stabilité des pentes par calculer leurs facteurs de sécurité. si le facteur de sécurité n'est pas suffisant (fs 1), il faut de voir comment améliorer le problème et rendre la pente stable. la stabilité des pentes peut être améliorée avec différentes manières : aplatissement de la pente en modifiant la géométrie extérieure du sol (terrain), en effectuant un drainage extérieur, en utilisant des techniques d'amélioration du sol ou en installant des structures de soutènement comme des murs de soutènement ou des pieux. la première solution mène à la réduction des forces qui provoquent le glissement ; les autres solutions, mènent en général à l'augmentation des forces de résistance.

3.1. Définition de stabilité :

l'objet de ce chapitre est l'étendue de l'équilibre mécanique des masse de sol pouvant être mis en mouvement, soit par des phénoménes naturels (érosion, tremblements de terr...)

soit consécutivement à des travaux de chantier (terrassements, remblais, constructions). Les différents mouvements de terrains peuvaux se classer en 3 catégories :

• **les écoulements** : chutes soudaines de masses rocheuses . Les causes peuvent être internes au massif (altération, accroissement de la pression interstitielle, glissement banc sur banc dans une roche stratifiée) ou externes (écroulement de masse mises en surplomb par érosion de masses sous-jacentes plus tendres, fluage ou glissement d'une masse sous-jacente.

• **les coulées** : mise en mouvement brutale de masses de sol à l'état « liquide ».

• **le fluage** : par opposition aux mouvement précédents, celui-ci est lent, de faible amplitude et se développe dans une zone dont les dimensions sont mal définies .

nous étudierons donc les mouvements relevant de la mécanique des sols, en partculier les glissements pour lesquels on dispose de théories et d'expériences suffisantes pour dimensionner la plupart des projets.

40

3.2. Définitions sur les glissements de terrain :

les glissements de terrain ne sont qu'un type de mouvement gravitaire (ou mouvement de masse), pourtant, par analogie avec certains auteurs anglophones ("lands ide" en anglais), on utilise parfois improprement le terme « glissement de terrain » pour désigner tous les mouvements gravitaires. glissement de terrain est un phénomène géologique d'où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. après la mise en mouvement, la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. il est soit un processus naturel ou se produit en raison des activités humaines qui perturbent la stabilité de la pente. les glissements des terrains représentent un problème sérieux presque dans toutes les régions du monde, parce qu'ils causent des pertes économiques ou social sur des propriétés privées et publiques. Les catastrophes naturelles ont démontré la puissance destructrice de soudains mouvements de masse au cours d'un glissement de terrain, qui continuent à faire des victimes et causent des dommages importants aux biens et aux infrastructures sur une base annuelle.

malgré l'apparition fréquente de telles catastrophes naturelles, des lacunes considérables demeurent dans la base de compréhension et de modélisation des principaux mécanismes de déclenchement et de l'extension spatiale des cicatrices et des zones de dépôts, donc qui entravent les efforts visant à développer des systèmes d'alerte précoce efficaces et établir des indicateurs pour panne naissante et tout dommage ultérieur, les zones qui sont généralement sujettes à des glissements de terrain sont : les glissements de terrain existants, ancienne ou récente, à la base ou au sommet de pentes, à la base du creux de drainage mineurs, à la base ou sommet d'un ancien talus de remblai, à la base ou au sommet d'une pente supporte une forte inclinaison.

3.3. généralités sur les glissements :

3.3.1. aspect général des glissements :

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. La surface de glissment est assimilable à une surface cylindrique.On fer donc l'étude pour des tranches de massif d'épaisseur unité, découpées perpendiculairement à l'axe de la surface de rupture. si on représente la coupe transversale du terrain (donc une tranche), l'aspect de la surface de rupture sera donc un arc de cercle.

3.3.2. Causes de glissement :

D'après ce qui précède, les glissements sont dus à des modifications soit dans les moments résistants, soit dans les moments moteurs. on distinguera donc deux types de causes :

a) Diminution des moments résistants :

les causes de diminution des moments résistants peuvent être naturelles (changement des conditions hydrauliques du terrain) on consécutives à des travaux (tranchées en pied de pente, on chargement rapide augmentant les pressions interstitielles) en pied de pente.

b) une augmentation des moments moteurs :

certaines causes sont évidentes (surcharge du sommet de la pente, changement de pente,...), d'autres le sont beaucoup moins . Les problémes d'infiltration, en particulier, sont souvent difficiles à cerner. Par exemple, les écoulements ont une action hydodynamique qui tend à augmenter les moments moteurs. C'est le cas des drainages en pied de talus servant au rabattement de nappe. En effet, l'écoulement provoque des forces de percolation qui augmentent les moments moteurs ; il ne faut donc plus simplement considérer l'aspect statique du probléme de stabilité de pentes.

3.4. Digues et barrage en terre

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre .différent cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.



Figure 3.1. Digues et barrages en terre

- ✓ pratiquement, on calculera le facteur de sécurité Fs le long des cercles de glissement supposés ;
- ✓ pendant la construction et peu après la construction ;
- ✓ lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente) ;
- ✓ lors d'une vidange rapide.

3.5. analyse de stabilité :

de manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'énsemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Les méthodes de calcul consistent à recherche la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible :

Les calculs de la stabilité des talus, après détermination de la résistance au cisaillement, de la pression d'eau dans les pores, de la géométrie de la pente..., doivent être effectués pour s'assurer que les forces sont suffisantes et supérieure à celle qui tend à provoquer une pente à l'échec.

3.6. Définition du coefficient de sécurité

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité Fs par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité chacun présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximal de sol}}{\text{contrainte de ciisaillement mobilisisable}}$$
(41)

$$F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}} \quad (42)$$

il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point m considéré le long de la surface testée

pour une surface testée est planaire

Cette définition suppose que la surface testée est planaire.

$$F = \frac{Moment résistant}{Moment moteur}$$
(43)

pour une surface testée est circulaire

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3d)

$$F = \frac{H_c}{H} \frac{\text{Hauteur critique}}{\text{Hauteur réelle}} \quad (44)$$

Toutes ces définition conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas ou' l'on se trouve à la rupture (f = 1).

la première définition est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (figure3.2) est atteint lorsque le système des force extérieures qui luis est appliqué mobilise les fractions $tg\phi/f$ et c/f des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface. Cette définition à donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sol fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « rupture progressive ».



figure 3.2 : surface de rupture potentielle

On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

 1. dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de fs inférieure ou égale à 1, donc :

- soit, on connait la surface exacte et on cherche à déterminer, pour fs =1, les caractéristiques correspondantes.
- soit on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2. la deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

3.7 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

le facteur de sécurité minimal Fs adopté est assez rarement inférieur à 1.5. il peut quelquefois être égal à 2 ,pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé Cu [10]. pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1.2. mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique. le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de fs en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Fs	etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité conestable pour les barrage , ou bien quand la rupture serait catastrophique
> 1.4	satisfaisante pour les barrages

tableau 3.1 : le différentes valeur de fs acceptable

3.8 Méthodes des tranches pour les calculs de Fs

le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes. Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- le point de passage de la force à la base de la tranche est situé au centre de cette base ;
- le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées, les suivantes :
• Équation d'équilibre

On considère l'équilibre du volume AMB (figure3.3) considéré comme monolithe rigide. on note :

- z (x) l'équation de la ligne de talus
- y(x) l'équation de la ligne de rupture étudiée
- tg (x) = dy/dx la tangente à la ligne de rupture
 - (x) l'équation de la "ligne d'action" de la force interne s'exerçant sur une section verticale
 - v(x), h(x) les composantes verticales et horizontale de cette force.



figure 3.3 : schéma des forces mécanique

L'équilibre d'une tranche de sol est donné par la figure3.4



Figure 3.4 : équilibre d'une tranche de sol

Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui lui sont appliquées.

- forces volumiques (poids volumique, eau...)
- forces surfaciques (réactions entre tranches, réactions à la base de la partie stable sur la partie qui glisse)

Les forces en présence sont les suivantes :

- poids de la tranche yh. ds
- forces inter tranches horizontales h et H + dH
- forces inter tranches verticales v et V + dV

Les forces inter tranches ont leur point d'application sur la courbe e(x)

 contrainte normale totale u, pression interstitielle u et contrainte tangentielle τ à la base de la tranche appliquée sur la surface ds.l

D'autre part, l'équation d'équilibre de l'ensemble du volume de sol amb par rapport à o fournit une équation supplémentaire.

3.8.1 Méthode de fellenius (1927)

Cette méthode néglige les forces qui existent entre les tranches, elle consiste à admettre que, la résultante de hi et vi est égale à hi+1 et vi+1 avec une ligne d'action qui coïncide. Cette résultante parallèle à la base de la tranche. Quand les tranches adjacentes ont différentes inclinaison de la base, cette hypothèse simplificatrice conduit à des erreurs.



figure 3.5 : equilibre d'une tranche de sol

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que

Précédemment pour une tranche i, on obtient :

soit :

$$\sigma = \gamma * h \cos^2 \alpha (45)$$
$$\tau = -\gamma * h \cos \alpha * \sin \alpha (46)$$

Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de surface

$$\tau = \frac{\tau_{Max}}{F} \quad (34)$$

$$\tau_{Max} = (\sigma - u)tg\phi' + C' \quad (47)$$

$$\frac{[(\gamma h * \cos^2 \alpha) - u] - tg\phi' + C'}{F} = -\gamma h * \cos \alpha * \sin \alpha \quad (48)$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan. Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_{n}^{n} \frac{([\gamma ihi * \cos^{2} \alpha i) - ui] * tg \phi i' + C'i]}{F} * R (49)$$

$$\sum_{1}^{n} [(\gamma ihi * \cos \alpha i * \sin \alpha i) * dsi] * R \quad (50)$$

r est constantet f par hypothése le méme sans chaque tranche, d'où

$$Fs = \frac{\sum_{1}^{n} [(\gamma ihi * \cos^{2} \alpha i) - ui] tg \varphi i' + C'] * dsi}{\sum_{1}^{n} (\gamma ihi * \cos \alpha i * \sin \alpha i] * dsi} (51)$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (30 à 50 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche.

Wi =
$$\gamma$$
ihi * dxi (52)

d'où Wi = γ ihi * dsi et en remplacant dxi par bi (largeur d'une tranche)

$$Fs = \frac{\sum_{1}^{n} (wi \, \cos \alpha i - (\frac{ui * bi}{\cos \alpha i})) tg \varphi i' + \frac{Ci' + bi}{\cos \alpha i}}{\sum_{1}^{n} wi \, \sin \alpha i}$$
(53)

3.8.2 Méthode de bishop

Une méthode qui est souvent utilisée dans la pratique du génie est la méthode de bishop.

Dans ce procédé, les forces entre les tranches ne sont pas négligées, mais il est supposé que la force résultante est horizontale. en tentant compte de l'équilibre vertical de chaque tranche seulement, les forces horizontales n'entrent pas dans les calculs, cependant. L'équation de

base est de nouveau l'équation d'équilibre moment, équilibre vertical dune tranche exige maintenant que :

$$\gamma h = \sigma_n + \tau \frac{\sin \alpha}{\cos \sigma} = \sigma'_n + u + \tau \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}$$
 (54)



figure 3.6 : méthode de bishop

Si dans cette équation la valeur d'est τ écrit $\frac{1}{F}(C + \sigma_n + tg \phi)$

le résultat est : $\sigma n'^{\left(1+\frac{tg\alpha tg\phi}{F}\right)} = \gamma h - u - \frac{C}{F} tg\alpha$ (55)

Remplacement des n' en (31) conduit maintenant à l'équation finale pour la méthode de bishop : 520

$$Fs = \frac{1}{\sum_{1}^{n} Wi \sin \alpha i} \sum_{1}^{n} \frac{Ci' li * \cos \alpha i + (wi + \delta Vi - uili \cos \alpha i) tg \varphi' i}{\cos \alpha i + \sin \alpha i \frac{1}{F} tg \varphi' i}$$
(56)

En partant d'une estimation initiale (pour : f = 1), et ensuite calcul d'une valeur mise à jour en utilisant de la équation (32).

ceci doit être répété jusqu' à ce que la valeur de f ne change plus. en général, la procédure converge assez rapidement. Comme les calculs doivent être exécutés par un programme informatique de toute façon (de nombreux cercles doivent être étudiés) les itérations peuvent être facilement intégrées programme.

si $\varphi = 0$ les méthodes bishop et fellenius sont identiques.

Si $\varphi > 0$ méthode évêque donne habituellement des valeurs un peu plus faibles.

Parce que la méthode bishop est plus cohérente (équilibre vertical est satisfaite), et il confirme les résultats connus pour des cas particuliers, il est souvent utilisé en géotechnique ingénierie. D'autres méthodes ont été développées, mais les résultats diffèrent généralement que légèrement de ceux obtenus par la méthode de bishop.

3.8.3 Méthode de bishop simplifiée (1955) :



figure 3.7 : équilibre d'une tranche de sol

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches :Vi = 0 et Hi $\neq 0$ figure 3.7

$$\tau = \frac{(\sigma - u)tg\,\phi'}{F} + \frac{C'}{F} \quad (57)$$

$$W = \left[(\sigma' + u)b \right] + \sigma' * b * tg\alpha \left(\frac{tg\phi}{F}\right) + \left(\frac{C'}{F}b * tg\alpha\right)$$
(58)

D'où l'on tire la valeur de σ' que l'on reporte dans l'équation des moments par rapport au centre du cercle i, de l'ensemble des tranches.

$$\frac{1}{F}\sum_{1}^{n} [(\sigma'i * tg\phi'i) + C'] + \frac{bi}{\cos\alpha i} = \sum_{1}^{n} Wi \sin\alpha i * R \quad (59)$$

Touts calculs faits, on obtient l'expression implicite de Fs.

$$Fs = \frac{1}{\sum_{1}^{n} Wi \sin \alpha i} \sum_{1}^{n} \frac{(Wi - ui * bi)tg\varphi i) + c'i bi}{\cos \alpha i + \sin \alpha i \frac{1}{F} TG\varphi' i}$$
(60)

la valeur initiale du coefficient f0 est obtenue, en général, par la méthode de fellenius ; on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.

Conclusion :

Ce document donne une vue d'ensemble sur le classique aussi bien que sur une méthode récente d'évaluation de la sécurité d'une construction. Parmi ces méthode celle d'élément finis qui semble être en très bonne position pour calculer le risque quand au chargement bien identifier.

CHAPITRE 04

Dynamique d'un barrage

4.1. Comportement sismique des barrages en terre

Les barrages en terre ont toujours été considérés comme le type d'ouvrage le plus sûr en cas de séisme. Ce pendant cette opinion peut s'avérer une erreur, comme on a vu lors de la rupture du barrage de San Fernando en 1971 ainsi que d'autres barrages en terre qui ont été en dommages par des séismes, de grande magnitude qui se sont produit le en Inde, en Turquie, et à Taiwan, Ces évènements ont montré que le risque sismique demeure une sérieuse menace pour tous les barrages tous types confondus.

4.2 Effet des séismes sur les barrages en terre

Les causes de rupture les plus fréquentes sont :

- Rupture par glissement de la fondation.
- Glissement des talus du barrage.
- Renards provoqués par l'ouverture de fissures dans le noyau étanche.
- Tassement de la crête et submersion de l'ouvrage [11].

Seed [20] suggère les recommandations pratiques suivantes pour éviter les effets néfastes des séismes, sur la base d'une analyse des ruptures des barrages, et de certains critères de leur comportement défectueux :

- Drains généreux pour évacuer l'écoulement à travers les fissures.
- Noyau étanche épais, constitué de matériau plastique non fissurant.
- Drains cheminées dans la partie centrale de la digue.
- Filtre à granulométrie continue à l'amont du noyau pour colmater les fissures éventuelles.
- Confortement des talus de la retenue pour éviter les glissements.
- Transitions larges, constituées de matériaux non fissurant.
- Revanche suffisante pour tenir compte des tassements, des affaissements.

Seed note également que, dans presque tous les cas de rupture des barrages en terre, les conditions étaient telles que des pressions interstitielles élevées pouvaient exister et que le coefficient de sécurité pseudo-statique pouvait être estimé à une valeur supérieure à 1.

4.3. Les cas de ruptures observées lors de séismes historiques :

Nous avons enregistré au cours de l'histoire des barrages en terre plusieurs ruptures qui ont beaucoup servi à l'amélioration des calculs sismiques.

Tableau 4.1 :	: Effet induit part les séismes sur quelques barrages en terre	
---------------	--	--

Barrage	Hauteur	Pays	Date	Magnitude	Dégâts
	(m)			М	
La Marques et	10				2 barrages rompus
La Palma	10	Chili	1985	7.8	16 barrage-dégâts importants
					16 barrage-faibles dégâts
San Andreas		USA			Fissure longitudinale- Fissure
Dam	32	Californie	1906	8.25	transversale des
					appui s
Up per Crystal Springs	26	USA Californie	1906	8.25	Mouvement du barrage de2.4m
Sheffield Dam	8	USA	1925	6.3	Rupture totale
		Californie			
Hebgen Dam	35	USA	1959	7.5à7.8	Tassement du barrage : 1.2m-
		Montana			Effet de vaque
Lower San	40	USA	1971	6.6	Tassement du barrage : 1.2m-
Femando		Californ			Effet de vaque
Up per San	24	USA	1971	6.6	Tassement de la crête : 900mm-
Femando		Californ			Déplacement
					vers l'avant de 1.5m
Paiho main	66	Chain	1976	7.8	Grand glissement : 330 barrages
Dam					endommagés
Douhe Dam	22	Chain	1976	7.8	Fissure longitudinale
Masiway Dam	25	Philippines	1990	7.7	Tassement de la crête : 1.0m
					Fissure
					longitudinale
Ono Dam	37	Japon	1923	8.3	Tassement de la crête : 250mm
					Fissure Profonde
					adjacent au noyau
74 remblais	15 à 18	Japon	1939	6.6	12 barrage détruits 40
					glissements
Chatsworth	11	USA	1930	Non	Fissures, fuites
				Connue	

4.4. Les méthodes dynamiques :

4.4.1 - la méthode de NEWMARK (1965) :

L'approche de Newmark est la première contribution au calcul du déplacements irréversibles d'un barrage. Le principe consiste à calculer le mouvement d'une partie du barrage, sous l'effet d'une

Accélération A ,dés que la résistance est dépassée , par la double intégration dans le temps de la différence entre l'accélération A et l'accélération critique N.

Dans la pratique, N est déterminé par l'approche pseudo-statique sur une masse définie par un cercle de rupture.

Newmark note sur accéléro-grammes réels que l'accélération maximale A à souvent un pic de durée très courte , alors que le chronogramme a un pic de vitesse maximale ,V, de durée plus longue contribuant fortement au déplacement maximal , Um. Il écrite : « la plus importante mesure de l'intensité d'un séisme est la vitesse maximale du terrain » .Il justifie son propos par la valeur du déplacement horizontal irréversible à la base du remblai pour une secousse par :

$$Um = \frac{V^2}{2N} \left(1 - \frac{N}{A} \right) < \frac{V^2}{2N}$$
 (61)

Il remarque que le déplacement irréversible est proportionnel au nombre de cycles effectifs n

Et à A/N, si A/N < 5, et tend vers une limite égale à $\frac{3V^2}{N}$ au-delà.

Si
$$A/N > 0.2 \ Um \le \frac{V^2}{2N} \left(\frac{A}{N}\right)$$
 si $N/A < 0.2 \ Um \le \frac{6V^2}{2N}$ (62)

4.4.2 Méthode de SEED et MARKDISI (1978) :

La méthode de F.I.MAKDISI et H.B.SEED [1978] complète l'approche de Newmark par une évaluation du mouvement vibratoire du remblai (période propre T_0 , accélération maximale en crêt aD). Leremblai est supposé ensuite parfaitement plastique quand l'intégration des états de contraintes issus d'une modélisation aux éléments finis n'assure plus l'équilibre le long de la surface de glissement. La fondation est supposée rigide. La méthode comporte trois grandes étapes :

1- La détermination de l'accélération critique ac correspondant à un facteur de sécurité de 1, au-delà de laquelle des déplacements irréversibles auront lieu pour une surface de glissement a la profondeur y.

2- Evaluation de l'accélération critique maximale en crêt Ad et de la période propre T_0 (s), pour évaluer l'accélération maximale à la profondeur y.

3- Evalution du déplacement irréversible le long de la surface de glissement étudiée

L'accélération critique est en général calculée avec la méthode pseudo-statique .

Souvent, mais pas toujours, la masse étudiée avec le logiciel de stabilité est délimitée par une ligne de glissement circulaire. Le calcul doit évaluer les déplacement les plus dangereux :

- le tassement de la crete le long d'un cercle traversant l'épaisseur du noyau ;
- le cisaillement du filtre le long d'un cercle incliné traversant l'épaisseur du filtre.

La méthode s'articule auteur des étapes suivantes :

a) . Evaluation de l'augmentation potentielle des pressions interstitielles dues au séisme

L'augmentation des pressions interstitielles dues au séisme est estimée sur la base des courbes granulométrique et de la compacité des matériaux.

Une analyse de l'augmentation des pressions interstitielles dues au séisme doit être effectuée à l'aide d'essais cyclique en laboratoire, si les critères mentionnés ci-après sont tous remplis sur des zones étendues de la digue ou des couches continues des fondations :

- ✤ la courbe granulométrique se situe dans zone critique en se reportant à la (figure : 4.1)
- ✤ Mise en place peu dense (densité relative <0.5)</p>
- Matériaux saturés.



Figure 4.1 : Domaines granulométrique de sols liquéfiables

Le domaine 1 correspond au sable de Niigata, le domaine 2 représente l'enveloppe de sables japonais qui se sont liquéfiés sous une sollicitation sismique alors que le domaine 3 est obtenu par des essais en laboratoire de Lee et Focht.

• Analyse de courbe granulométrique

La figure 4.1 montre les types de sol subissant une augmentation importante des pressions interstitielles lorsqu'ils sont soumis à une sollicitation cyclique en état saturé .L'augmentation des pressions interstitielles est à étudier plus en détail (à l'aide d'essais SPT ou desessais cyclique en laboratoire), si la courbe granulométrique d'un matériau se situe à l'intérieur des domaines de la figure 4.1 (en particulier à l'intérieur du domaine 2 entre 10 et 90%) et si le coefficient d'uniformité

 $Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ est inférieur à environ 2.

Analyse de la compacité

La compacité du sol est représentée par la densité relative Dr exprimée par la formule

$$Dr = \frac{\gamma d - \gamma dmin}{\gamma dmax - \gamma dmax} * \frac{\gamma dmax}{\gamma d} \quad (63)$$

Elle est considérée faible si Dr est inférieure à 0.5

• Evaluation du potentiel de liquéfaction à l'aide d'essais SPT

Alternativement, des corrélations entre le potentiel de liquéfaction du solet les essais de présentation , tels que SPT peuvent être utilisés pour l'estimation de l'augmentation des pressions interstitielles dus au séisme

• Détermination de la contrainte de cisaillement due à la sollicitation cyclique

Contrainte de cisaillement cyclique cyc dans la fondation

La contrainte de cisaillement cyclique rcyc est calculée à chaque profondeur à l'aide de l'équation suivante :

$$\tau cyc = 0.65 \left(\frac{ac}{g}\right) \sigma v \quad (64)$$

avec :

ah : Accélération de pointe =amax

g : Accélération de gravité

v : Contrainte normale verticale à la profondeur z

rd : Facteur de réduction selon la figure suivant :

 \checkmark Contrainte de cisaillement cyclique cyc dans le corps de digue

De manière analogue ,La contrainte de cisaillement cyclique cyc au centre de gravité d'une surface de glissement est calculée dans le profil en travers de la digue selon l'équation suivante :

$$\tau cyc = 0.65 \left(\frac{aG}{g}\right) \sigma v \qquad (65)$$

Avec :

aG : Accélération maximale au centre de gravité (figure ci-dessous)

v : Contrainte normale vertical totale au centre de gravité étudié.



Figure 4.2 : corps de la digue

✓ Accélération maximale aG au centre de gravité

La valeur de l'accélération a_G est déterminée à l'aide de la figure 4.3 ci-dessous en fonction de la position de l surface de glissement .Elle permet de déterminer le rapport a_G/a_D en fonction de la profondeur $\ll y \gg$ du bloc de glissement .



Figure 4.3 : Evolution de l'accélération de point du bloc de glissement en fonction de la

Position de la surface de glissement

✓ Accélération maximale au couronnement

La valeur de l'accélération maximale au couronnement a D est déterminée à l'aide de

La formule suivante :

+

$$aD = \sqrt{(1.60. a_1)^2} + (1.06. a^2) + (0.86. a^3)$$
 (66)

 a_1,a_2 et a_3 étant les valeurs spectrales de l'accélération selon les spectres de réponse pour les divers types de sol A,B et C (avec un amortissement de 15%) (figure 4 .4 et 4.5 et 4.6), pour les trois premières fréquences propres f_1, f_2 et f_3 respectivement .



Figure 4.4 : spectre de réponse classe de fondation A



Figure 4.5 :spectre de réponse classe de fondation B



Figure 4.6 : spectre de réponse classe de fondation C

1, 2, 3 peuvent être calculés selon les formules suivantes :

$$\omega^{1} = 2.40 \frac{v_{s}}{h}$$
 (67) $\omega^{2} = 5.52 \frac{v_{s}}{h}$ (68) $\omega^{3} = 8.65 \frac{v_{s}}{h}$ (69)

Avec :

h : Hauteur de la digue

Vs : Célérité moyenne de l'onde de cisaillement dans les matériaux de la digue.

Ces valeurs correspondent aux fréquences propres d'une digue homogène sur fonction rigide . Les périodes T_1 à T_3 correspondant aux valeurs de 1, 2, 3 sont calculées par :

$$T = \frac{2.\pi}{\omega} \quad (70)$$

La célérité moyenne de l'onde de cisaillement Vs pour différents types de sol est estimée à partir du tableau ci-dessous

 Tableau 4.2 : Estimation de la célérite de l'onde de cisaillement pour différent types

 de sol

Type de sol	Vs[m/s]
Matériaux meubles	
Couches de couverture de compacité faible, désagrégées, non saturées	110480
(profondeur 3 à 6m)	
Ballast (gravier sableux), on saturé	220450
Ballast, saturé par l'eau souterraine	400600
Ballast cimenté	11001500
Limon du fond du lac, non complétement saturé	290540
Limon du fond du lac ,saturé	390530
Limon des berges, non saturé	120400
Moraine	5001150
Loess	150300
Rocher	
Mame et grés mollassique, tendre, désagrégé	5201050

Mame, non désagrégé	10001900
Grés mollassique, dur	11002200
Molasse du plateau	6002500
Schiste	11003100
Calcaire	18003700
Gneis	19003500
Granite	25003900

b) Analyse simplifiée de la stabilité sismique

L'analyse de la stabilité sismique à l'aide d'analyse d'une stabilité simplifiée comporte les étapes de calcul suivantes :

• Détermination de la période fondamentale T_0 de la digue dans la direction perpendiculaire à l'axe de la digue au droit de la plus haute section de la figure 4.7



Figure 4.7 : Période fondamentale T₀ pour une digue une couche de fondation élastique

Ou

- Vs : Célérité de l'onde de cisaillement.
 - : Densité des matériaux.
- a₁ : Déterminé à l'aide de la figure à partir des valeurs calculées pour m et q .

T₀: Peut finalement être calculé

• Calcul des forces sismiques de substitution horizontales et verticales pour divers blocs de glissement selon le paragraphe

• Calcul de la sécurité au glissement pour les blocs de glissement choisi en tenant compte du poids propre et des fores sismiques de substitution horizontale et verticale selon le paragraphe. La combinaison la plus défavorable des directions des forces sismiques de remplacement est déterminante pour la vérification.

Si la conclusion de ce calcul est que le bloc de glissement n'est pas stable, les déplacements par glissement sont à calculer selon le paragraphe. Un bloc de glissement est admis stable, si la facteur de sécurité selon le paragraphe est supérieur à 1,0.4

Détermination de la période fondamentale de la digue (perpendiculaire à l'axe de la digue)

La période fondamentale T₀ de la digue est estimée de la figure 4.7

✓ Calcul des forces sismiques de substitution pour un bloc de glissement

La force sismique horizontale de substitution **Eh** pour un bloc de glissement potentiel est calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$Eh = aG.m (71)$$

Avec :

aG : Accélération moyenne selon la figure 4.2 au centre de gravité du bloc de glissement .

m : Masse du bloc de glissement.

La force sismique verticale de substitution Ev est est calculée de maniére analogue en supposant que le comportement dynamique dans la direction verticale est approximativement rigide.

Ainsi, l'accélération verticale dans le corps de digue correspond à celle à la base :

$$Ev = av.m$$
 (72)

av : L'accélération verticale de pointe

$$av = \frac{2}{3}.ah \quad (73)$$

✓ Calcul de la sécurité au glissement d'un bloc spécifique

La facteur de sécurité F pour le bloc choisi est calculé à l'aide des méthodes statiques usuelles en tenant compte des sollicitations horizontale et verticale données. Les méthodes statique applicables sont par exmple la méthode de tranches de **Bishop**, respectivement janus ou d'autres méthodes simplifiées.

La contribution à la résistance totale de chaque tranche est calculée par l'équation de la résistance au cisaillement selon **Colomb** :

$$\tau f = \sigma \tan \varphi' + c' \quad (74)$$

Le facteur de sécurité est ensuite calculé par l'équation suivante sur la base de cette résistance au cisaillement τf et de la contrainte due à la sollicitation sismique et à l'ensemble des charges statiques : $F = \frac{\Sigma \tau f}{\Sigma \tau}$ (75)

Avec : $\Sigma \tau$: Somme de toutes les tranches de long de l'interface de glissement potentiel.

c) Calcul simplifié des déplacements par glissement

La détermination des déplacement par glissement à l'aide d'un calcul simplifié se fait selon les étapes suivantes :

• Calcul de la période fondamentale T_0 de la digue dans la direction perpendiculaire à l'axe de la digue au droit de la plus haute section de la figure 4.8

• L'accélération critique d'une surface de glissement potentielle est celle qui conduit à un facteur de sécurité F de 1,0 du bloc de glissement correspondant.

• Le facteur de sécurité au glissement F est calculé à l'aide des méthodes statique usuelles (par exemple selon Bishop ou Janbu) en tenant compte des forces statiques de substitution pour chaque tranche. La fores statique de substitution horizontale pour une tranche est égale à :

$$l = m.ac$$
 (76)

Avec m : masse de tranche.

• Calcul des valeurs d'accélération aG (accélération moyenne au centre de gravité du bloc de glissement) selon la figure 4.4 et l'accélération critique ac

• Détermination du déplacement de glissement résiduel total u.

Le déplacement de glissement résiduel total u est déterminé à l'aide de la figure 4.9.



Figure 4.8 : Déplacement de glissement résiduel selon une surface de glissement

ac : Accélération critique pour une surface de glissement potentielle

a_{*G*} : Accélération maximale au centre de gravité selon figure 4.2

T : Période fondamentale de la digue selon figure 4.7

La profondeur du bloc de glissement est déterminée à l'aide d'une parallèle au permanent de la digue. Figure 4.10

4.5. Comportement cyclique des sols

Pour la plus part des sols, l'application d'une charge cyclique ou variables au cours du temps entraine une augmentation des pressions interstitielles et une déformation croissante. Les études [16] montrent la contribution au comportement cyclique non drainé de plusieurs paramètres dont la nature et la structure du sol, la contrainte de consolidation, et l'histoire des déformations,.... etc.

• Pour les sables :

Seuls la contrainte de consolidation, la densité relative et le déviateur de contraintes appliquées ont un rôle important dans l'évolution des pressions interstitielles et des déformations. Ces pressions interstitielles peuvent alors augmenter jusqu'à l'annulation de la contrainte effective. Le sol perd ainsi toute résistance face au cisaillement, et se comporte comme un liquide.

• Pour les argiles :

À cause de la cohésion du matériau et des forces d'attraction qui s'exercent entre les particules, les argiles sont moins sensibles au phénomène de liquéfaction. Pour ce type du sol, l'augmentation des pressions interstitielles conduit à des déformations progressives sans aboutir à une rupture brutale, surtout pour un nombre de cycles comparable à celui des séismes. Une stabilisation du phénomène peut être aussi observée, si le taux de contraintes appliquées est suffisamment faible. Les cycles stabilisés auront une forme de plus en plus étroite qui indique que l'on s'approche d'un état élastique réversible, et on dit qu'on a abouti à une mobilité cyclique.

La réduction de la résistance au cisaillement dépend de la grandeur de la pression interstitielle à la stabilisation et par conséquent de la déformation permanente.

4.6. Modélisation du comportement cyclique du sol

Le comportement des matériaux soumis à une sollicitation cyclique est non-linéaire et non élastique.

Dans les ouvrages de références, on trouve différentes approximations décrivant l'évolution du module de cisaillement G, et de l'amortissement du matériau D en fonction de la déformation de cisaillement $\gamma \gg$.

Ces approximations décrivent en général l'évolution de la fonction

 G/G_{max} , et D/D_{max} en fonction de la déformation de cisaillement . G_{max} , et D_{max} correspondent à la valeur maximale du module de cisaillement, respectivement à la valeur maximale de l'amortissement. Pour adapter ces courbes aux conditions locales (compacité, etc.) il faut déterminer au moins la valeur de G_{max} à l'aide d'essais dynamiques. Le rapport de l'amortissement D peut en règle générale être déterminé en restant du coté de la sécurité à partir de matériaux similaires.

Les figures suivantes montrent l'évolution possible du module de cisaillement G et de l'amortissement D en fonction du déplacement du cisaillement et des propriétés de plasticité.



Déformation de cisaillement cyclique [%]

Figure 4.9 : Évolution du module de cisaillement G en fonction de la déformation de cisaillement



Figure 4.10 : Évolution de l'amortissement D en fonction de la déformation de cisaillement et des Propriétés de plasticité

4.6.1. Définition du module de cisaillement G et du Coefficient d'amortissement D

La propriété de sol la plus commune dans une analyse dynamique est (1) le module de cisaillement G, intimement liée à la rigidité de sol et (2) la capacité du sol d'absorber l'énergie liée aux vagues sismiques, Cette propriété s'appelle amortissement.

a) Coefficient d'amortissement D

Lors d'un chargement cyclique symétrique, la réponse du sol présente souvent des cycles ou des boucles d'hystérésis comme dans la figure 4.10. Ces boucles représentent la quantité d'énergie de déformation emmagasinée par le sol lors du chargement. Une façon de quantifier cette énergie se fait par l'intermédiaire du coefficient d'amortissement D du sol. Ce coefficient est défini par la relation suivante :

$$D = \frac{1 W}{4 W} = \frac{1 W}{2 Gr a^2}$$
(77)

Où ΔW : correspond à l'aire intérieure du cycle d'hystérésis, c'est-à-dire, l'énergie de déformation dissipée et W correspond à l'énergie imposée pour le niveau de déformation a, $(W= G^2 a/2)$. Théoriquement, la surface de cette boucle augmente avec le niveau de déformation, donc D = f () et pour des faibles valeurs de déformation, il n'existe pas de dissipation d'énergie, c'est-à-dire, D=0.



Figure 4.11 : Schématisation de la réponse du sol lors d'un chargement Cyclique

En pratique, la principale difficulté réside dans la détermination des courbes définissant la relation non-linéaire entre la contrainte de cisaillement et la déformation du sol à étudier par le fait du manque des essais sur le comportement cyclique de ces sols. Pour palier à ce problème il convient d'utiliser des courbes de référence de max G/G_{max} - et D- produites

dans la littérature pour des différents matériaux. Cependant, ces courbes de référence représentent des moyennes d'essais et par conséquent elles ne sont pas nécessairement corrélées entre elles (G et *D*).

b) Module de cisaillement G

Le Module de cisaillement G de la boucle d'hystérésis, est la pente de la droite joignant les sommets de la boucle (Figure 4.11).

c) Modèle linéaire équivalent

Le comportement non-linéaire réel du module de cisaillement et du facteur d'amortissement dans des conditions de chargement dynamiques peut être simulé approximativement par une analyse linéaire équivalente.

Dans une analyse linéaire équivalente, le module de cisaillement G et le facteur d'amortissement D sont employés pendant une étape d'analyse dynamique.

Le nouveau module de cisaillement G et le facteur d'amortissement D sont calculés de la déformation de cisaillement cyclique ou équivalente obtenue.

La figure 4.12 illustre graphiquement le comportement de G. Les lignes droites indiquent que G est une constante pendant une itération. Le changement de la pente reflète la réduction de G entre les itérations.



Figure 4.12 : Changement de G avec chaque itération

4.7 Caractéristiques dynamique des sols

Dans les codes de calcul dynamique on trouve des courbes de références pour différents sols, à titre d'exemple Les figures 4.13 à 4.14 montrent les fonctions du module de réduction G/G_{max} comme présentées dans les logiciels (ProShake, QUAKE/W) pour le sable et l'argile. Il est très important de noter que les logiciels comme ProShake utilise ces fonctions comme pourcentage (%) de la déformation de cisaillement par contre QUAKE/W traite la déformation de cisaillement en tant qu'un simple nombre sans dimensions. Les axes horizontaux sont par conséquent compensés par cent.



Figure 4.13 : Fonction pour le sable (QUAKE/W).



Figure 4.14 : Fonction G/Gmax pour l'argile (QUAKE/W).

4.8 Facteur d'amortissement D sous conditions de chargements cycliques

Puisque la diminution du module de cisaillement G est proportionnelle à l'augmentation de la déformation de cisaillement cyclique, la surface des boucles d'hystérésis (contraintedéformation) connait aussi une augmentation, traduisant l'accroissement du facteur d'amortissement avec une augmentation de l'amplitude de la déformation cyclique. Le facteur d'amortissement est employé dans la formation du terme d'amortissement dans la formulation par éléments finis de l'équation de mouvement. L'étude d'Ishibashi et Zhang a menée au développement d'une expression, qui peut être utilisée pour estimer la fonction d'amortissement. Les variables dans cette expression sont l'indice de plasticité (PI), le rapport de réduction G/G_{max} , et indirectement la contrainte de confinement. L'expression d'Ishibashi et Zhang est :

Le rapport G/G_{max} est calculé en fonction de PI donné et de la contrainte de confinement. Le facteur d'amortissement est alors calculé pour le même PI donné pour une gamme de valeurs des contraintes de cisaillement cycliques. Les figures 4.15 à 4.16 montrent les fonctions du facteur d'amortissement comme présentées dans les logiciels (PROSHAKE, QUAKE/W) pour le sable et l'argile



Figure 4.15 : Fonction facteur d'amortissement pour le sable (QUAKE/W).



Figure 4.16 : Fonction facteur d'amortissement pour l'argile (QUAKE/W).

4.9 La fonction pression interstitielle :

Les pressions interstitielles produites pendant une secousse sismique est une fonction du nombre équivalent des cules uniformes, N pour un séisme particulier et le nombre de cycles, NL qui provoquera la liquéfaction pour sols particulier .NL est déterminé à partir de la fonction du nombre de cycles spécifiés .le rapport N/NL est alors lié à un paramètre de pression interstitielle r_u comme représenté sur la figure 4.17



Figure 4.17 : variation du rapport nombre de cycles N/NL en fonction du coefficient de pression intertitielle r_u

Le coefficient de pression intertitiel r_u est donné par équation suivant :

$$r_{u} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N}{NL} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right]$$
(78)

Une fois que N/NL et r_u sont connus, on calcule la pression intertitielle à l'aide de l'équation

$$u = r_u \cdot \sigma'_{3 \, static}$$
 (79)

CHAPITRE 05

Analyse dynamique du barrage de koudiet medour

5.1 Le barrage Koudiat Médaour :

• Localisation est accès:

Le barrage de Koudiat Médaour se trouve sur l'oued Réboa, à une distance de 7 km environ au nord-est de la ville de Timgad et à 35 km environ à l'est de la ville de Batna.

L'accès au barrage se fait par la route entre Timgad et Chemmora. Cette route est une ramification de la route entre Batna et Khenchela et accompagne I'oued Réboa vers Chemmora, Batna se trouve à 340 km à vol d'oiseau du port d 'Alger, à 125 km de Sétif et à 100 km de Constantine, (voir figure). L'altitude de la vallée au site du barrage est d'environ 955 m.

Barrage Koudiat Medaour - Localisation du projet



5.1.1 Schéma général :

Le barrage de Koudiat-Medaour est composé de deux digues en terre argileuse :

Le barrage principal, qui ferme la vallée de l'oued, et la digue de col, qui remplit le col situé sur la rive gauche.

Les digues sont fondées sur des argiles greso-marneuses, sauf la partie rive droite du barrage principal, qui est fondée sur des grès. L'aménagement est composé de :

- Une digue de 50 m de hauteur constituée par un noyau massif d'étanchéité et par des recharges en graviers et en enrochements qui totalisent un volume global de 69 hm³
- Une retenue avec un volume brut de correspondant au plan d'eau d'exploitation normale- 992,50 m et dont la tranche utile s'élève à 56.
- Une conduite de dérivation et de vidange munie d'une prise d'eau pour l'irrigation ainsi que d'une autre prise d'eau de secours pour l'alimentation de la ville ;
- Une conduite de prise d'eau pour l'approvisionnement de Batna.

5.1.2 Etude Geologie

le site du barrage de koudiate medawar et sa cuvette se trouve en sud d'une dépression essentiellement composée par des terrains miocènes autochtones, située au nord du massif des Aurès ,entre Ain Yagout à l'ouest et Ain Beida à l'est .Du point de vue tectonique général, cette dépression est synorogenique, située dans l'avant pays formé par le massif des Aurès .Cette dépression synorogenique est accidentée par quelques plis anticlinaux au cœur de Crétacé supérieur, dont les plus proches du site forment les Djebels Bou Arif et Fedjoudi en Nord-Oest et Nord du site et le djebel amrane au Sud-est. La coupe géologique de la vallée le long de l'axe longitudinal du barrage a été précisée au moyen de sondages.

	Barrage principale - Coupe géologique longitudinale		
Crete de la	digue - 997.00		
Co	orps du barrage	And the second sec	
Gr Gr	rés		
REA G	Grés argilitique		
LEE An	rgilite gréseuse		
An An	rgilite et argilite marneuse		
Fe	aille mite discordante		

Figure 5.1 : Coupe géologique du barrage Koudiet el medaour

5.1.3 Etude Geotechnique :

Après examen des échantillons extraits des sondages réalisés dans le cadre de l'étude géologique, il est apparu que le comportement de la digue (stabilité, tassement) dépendrait pour l'essentiel des caractéristiques du sol de fondation et des différents matériaux de la digue.

5.1.4 Sismicité de la région

Cette zone est constituée généralement par des terrains néogènes de la plate-Forme de

Ain Regada et les Monts du Bélezma. Elle est limitée : Au Nord par le bassin de Constantine, à l'Ouest par la zone géo-suture entre la chaine de Hodna et le massif d'Aurès, au sud par les Aurès et à l'Est par les monts de Ain Beida (la limite de sismicité).



Figure 5.2 : a) (a) carte tectonique montre les principaux décrochements passent par la région de Batna. (b) carte sismotectonique de la région de Batna

Cette zone est située à l'intersection d'un deux grands linéaments tectoniques (Guemache, 2010) (**Figure 5.2.a**). Le premier est le linéament de Tenès-Negrine, correspondant à une large zone de cisaillement dextre orientée N000°E à N070°E, qui s'étend sur prés de 700 km, depuis la côte de Ténès au Nord-ouest jusqu'au secteur un peu au Sud de Negrine au Sud-Est, jusqu'au Golfe de Gabès. Plus au Sud-Est, le décrochement dextre N120°E de Gafsa semble rejoindre ce linéament aux environs de Batna. Le second, est le linéament de Sidi Ferdjani-El Kantra (Guemache, 2010) Correspondant à un décrochement sénestre orientée N055°E, qui s'étend sur environ 400 Km, depuis la côte prés du village tunisien de Sidi Ferdjani au Nord-Est jusqu'au secteur d'El Kantara au Sud-Ouest. Ces deux linéaments majeurs sont impliqués dans l'évolution Cénozoïque de la chaine. La sismicité semble se greffer sur cet héritage structural.

Cette zone est caractérisée par une sismicité faible localisée entre les monts du Hodna et le massif d'Aurès. on note l'occurrence de trois séismes importants sur le front de déformation Tellien (**Figure 5.2.b**). Il s'agit du séisme de l'an 267 de Tazoult-Lambèse (Lambèse) qui est le séisme référence de cette zone, du séisme de Gaous du 02 janvier 1885) à 50 km de Batna (d'intensité maximale Imax = VIII MSK et du séisme de Mac-Mahon (Ain Touta) du 16 mars 1924 d'intensité maximale VIII MSK et de magnitude Ms= 5.3. En prenant en considération le fait aue le siésme de calcul selon une magnitude M=5.3 a été enregistré à la proximité immédiate du site du barrage , le calcul selon la formule empirique

* Détermination de l'aléa sismique :

L'aléa sismique est la probabilité avec laquelle un séisme d'une violence donnée aura lieu dans une région donnée pour un temps d'occurrence déterminé .la force d'un tremblement de terre peut-être exprimée par son intensité et également par l'accélération maximale du sol. Plus un séisme est intense. Plus la probabilité d'occurrence (période de retour) dans une région donnée est faible. L'aléa sismique se détermine sur la base d'informations relatives à des tremblements de terre historique et de l'activité sismique antérieure et récente. La sismologie moderne est en mesure de faire des prévisions sur les probabilités d'occurrence des tremblements de terre les plus violents sur la base de nombreux petits séisme enregistrés. Pour connaitre l'aléa sismique en un lieu donné, il est toujours possible d'effectuer une étude tenant compte de la nature régionale du sous-sol et des tremblements de terre enregistrés dans l'intensité pour différents période de retour. On peut aussi se baser sur des cartes isoséistes. Dans le cas d'un barrage, le risque sismique dépend du danger (exprimé par exemple par la probabilité de dépassement d'une valeur de l'accélération de pointe au sol donnée), de sa tenue au tremblement de terre (vulnérabilité) et des dégâts provoqué par le séisme sur le barrage (par exemple. Perte de capacité de stockage de la retenue. Lachures d'eau non contrôlées, dégâts sur un barrage et ses ouvrages annexes.

La probabilité de dépassement est donnée pour un intervalle de 100 ans, exprimé sous forme d'un temps de retour. Le tableau donne les valeurs du temps de retour valable pour les différentes classes de barrage.
> En a calculer l'accélération horizontale avec la relation suivante :

 $a = 1230 e^{0.8 M} (R+25)^{-2}$

Ou

a : accélération sismique cm/s²

M : magnitude (M=5.3)

R : distance focal (R=0) Km

Donne la valeur de l'accélération sismique dans la fondation du barrage

 $ah = 0.136 g \quad 0.14 g$

Tableau 5.1 : temps de reto	our du séisme de	e vérification	pour les différente	5
Classes de barrage				

Classe	de	Intervalle	de	Probabilité		Temps	de	retour
barrage		temps		moyenne	de	moyen		
		Considère		dépassement				
Ι		100 ans		1 %		10'000 at	ns	
II		100 ans		2 %		5'000 and	8	
III		100 ans		10 %		1'000 an	S	

L'accélération horizontale de pointe (maximale) ah est prise en compte. Elle correspondant a la valeur maximale de l'accélération du sol atteinte, en site donné, au cours du séisme. Elle est aussi souvent nommée « **pga** », abréviation anglaise de **'peak ground acceleration'**. Cette mesure est très utilisée en raison d'une part de sa simplicité et d'autre part de son lien avec l'autre quantité la plus utilisée, à savoir le spectre de réponse.

L'aléa sismique est déterminé à partir des approches suivantes :

- Les approches déterministes, ces approches sont considérées comme appropriées pour estimes le séisme MCE ;

- Les approches probabilistes qui présentent l'avantage de fournir une probabilité de dépassement.

Pour l'évaluation de l'aléa sismique différents séismes selon les états sont pris en considération pour la vérification des ouvrages.

Les séismes pris en considération sont les suivants :

- Un séisme de base d'exploitation (SBE) (OBE Operating Basis Earthquake);
- Un séisme d'évaluation de sécurité (SES) (SEE Safety Evaluation Earthquake) ;

- Maximum crédible Earthquake (MCE) défini comme le séisme le plus fort susceptible raisonnablement de se produire ;

- Maximum design Earthquake (MDE) parfois désigné par (Safety Evaluation Design).

5.1.5 les caracteristiques de l'ouvrage :

Longueur en crête de la digue	L=246,5 m
Largeur de la crête	.1c = 10.00 m
Largeur maximale de la base de la digue	.lbd = 80 m
Pente amont	.Pam = $1/3,5$
Pente avale	.Pav = 1/3
Hauteur maximale de la digue	H = 50 m
Volume d'eau de la retenue	$Ve = 69 \text{ hm}^3$

BARRAGE PRINCIPAL - COUPE TYPE



NOMENCLATURE DES MATERIAUX

1 2a 2b 3a* 3a** 3a**	Noyau en argile Filtre fin Filtre grossier Remblai en terre (recharge amont) Remblai en terre (recharge avat) Remblai en terre (enveloppe de la recharge amont)	3a ^{xers} recha 3c [*] 4a 5	Remblai en terre (enveloppe de la irge aval) Enrochements (rip-rap amont) - matériaux provenant des éxcavations utiles Enrochements (protection aval) Enrochements
--------------------------------------	---	---	---





Figure 5.4 : Coupe type du barrage Koudiet el medaour de géostiudio

Les paramètres géotechniques trouvés dans les documents du barrage de koudiat medaour Pour la fondation ne sont pas complets alors qu'il n'y a pas de données pour les éléments de la digue.

Sol	$\frac{1}{\sqrt{(I^{(N)})}}$	E(KPa)	v	C (KPa)	K(m/s))
Grés	25.4	300000- 40000	0.20-0.22		10 ⁻⁵ -10 ⁻⁸	
Grés argilitique	25.4				10-5-10-8	
Argilte gréseuse	24.1	4500-1260	0.25-0.28	0	10-5-10-8	25-30
Argilite marneuse	22.5			23	10-5-10-8	30
Argile	18.1					

Tableau 5.2 :	caractéristiques	géotechniques	du sol	l de i	fondation
---------------	------------------	---------------	--------	--------	-----------

Pour la modélisation, on a choisi des valeurs trouvées dans d'autres documents de la région et qui semblent être raisonnables. Les caractéristiques choisies sont regroupées dans le tableau suivant :

Sol	$\frac{15.3:e_{i}}{\frac{1}{\nu^{d}}}$ (KN/m ³)	(KN/m ³)	N	E (KPa)	es j	C (KPa)	K (m/s)	(°)
Noyau	17.9	21.1	0.32	8000	0.35	15.0	5.07E-8	20
Recharge	21.1	22.8	0.17	60000	0.33	1.0	2.5E-4	35
Fondation	20.0	23.0	0.30	100000	0.3	23.0	7E-6	30

Tableau 5.3 : caractéristiques géotechniques choisies pour la modélisation

Conclusion

La valeur de l'accélération sismique ah=0.14 g a été retenue pour le calcul de stabilité

5.2 présantation de geostudio :

Définition :

C'est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel et apparaissent à son lancement.



Figure 5.5 : Fenetre de lancement

- S L O P E / W : permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques.
- S E E P / P : permet de calcule les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis)
- S I G M A / W: permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes /déformations (par la méthode des éléments finis).
- Q U A K E / W : permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (par la méthode des éléments finis).

- **T E M P** / **W**: permet d'analyser les problèmes géothermique du sol (par la méthode des éléments finis).
- CTRAN / W : permet en utilisant les éléments finis de modéliser la circulation des contaminants à travers des matériaux poreux tels que le sol et la roche.la formulation complète de CTRAN/W permet d'analyser des problèmes simples de suivi des particules en fonction du mouvement de l'eau, ou des processus complexes impliquant la diffusion, la dispersion, l'adsorption, la décroissance radioactive.
- AIR / W: en utilisant la méthoode de élément finis , il permet l'annalyse des problémes d'interaction des eaux souterraines et l'aire dans les matériaux poreux tels que le sol et la roche. Sa fomulation compléte vous permet d'envisager des analyses de problémes simples allant de l'état d'équilibre saturé , au plus sophistiqués problemes, d'un état saturé / insaturé dépendant de temps .
- Vadose/W : Sert à analyser le flux à partir de l'environnement, à travers la surface du sol (zone saturé et non saturé). Sa formulation compléte permet l'analyse des deux problémes, simpleà partir d'une simple analyse de l'infitration dans le sol causée par des précipitation ou , à l'aide d'une modèle sophistiqué considérant la fonte des neiges, la transpiration des racines , l'évaporation de surface , ect
- Après traitement des méthodes de calcul, un logiciel industriel Géo studio a été utilise pour l'évaluation des contraintes statiques et dynamiques ainsi que l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité du barrage de Koudiet Medouar. Des résultats très concluants ont été obtenus pouvant servir comme base de données pour d'éventuels travaux d'investigation dans le domaine de l'analyse des comportements dynamiques des barrages en terre.

5.3 Étude de stabilité du barrage :

Le logiciel a été utilisé pour le calcul de l'infiltration, la vidange rapide et la stabilité pour différents cas d'exploitation

5.3.1 Fin de construction

a) Talus amont







b) Talus aval



Conclusion :

L'étude de la stabilité du barrage Koudiat Medaour pour les différents cas de charge a donné les résultats suivants :

Cas étudiés	référence	Fs	Observation
Fin de construction amont	≥ 1,4	2.384	satisfaisante pour les barrages
Fin de construction aval	≥ 1,4	2.463	satisfaisante pour les barrages

5.4 calcul des Infiltration :

Les données :

	Recharge	Darin	Filtre	Drain	Fondation
S (m/m ³⁾	0.4	0.02	0.4	0.4	0.02
D _{10%}	0.5	/	0.14	0.14	/
D60%	6	/	0.89	0.89	/



Figure 5.8 : ligne de saturation et les pression intertietille



Apartir du logiciel GEO SLOPE on donne les courbe de teneur en eau en fonction de la succuion.



Figure 5.9 : les courbe de teneur en eau en fonction de la succuion.

✓ Vidange rapide :

Une simulation d'une vidange rapide en 30 jours a été faite .elle donne la variation de la ligne de saturation à chaque pas de temps .





✓ Stabilité lors de la vidange rapide :

Le logiciel permet de calcules le cofficient de stabilité à chaque intervalle de temps lors de la vidange rapide .il permet ainsi deréprésenter la varition du coefficient de sécurité minimum en fonction du temps



Figure 5.11 : Fs à lors de la vidange rapide a chaque pas de temps

Conclusion :

Cas étudiés	référence	Fs	Observation
Vidange rapide	≥ 1,4	2.384	Lors de la vidange rapide le coefficient varie dans le temps et
			reste admissible.



Figure 5.12 : F_s à chaque pas de temps lors de la vidange rapide

5.5 Etude dynamique

5.5.1 Etude statique :

La détermination des contraintes statiques existant avant le séisme est une étape importante dans l'analyse de stabilité sismique des barrages en terre. Une fois la construction du barrage terminée, il devient possible de déterminer les contraintes effectives existant dans le barrage juste avant le séisme. La méthode des éléments finis constitue une des meilleures façons de modéliser les contraintes existant dans une structure en sol. Le logiciel **QUAKE/W** est utilisé afin d'estimer les contraintes effectives statiques en tout point du barrage. Les contraintes statiques dans le barrage et la fondation sont estimées à l'aide d'un modèle linéaire-élastique compte tenu du niveau de l'eau maximum du réservoir.

✓ Maillage et conditions aux limites :

Le maillage est composé de 3417 éléments délimités par 3531 nœuds. Ce maillage est illustré par la figure 5.8. Les éléments sont de formes quadrilatérales à 3 nœuds ou triangulaires à 4 nœuds. Aux limites verticales amont et aval du barrage le déplacement horizontal des nœuds du maillage est nul. Les nœuds au contact du substratum sont fixes.



Figure 5.13 : Maillage et conditions aux limites pour l'analyse statique.

✓ Propriétés des matériaux :

Chacun des différents sols considérés est modélisé par un matériau linéaire-élastique dont les caractéristiques sont les suivantes : le poids volumique (γ), l'amortissement (**D**) et le coefficient de Poisson (ν). Les paramètres utilisés dans l'analyse statique sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.4 : propriétés des matériaux utilisées dans l'analyse statique

	$\frac{1}{\nu} \frac{1}{\kappa} \frac{1}$	D	
Argile	20	0.1	0.4
Sable	18	0.1	0.45



Figure 5.14 : la pression intertitielle en fonctiondenuméro de cycles pour l'argile



Figure 5.15 : La déformation en fonction de numéro de cycles pour l'argile



Figure 5.16 : la contrainte effective verticale en fonction de G_{max}

✓ Résultats de l'analyse statique :

Les résultats de l'analyse sont présentés dans les figures allant de 5.17 à 5.19 sous forme de lignes de contours qui couvrent entièrement la zone modélisée



Figure 5.17 : courbes des pressions interstitielles initiales



Figure 5.18 : variation des contraintes effectives verticales



Figure 5.19 : variation des contraintes effectives totales

5.5.2 Analyse dynamique :

Le but principal de cette partie d'analyse est de déterminer les surpressions interstitielles qui peuvent se développer dans le corps du barrage et d'identifier les zones ou le sol peut se liquéfier. Les calculs sont réalisés à l'aide de la méthode des éléments finis au moyen du logiciel **QUAKE/W**. Une fois que les contraintes statiques sont établies, on doit changer le type d'analyse tout en indiquant les propriétés matérielles dynamiques des sols. Les contraintes sismiques sont obtenues en calculant la réponse dynamique du barrage lorsqu'il est soumis à un accélérogramme représentatif.

a) L'accélérogramme :

Un accélérogramme horizontal a été utilisé dans cette analyse et présenté à la figure 5.20. Pour une accélération maximale ah= 0.16g afin de couvrir le domaine des fréquences possibles induisant les contraintes dans le barrage lors du séisme La durée de la secousse est de 15 secondes.



Figure 5.20 : Accélérogramme verticale

Toutes les 0.02 secondes on effectue une intégration numérique des équations dans le temps. Les résultats sont de 50 itérations par seconde. Le temps de calcul est de 10 secondes, produisant ainsi un total de 500 étapes de temps de calcul. La rigidité du sol s'affaiblira pendant la secousse, c'est-àdire que le module G diminuera suivant à la contrainte. Ceci exige donc plusieurs itérations. Pour réduire la durée de calcul, le nombre d'itérations nécessaires entre 0.02 secondes et 10 secondes est de 100-500 étapes de calculs.

b) Réponse sismique :

Dans un premier lieu, nous nous sommes proposé d'étudier la réponse sismique. A cet effet un nœud à la crête a été marqué comme nœud initial pour obtenir une image complète de la réponse sismique ; La figure 5.20 a 5.25 montre la réponse à la crête du barrage .Une différence minime est observée entre cet accélérogramme et celui d'entrée.



Figure 5.21 : déplacement verticale et horizontale à la crête



Figure 5.22 : déplacement verticale et horizontale à la base







Figure 5.24 : Accélération verticale et horizontale à la crête



Figure 5.25 : accélération verticale et horizontale à la base



X-accélération en fondation

Figure 5.26 : accélération horizontale en fondation

Les courbes des pressions et des contraintes en pseudo-dynamique



Figure 5.27 : La pression interstitielle



Figure 5.28 : Les contraintes effectives verticales



Figure 5.29 : Les contraintes verticales totales

La déformation du barrage matérialisée par la déformation du maillage pendant le séisme de

les figure 5.30 à 5.32 permettent de visualiser







Figure 5.31 : Déformation latérale à 1 s



Figure 5.32 : Déformation latérale à 10 s

* Analyse du potentiel de liquéfaction (surpressions interstitielles) :

Un des aspects principaux d'intérêt est la surpression interstitielle produite dans la recharge. La figure suivante illustre le changement de la pression interstitielle à trois endroits dans la recharge amont. La pression interstitielle augmente toujours jusque a atteint une valeur maximum, la pression interstitielle atteint la contrainte de confinement statique efficace, qui est considéré comme le maximum possible. En d'autres termes, les conditions en ce point ont atteint la liquéfaction.



Figure 5.33 : les valeur de CSR



Figure 5.34 : la zone liquéfiée

Conclusion pour dynamique :

- Le déplacement horizontal maximal se situe en crête et vaut 0.12 m (12 cm) est par apport de vérification (le déplacement admissible pour bloc de glissement profond est : 30 cm)
- La pression interstitielle augmente toujours pour atteindre la valeur maximale égale 500
- Une légère zone de fondation est sujette au risque de liquéfaction.
- Les valeurs de CSR augment à partir de 0.1 jusque à 0.75
- Une légére zone du talus amont est sujette au risque de liquéfaction
- La facteur de sécurité après le siésme est supérieur à 1 donc le barrage est stable.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion général :

Le présent travail relatif a l'analyse du comportement d'un barrage en terre sous sollicitations sismiques se veut une contribution sur la réponse sismique des ouvrages en terre et des différentes réactions internes inhérentes. Une étude assez exhaustive sur le phénomène sismique, sa complexité et les conséquences préjudiciables pouvant être induites par celui-ci sur les barrages tous types confondus a été produite en préambule. Ensuite, en enchainant dans un ordre parfaitement logique, les méthodes de modélisation de la réponse des matériaux sous charge sismique utilisées de nos jours ont été présentées. S'agissant du barrage de Koudiat Medouar qui est un barrage en terre sur lequel l'étude a porte on a considère qu'un calcul par éléments finis est amplement suffisant. Les sollicitations sismiques sont supposées parallèles aux axes principaux de l'ouvrage en question. Les calculs ont été réalises en divisant la structure étudiée en plusieurs éléments lies entre eux par plusieurs nœuds. Les déplacements et rotations sont introduits comme inconnus aux différents nœuds. Leurs calculs sont effectues a l'aide des conditions d'équilibre et des lois de comportement cinématique des matériaux en chaque nœud compte tenu du critère de Mohr-coulomb. L'étude s'est poursuivit en traitant des sujets aussi importants les uns que les autres, tous lies a l'analyse de la stabilité sismique des barrages en terre. Les techniques de l'analyse de la stabilite sismique des barrages y sont décrites, telle que celle développée par Newmark qui est une méthode fiable et rigoureuse car elle intègre tous les éléments qui contrôle la stabilité d'un barrage.

Références Bibliographique

Mr.Heragmi Ali : choix et conception de l'organe de l'etancheite des barrages en terre barrage el-agrem jijel : UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA : Année 2009

[1] J. M. Durand et al: Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, cemagref éditions –ISBN 2- 85362-511-7/1999.

[2] : Critères de choix de projet des barrages en terre « étanchéité par le masque en béton bitumineux », thèse de Doctorat, 2006.

[3] http://www.barrages-cfgb.org/Info/pr_barC4.html (se site présente les raisons de la construction d'un barrage et les premier barrages construit par des civilisations).

[4] http://www.aude.pref.gouv.fr/ddrm/risque-barr/bar2.html (se site présente des exemples de rupture de barrage).

[5] Ministère de l'agriculture française : Technique des barrages en aménagement rural, édition, 1977.

[6] carrere a. conception des barrages voûtes. In: Colloque Technique 2001 du CFGB, Aix-en-Provence, 2001.

[7] Cerrere Alain, Barrages, Technique de l'Ingénieur, 1996.

[8] FRY J.J., CARRERE A. Modélisation des barrages en remblai. In: Colloque Technique 2001 du CFGB, Aix-en-Provence, 2001.

[9] CIGB, Barrages en remblai : protection du talus amont, 1993.

[10] ROLLEY R. Dir. Technique des barrages en aménagement rural, 1989.

[11] Manojlovic (J.), Herment (R.), Perrés au mastic butimineux pour les digues submersibles, Revue Générale des routes et des aérodromes ,1992. [12] : Sols intermédiaires pour la modélisation physique : Application aux fondations superficielles ; thèse de doctorat, laboratoire central des ponts et chassées Nantes, France.

 [13] : Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen ; mémoire de magister de Université Aboubekr Belkaid – Tlemcen, Algérie.

[14] http://www.aude.pref.gouv.fr/ddrm/risque-barr/bar2.html (se site présente des exemples de rupture de barrage).

[15] http://www.barrages-cfgb.org/Info/pr_barC4.html (se site présente les raisons de la construction d'un barrage et les premier barrages construit par des civilisations).

Ghanem.F : Étude de la corrélation entre la permutabilité et la succion mémoire magister université mouloud mammeri de tizi-ouzou 2011.

Lefriki S : effet de la variation de la cohetion sur le comportement des pentes Mémoire de master Université Mohamed Khider – Biskra 2015.

Toumi A : cours dispenser à la filière Master II option Aménagement et Ouvrages Hydrauliques 2016/2017.

Vaid, Y.P. and Chern, J.C. (1983). "Effect of static shear on resistance of liquefaction", Soils and Foundations, Vol.23, No.1.Chapitre VI, Analyse dynamique linéaire équivalente et liquéfaction, mémoire

Zerfa, F.Z., (1991). "Contribution a l'analyse du comportement dynamique des barrages en terre". Thèse de Magister, École nationale polytechnique, Département Hydraulique.