

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique



جامعة محمد خيضر بسكرة

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية و الري

Référence : ...../2022

## Mémoire de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ouvrage hydraulique

Thème

**Modélisation Numérique des sous-pressions sous les  
barrages évidés et à contreforts**

Nom et Prénom de l'étudiant :  
ZIOUD ADEL

Encadreur : Pr.Khezzar Naima  
Co-Encadrant : Soualhi Mounir

Promotion: Juin 2022



# شكر

بادئ ذي بدء ، أشكر الله العليّ القدير على إعطائي الشجاعة والإرادة والصبر والصحة طوال هذه السنوات من الدراسات وأنه بفضلها يمكن تنفيذ هذا العمل.

أود ان أعبر عن شكري وإمتناني إلى المؤطرة الاستاذة الدكتورة خزار نعيمة على قبولها الإشراف على المذكرة كما يسعني أن أتقدم بأسمى وأرقى عبارات المديح وأصدق كلمات الشكر على الإحترام والتقدير الذي حظيت به من طرفها وكذا المجهودات المبذولة التي قمتي بتقديمها سواء عن قرب او بعد وهذا كله قليل في وصفك لن أنسى الفرحة في عينيك عندما أنجح وأبلي بلاءً حسناً، وحرصك على أن أكون الأفضل، فاهتمامك علمني أن أثار، ومساندتك علمتني الصبر، ودفعتني كثيراً للأمام، وكنت بالنسبة لي الدعم الحقيقي والقلب الحنون، لذا تستحقين الشكر والثناء وكل عبارات التقدير، فهما كبرت لن أنسى فضلك عليّ، وسأكون خير مثال لحسن تعاملك وورقي أخلاقك.

كما اتوجه بخالص عبارات الشكر والاحترام الى الأسرة الجامعية عامة بدون إستثناء كلا حسب منصبه وخاصة كلية العلوم و التكنولوجيا قسم الري لجامعة بسكرة على تقديم يد المساعدة في جميع المجالات كما أخص بالذكر رئيس قسم الهندسة المدنية والري الدكتور عصام عبد السلام على احترامه وتقديره لي.

الشكر موصول كذلك الى أساتذة قسم الري كلا بإسمه.

كما يطيب لي أن أتقدم بجزيل الشكر والثناء إلى أعضاء لجنة المناقشة على تقييمهم البناء لهذا العمل.

الشكر كذلك الى كل من ساهم في صياغة هذا العمل وإنجازه.

# إهداء

بادئ ذي بدئ اشكر الله العلي القدير على توفيقه ونجاحي لإنجاز هذا العمل كما يطيب لي ان اتقدم إلى والديا الكريمن بأرقى عبارات المديح وأصدق كلمات الشكر والثناء على كل ما قدموه لي خلال دراسات حياتي إلى أمي الحبيبة مداد القلب لن يكفي لو أكتب به لإرضائك , وخفق الروح لن يجزي عبيرا فاح بعطائك , إلى أبي يا صاحب القلب الكبير يا صاحب الوجه النضير ياتاج الزمان يا صدر الحنان أنت الحبيب الغالي وأنت الاب المثالي وأنت الأمير لو كان للحب وساما فأنت بالوسام جدير , فبدونهم لما صرت اليوم هنا كما لأنسى ان اتوجه بجزيل الشكر والمحبة والمودة الى أخي و أختي على دعمهم وتشجيعهم لي , ليس هناك حب أكرهب المرء لأخيه , وليس هنالك حب أيضا كحب الأخ لأخيه, فهو حب متبادل يدوم لأبد . كما أهدي هذا النجاح والتفوق إلى روح الشيخ والفقير والمربي جدي جودي الطيب كما كان يلح ويصر على طلب العلم وجدتي جودي عيشوش اللهم ارحمهم برحمتك الواسعة كما يسعني أن أشكر أعمامي وعماتي ، أخوالي وخالاتي كما أهدي هذا النجاح إلى عائلة زيود وجودي كل باسمه الى عائلة كلية العلوم و التكنولوجيا قسم الري الى طلبة دفعة 2022 الى اصدقائي العزاء.

## Résumé

Les fondations d'un barrage sont une partie de l'aménagement hydraulique qui reçoivent un soin et une attention toute particulière, tout au long de la vie de l'ouvrage mais également avant même sa construction. Une reconnaissance géologique et une caractérisation mécanique et hydraulique approfondies sont indispensables à la mise en œuvre d'un projet de barrage, sans quoi les conséquences peuvent aller du simple surcoût à la catastrophe. Le problème majeur que l'on rencontre avec les barrages est le phénomène de sous-pression. En effet, au pied du barrage la pression hydraulique est très importante. De ce fait, il peut y avoir des écoulements d'eau entre le rocher et le béton ou dans les diaclases (fissures dans la roche), ce qui produit une force ascendante qui s'oppose au poids du barrage. En général, les barrages à contreforts ne sont pas considérés à risque car autant que les barrage-poids. Toute pression de soulèvement sera relevée sur les côtés de chaque contrefort et peut s'annuler sous le contrefort. Dans ce contexte et à l'aide du Logiciel Plaxis 3D, l'épure des sous-pressions sous le mur et le contrefort en fonction de l'espacement entre les contreforts ont été estimées et par la suite les hypothèses concernant les sous-pressions ont été vérifiées et discutées.

Mots clés: Barrage à contreforts, Sous-pressions, Infiltrations, Modélisation, Plaxis 3D.

### ملخص

تعتبر أساسات السد جزءاً من التهيئة الهيدروليكية التي تحظى باهتمام خاص طوال عمر الهيكل ولكن أيضاً قبل بنائه. الاستكشاف الجيولوجي المتعمق والتوصيف الميكانيكي والهيدروليكي ضروريان لتنفيذ مشروع السد، والتي بدونها يمكن أن تتراوح العواقب من تكلفة إضافية بسيطة إلى كارثة. المشكلة الرئيسية التي تواجه السدود هي ظاهرة ضغط المياه تحت السد. في الواقع، يكون الضغط الهيدروليكي تحت السد مرتفعاً جداً. نتيجة لذلك، قد يكون هناك تدفق للمياه بين الصخر والخرسانة أو في فواصل (شقوق في الصخر)، مما ينتج عنه قوة تصاعدية تتعارض مع وزن السد. بشكل عام، لا تعتبر سدود الدعامات معرضة للخطر مثل السدود الثقيلة. سيتم تخفيف أي ضغط على جانبي كل دعامة وقد يتم إلغاؤه أسفل الدعامات. في السياق وباستخدام برنامج Plaxis 2D، تم تقدير مخطط الارتفاعات تحت الجدار والدعامات وفقاً للتباعد بين الدعامات، وبعد ذلك تم فحص ومناقشة الفرضيات المتعلقة بقيمة الضغط تحت السد.

الكلمات المفتاحية: سد الدعامات، ضغط الرفع، التسرب، النمذجة، Plaxis 3D.



# Table des matières

INTRODUCTION .....	2
CHAPITRE I GENERALITES SUR LES BARRAGES .....	5
I.1 Introduction.....	5
I.2 Historique .....	5
I.2.1 L’Egypte.....	5
I.2.2 L’Extrême Orient :.....	6
I.2.3 Le moyen Age et les temps modernes : .....	6
I.3 les différents types des barrages : .....	8
I.3.1 Les barrages en béton et en maçonnerie : .....	8
I.3.1.2 Les barrages en béton compacté au rouleau BCR .....	10
I.3.2 Les barrages en remblai : .....	11
I.3.2.1 Barrage en terre : .....	12
I.3.2.2 BARRAGES EN ENROCHEMENTS : .....	13
I.4 Avantages et particularités des différents types de barrages .....	14
I.4.1 Barrage-poids .....	14
Avantages : .....	14
Particularités : .....	14
I.4.2 Barrage à contreforts .....	14
Avantages : .....	14
Particularités : .....	14
I.4.3 Barrage – voûte .....	15
Avantages : .....	15
Particularités : .....	15
I.4.4 Barrage en béton compacté au rouleau ( BCR ).....	15

Avantages : .....	15
Particularités : .....	15
I.5 Etude des infiltrations dans le barrage et dans ses fondations .....	16
I.6 Dispositifs de protection contre les effets de l'eau .....	17
I.6.1 Etanchéité du barrage .....	17
I.6.1.1 noyau .....	17
I.6.1.2 Masque amont .....	17
➤ Masque en béton de ciment .....	18
➤ Le masque en béton bitumineux .....	18
➤ Membranes souples .....	18
I.6.2 Etanchéité en fondation .....	19
I.6.2. 1 Écran d'injection .....	19
I.6.2.2 Les parois d'étanchéité .....	20
➤ Les parois en béton .....	20
➤ Les parois en béton plastique : .....	20
➤ Les parois aux coulis .....	21
I.7 Actions agissantes sur les barrages .....	21
Les actions se répartissent en trois catégories : .....	22
I.7.1 Actions permanentes .....	22
I.7.2 Actions variables .....	23
CHAPITRE II BARRAGES A CONTREFORTS .....	26
II.1 Introduction .....	26
II.2 Principes de conception .....	26
II.3 Charges .....	30
II.3.1 Poids propre .....	30
II.3.2 Pression hydrostatique .....	31

II.2.3 Pression de soulèvement.....	31
II.3. Hypothèses des diagrammes de sous-pressions .....	32
II.4. MODES DE DÉFAILLANCE .....	35
II.4.1 Renversement .....	36
II.4.2 Glissement .....	38
II.5 Avantages des barrages à contreforts .....	39
II.6 Inconvénients d'un barrage à contreforts.....	40
II.7 Conclusion.....	40
<b>CHAPITRE III MODELISATION NUMERIQUE DES BARRAGES EVIDES ET A</b>	
<b>CONTREFORTS .....</b>	<b>42</b>
III.1 Introduction.....	42
III .2 Présentation du Logiciel Plaxis 3D.....	42
III.3 Procédure de la modélisation numérique et cas étudié .....	43
III.4 Les conditions initiales et les conditions aux limites .....	45
III.5. Résultats et discussions.....	46
III .5.1 L'effet sur le débit de fuite .....	46
III.6 Stabilité .....	52
III .7 Conclusion .....	56
Conclusion Générale.....	58
Bibliographie.....	61

## Liste de figure

### Chapitre I :

Figure I. 1: Barrage de saad - el – kafara (d’après Schnitter ) .....	6
Figure I.2: Barrage de paskandaulpotha (d’aprèsSchnitter ).....	6
Figure I.3: Types de barrages des montagnes du Harz (d’après Schnitter ) .....	7
Figure I.4 : Barrage d’Almanza (Patrick le delliou .2003) .....	7
Figure I.5: Barrage d’Elche (Patrick le delliou .2003).....	8
Figure I.6: Les familles des barrages en béton.....	9
Figure I.7: Barrage voûte .....	9
Figure I.8: Barrage poids .....	10
Figure I.9: Barrage à contreforts .....	10
Figure I.10: Exemple de barrage BCR.....	11
Figure I.11: Type des barrages en remblais .....	12
Figure I.12: Barrage e homogène (Ministere de l’agriculture .1999 ) .....	13
Figure I.13: Barrage en enrochements (Ministère de l’agriculture,1999).....	13
Figure I.14: Trajectoire de l’eau à travers le barrage (Ministère de l’agriculture ,1999) .....	16
Figure I.15: Noyau en argile vertical et incliné .....	17
Figure I.16: Masque en membrane souple (Ministère de l’agriculture ,1999) .....	19
Figure I.17: Différentes actions appliquées sur un barrage (Azouz,2017) .....	21
Figure I.18: Action du poids propre du barrage (Madani,2015).....	22
Figure I.19: Action des sédiments sur le barrage.....	23
Figure I.20: Action de la poussée hydrostatique.....	24
Figure I.21: Action de la poussée hydrostatique en aval .....	24
Figure I.22: Action des sous-pressions( Madani,2015 ) .....	25

## **Chapitre II :**

Figure II 1: Barrages à contreforts .....	27
Figure II 2: Barrage à contreforts: dispositions générales (Anton J, Schleiss et Henri Pougatsch,2011).....	27
Figure II 3: Barrage à Multi-voûtes (Beni Behdel- Algerie) .....	28
Figure II 4: Barrage d'El k'sob:Barrage à voûtes multiples en béton armé. ....	28
Figure II 5: Le barrage à voûtes multiples de Grandval .....	29
Figure II 6: Distribution de la pression de soulèvement, selon Ridas (les directives suédoises pour la sécurité des barrages).....	31
Figure II 7:Hypothèse des diagrammes de sous-pressions .....	33
Figure II 8:Répartition de la sous-pression dans une tête de contrefort (selon Crespo, 1967) .....	34
Figure II 9: Répartition de la sous-pression pour un barrage à joints évidés (selon, Crespo 1967). ....	34

## **Chapitre III :**

Figure III 1: Section horizontale de la fondation d'un barrage évidé ou à contreforts.....	44
Figure III 2:Le modèle géométrique par PLAXIS 3D .....	45
Figure III 3:Schéma représentatif du maillage.....	46
Figure III 4:Vecteurs d'écoulement sous le barrage.....	47
Figure III 5: Variation du débit en fonction du paramètre s .....	47
Figure III 6: Sections A-A et B-B sous le mur .....	48
Figure III 7 : Forme de l'épure des sous-pressions sous le mur en fonction du paramètre s .....	48
Figure III 8: Les sous-pressions sous le mur en fonction du paramètre s.....	49
Figure III 9: Forme de l'épure des sous-pressions sous le mur section B-B en fonction du paramètre s. ....	49
Figure III 10: Sections C-C et D-D sous le contrefort.....	49
Figure III 11: Forme de l'épure des sous-pressions sous le mur section C-C en fonction du paramètre s .....	50
Figure III 12: Sections des sous-pressions à travers l'âme du contrefort section C-C.....	51
Figure III 13:: Forme de l'épure des sous-pressions sous le mur section D-D en fonction du paramètre s .....	52

Figure III 14: Epure de la sous-pression sous un section transversale du contrefort (D-D) .....	52
Figure III 15: Coefficients de stabilité en fonction du paramètre s .....	53
Figure III 16 : Déplacements totaux à la rupture selon Plaxis 3D .....	55
Figure III 17: Déplacements totaux à la rupture selon Plaxis 3D (suite) .....	55

## *Liste des tableaux*

### **Chapitre II :**

Tableau II 1: Comparaison entre les sous-pressions d'un barrage poids, barrage à joints évidés et barrage à contreforts (Crespo,1967).....	35
Tableau II 2: Facteurs de sécurité pour le renversement selon Ridas, (Svensk Energi, 2011). .....	37
Tableau II 3: Coefficients de frottement et coefficients de sécurité autorisés pour le glissement selon Ridas.....	39

### **Chapitre III :**

Tableau III 1: Débit de fuites pour les différents paramètres s .....	46
Tableau III 2: Coefficients de stabilité pour les différents paramètres s .....	52

# **Introduction Général**

## **INTRODUCTION**

Au fur et à mesure que les civilisations se développaient, les barrages ont été construits dans un but précis, comme retenir l'eau pour créer un réservoir de retenue et faire passer l'eau par-dessus ou à travers celui-ci lorsque cela est nécessaire ou lorsque l'eau est excédentaire [Saha Srabudhe, R.S, (2011):’]. Les ouvrages hydrauliques comme les barrages, les déversoirs, les aqueducs, les dalots, les vannes, les murs de soutènement, etc. sont soit fondés sur un sol rocheux non poreux, soit sur un sol poreux. La présence d'une différence de niveau d'eau entre l'amont et l'aval à travers le structure hydraulique entraîne des infiltrations ou des filtrations d'eau à travers le sol poreux sous la structure hydraulique. L'analyse des infiltrations à travers le sol nécessite le calcul de la sous-pression sous les ouvrages hydrauliques (El-Katib, (2010)).

Aujourd’hui, les fondations d’un barrage sont une partie de l’aménagement hydraulique qui reçoivent un soin et une attention toute particulière, tout au long de la vie de l’ouvrage mais également avant même sa construction. En effet, ce sont elles qui imposent en grande partie le type de barrage qu’il sera possible de construire sur un site donné. Une reconnaissance géologique et une caractérisation mécanique et hydraulique approfondies sont indispensables à la mise en œuvre d’un projet de barrage, sans quoi les conséquences peuvent aller du simple surcoût à la catastrophe.

Les barrages sont des ouvrages majeurs de génie civil, dont la rupture est un évènement extrêmement rare mais implique des conséquences désastreuses sur les plans économique, social, et environnemental, à cause du volume d’eau déversé à l’aval intervenant parfois sur des centaines de kilomètres.

Les barrages rigides sont particulièrement sensibles à la submersion, en raison de l’importante poussée hydrostatique qui s’exerce alors sur le parement amont du barrage et l’augmentation associée des sous-pressions. En effet, cela met en défaut la capacité de résistance en cisaillement du barrage, réalisée grâce à la sollicitation de la friction et de la cohésion avec la fondation ou le corps du barrage, par le poids propre de l’ouvrage (FERC 2014).

Raymond R. et al. (1994) a montré que le soulèvement peut être modélisé de plusieurs manières dans une analyse par éléments finis des barrages en béton. De plus, les pressions de soulèvement dans la roche et le béton et la rigidité relative des fondations ont un effet sur la mécanique de la rupture.

Le problème majeur que l'on rencontre avec les barrages est le phénomène de sous-pression. En effet, au pied du barrage la pression hydraulique est très importante. De ce fait, il peut y avoir des écoulements d'eau entre le rocher et le béton ou dans les diaclases (fissures dans la roche), ce qui produit une force ascendante qui s'oppose au poids du barrage. Cette force ascendante risque de lever le barrage, ce qui permettrait à l'eau de passer sous celui-ci et de l'emporter.

En général, les barrages à contreforts ne sont pas considérés à risque car autant que les barrage-poids. Toute pression de soulèvement sera relevée sur les côtés de chaque contrefort et peut s'annuler sous le contrefort. Dans ce contexte, notre travail vise à estimer l'épure des sous-pressions sous le mur et le contrefort en fonction de l'espacement entre les contreforts et par la suite vérifier les hypothèses concernant les sous-pressions.

L'analyse de sûreté structurale des barrages rigide par les modèles numériques, demande l'utilisation des outils appropriés, qui tiennent compte du comportement non linéaire de la structure et de l'interaction hydromécanique.

L'objectif de ce travail est d'orienter l'ingénieur vers une utilisation avertie des codes de calcul pour la modélisation des ouvrages.

Après une introduction générale, le présent mémoire est composé de trois chapitres:

- **Le premier chapitre** est consacré à la recherche bibliographique sur les barrages.
- **Le deuxième chapitre** présente le barrage à contreforts.
- **Le troisième chapitre** est consacré à la description générale du logiciel (Plaxis 3D) ainsi qu'aux résultats obtenus pour le cas d'étude et leur sensibilité aux variations de la géométrie de la fondation.

Enfin une conclusion générale est présentée pour synthétiser les principaux résultats.

# **CHAPITRE I GENERALITES SUR LES BARRAGES**

---

## CHAPITRE I GENERALITES SUR LES BARRAGES

### I.1 Introduction

Le dictionnaire définit le mot barrage de la façon suivante : « ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à assurer la régulation, soit à pourvoir à l'alimentation des villes en eau ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie ». (patrick le delliou,2003)

Les techniques de la fin du XIX ème et du début du XX ème 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 ème siècle a permis d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique.

### I.2 Historique

Il est très difficile de dire qui a construit le premier ouvrage de retenue d'autant qu'il est fort probable qu'il s'agissait d'un « tas de terre » dont il ne reste aujourd'hui aucune trace .la plupart des références historiques citées ci –après sont extraites d'un remarquable ouvrage écrit par Nicolas J.Schnitter (A History of Dams -The useful pyramids – Balkema -1994 ).

#### I.2.1 L'Egypte

Les premières références à des ouvrages hydraulique (sans doute des digues de diversion du Nil apparaissent vers -3000 ans près de Memphis.

Saad-el-kafara est le premier vrai barrage connu construit en Egypte vers 2600 ans avant J.C. il avait 14m de hauteur , 113m de longueur et créait une retenue de 500000 m<sup>3</sup> environ.

Sa structure était constituée d'une partie centrale imperméable (qu'on appellerait aujourd'hui un noyau ) avec deux épaulements en enrochements.

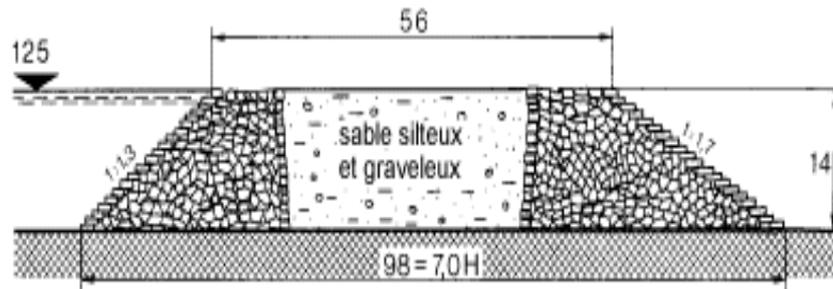


Figure I. 1: Barrage de saad - el – kafara (d’après Schnitter)

### I.2.2 L’Extrême Orient :

Il existe au Sri-lanka des barrages anciens remarquables, parfois entièrement en maçonnerie, le plus souvent en remblai homogène.

Le barrage de Paskanda Ulpotha ,construit en 300 ans avant J-C.et surélevé en 460 de notre ère , a constitué jusqu’en 1675 le record du monde de hauteur avec 34m .

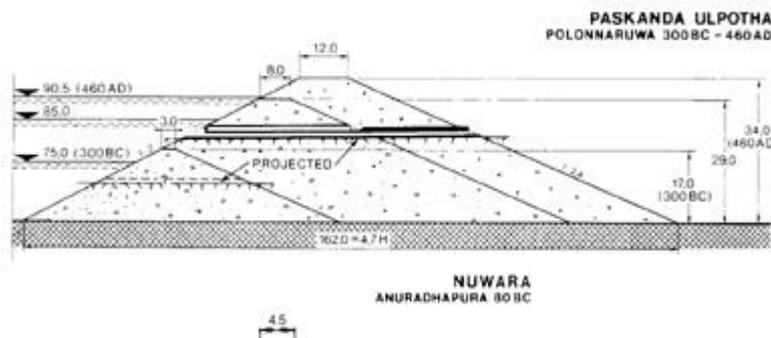


Figure I.2: Barrage de paskandaulpotha (d’aprèsSchnitter)

### I.2.3 Le moyen Age et les temps modernes :

En Europe, le développement de l’utilisation de l’énergie hydraulique (d’abord pour les moulins) est très rapide à partir du XIème siècle.

Ceci a nécessité la dérivation de rivières et la construction d’ouvrages de retenue souvent provisoires, en pierre, terre et bois. Parmi les plus remarquables, on peut citer :

Les barrages en remblai construits dans la région minière des montagnes du Harz en Allemagne.

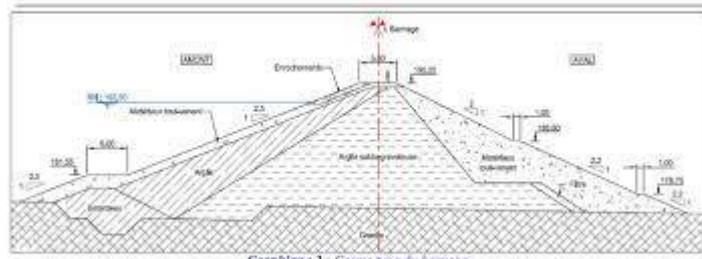


Figure I.3: Types de barrages des montagnes du Harz (d’après Schnitter )

Le barrage-poids très arqué de Almanza (Espagne) construit en 1384 et surélevé 200 ans plus tard (figure I.2.4);

Le barrage d’Elche, plus massif, considéré comme la première voûte construite en Europe depuis les romains (figure I.2.5).

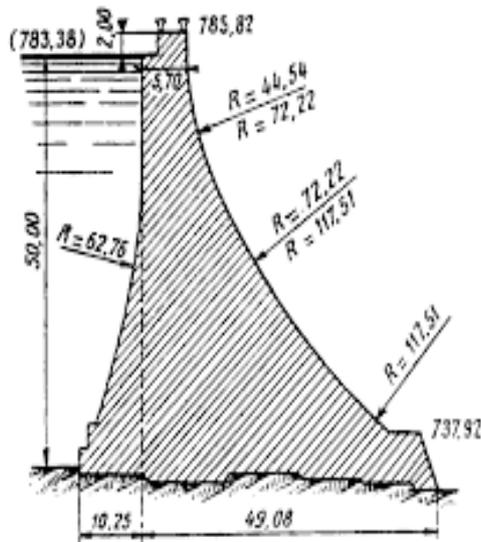
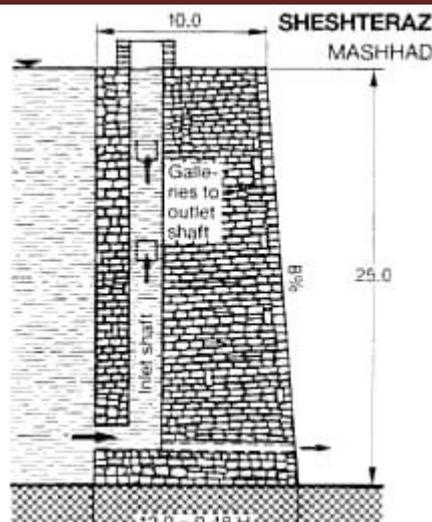


Figure I.4 : Barrage d’Almanza (Patrick le delliou .2003)



*Figure I.5: Barrage d'Elche (Patrick le delliou .2003)*

### I.3 les différents types des barrages :

Selon la nature du matériau de construction utilisé, on classe les barrages selon deux grandes catégories :

- les barrages en béton,
- les barrages en remblai (digues).

Certains anciens barrages, datant pour la plupart du XIX<sup>ème</sup> siècle, ont été réalisés en maçonnerie. Ils sont en règle générale assimilés aux barrages en béton, car par leur forme, ils peuvent presque toujours être classés parmi les barrage-poids. A cette classification, on peut ajouter les barrages hybrides ou composés. En effet, certains grands barrages peuvent comprendre des sections en béton et en remblai mises côte à côte. L'exemple fréquent est celui d'une construction en béton comportant un évacuateur de crue flanqué de barrages en remblai soit d'un côté soit de part et d'autre. Dans d'autres cas, la section de l'ouvrage est constituée de plusieurs types de matériaux. Il existe aussi des barrages où un remblai vient s'appuyer sur un mur en maçonnerie. En outre, il faut mentionner les barrages de retenue pour le stockage de stériles miniers. Ils sont constitués de remblais successifs dont les matériaux utilisés (sol naturel, stérile minier, débris de roche) sont de qualité variable

#### I.3.1 Les barrages en béton et en maçonnerie :

A part quelques exceptions (p. ex. barrages en rivières), les barrages en béton sont le plus souvent fondés sur une fondation rocheuse, de module de déformation élevé, Comme l'illustre la figure 3.1, on distingue trois grandes familles de barrages en béton, chacune comportant un certain nombre de sous-familles. (Anton J.Schleiss et Henri Pougatsch ,2011)

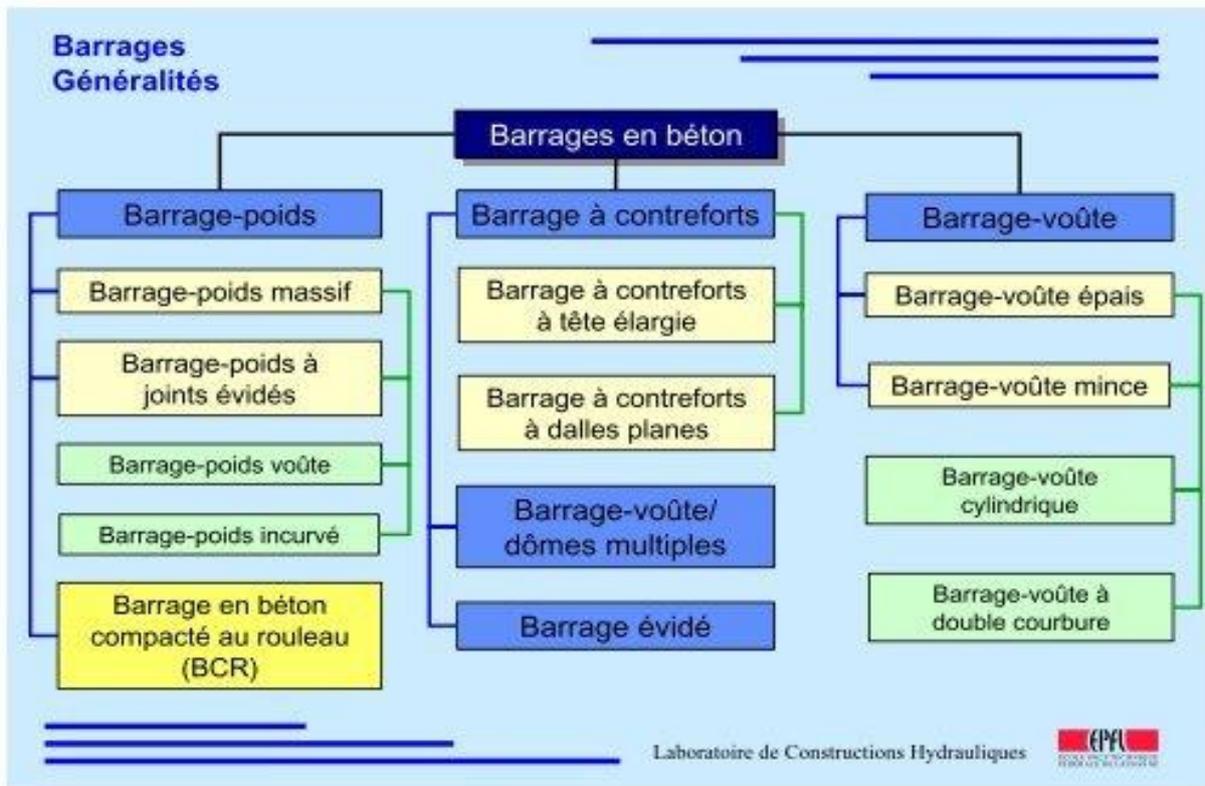


Figure I.6: Les familles des barrages en béton

Les trois types de barrages en béton se distinguent par leur forme, la nature de leur système statique et leur manière des'opposer à la poussée de l'eau.



Figure I.7: Barrage voûte



*Figure I.8: Barrage poids*



*Figure I.9: Barrage à contreforts*

### **I.3.1.2 Les barrages en béton compacté au rouleau BCR**

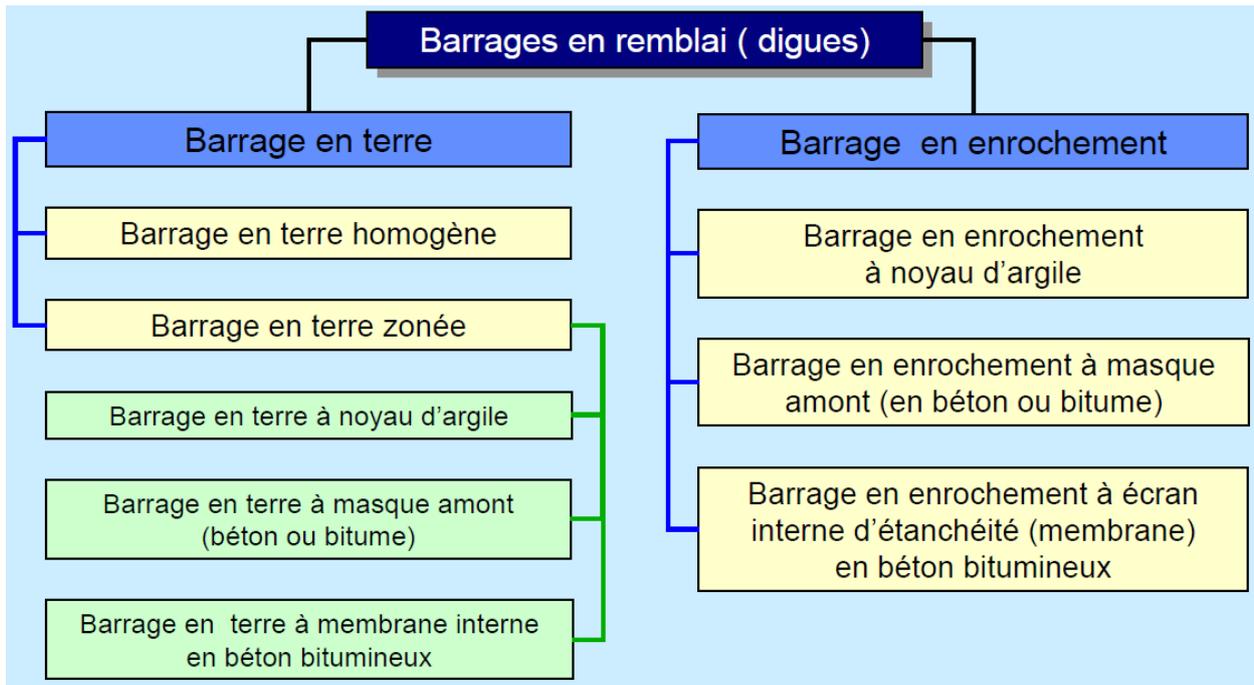
Depuis la fin des années 1970, une nouvelle technologie s'est développée pour optimiser la construction de barrage-poids : le béton compacté au rouleau BCR (Roller Compacted Concrete, RCC). La mise en place de béton BCR permet d'utiliser des bétons très secs, très faiblement dosés en ciment. Les résistances obtenues, particulièrement faibles, sont compatibles avec les exigences des barrage-poids qui s'opposent à la poussée de l'eau par leur poids propre. On exploite au mieux les propriétés du béton en mettant en œuvre des techniques de mise en place et de compactage qui sont issues des barrages en remblai, de façon à minimiser la main-d'œuvre nécessaire à la construction. (Anton J .Schleiss et Henri Pougatsch .2011)



*Figure I.10: Exemple de barrage BCR.*

### **I.3.2 Les barrages en remblai :**

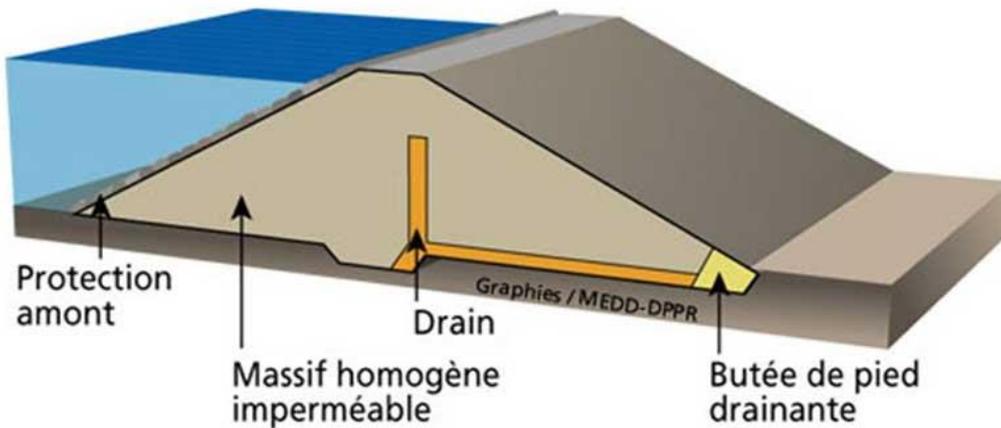
Les barrages en remblai ( digues ) sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage . On distingue deux catégories de barrages en remblai ( fig . 3.18 ) (Anton J .Schleiss et Henri Pougatsch .2011).



*Figure I.11: Type des barrages en remblais*

### I.3.2.1 Barrage en terre :

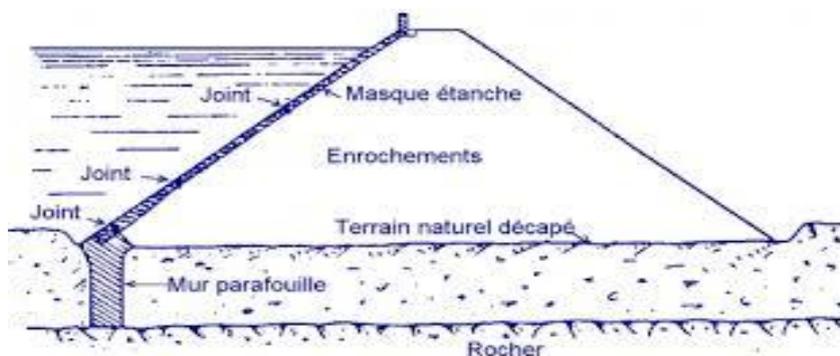
Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des chistes et grès tendres etc. Les volumes à mettre en œuvre pour la construction d'un barrage en terre sont en général importants : 5 à 15 fois plus que pour un barrage en béton du type poids susceptible d'être réalisé sur le même site. Le transport et la mise en œuvre des matériaux sont donc des éléments essentiels du prix de revient. Le transport sur de longues distances devient vite très onéreux. Sauf pour des matériaux particuliers, comme la terre destinée à la construction du noyau ou les enrochements de qualité, des distances de 2000 à 3000 m doivent être considérées comme le maximum envisageable. De fait, il est rare, sauf pour les petits ouvrages, de disposer sur place des matériaux permettant de bâtir une digue homogène. Le massif sera donc souvent constitué de plusieurs zones formées de terres de caractéristiques différentes.



*Figure I.12: Barrage e homogène (Ministere de l'agriculture .1999 )*

### I.3.2.2 BARRAGES EN ENROCHEMENTS :

Un barrage en enrochements est essentiellement un grand tas de gros cailloux . La fonction de résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids du massif . Mais le cas s'est pas imperméable par lui – même , et il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la part la plus délicate de l'ouvrage Ce type de barrage est souvent économique dans les régions d'accès difficile car il y a peu de transport à effectuer , les enrochements étant prélevés sur place . Il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à une pression modeste . On peut exécuter des ouvrages de moins de 40 m de haut sur des fondations alluvionnaires peu compressibles . Le barrage en enrochements comme le barrage en terre résiste très mal à la submersion. La revanche, c'est – à – dire la différence entre la côte des plus hautes eaux et celle du couronnement doit donc établie en conséquence et être d'au moins 1,50 m pour les petits ouvrages . Elle peut atteindre 5 à 6 m pour les grands.



*Figure I.13: Barrage en enrochements (Ministère de l'agriculture,1999)*

## I.4 Avantages et particularités des différents types de barrages

En guise de résumé, les avantages et particularités essentielles des principaux types de barrage sont énumérés ci-après (Anton J .Schleiss et Henri Pougatsch .2011) :

### I.4.1 Barrage-poids

#### Avantages :

- ✓ faibles contraintes dans le béton.
- ✓ faibles contraintes transmises au rocher.
- ✓ les variations de température ne produisent que des contraintes faibles.
- ✓ gradient des sous-pressions sous la fondation faible.
- ✓ évacuateur de crues peut facilement être intégré.

#### Particularités :

- ✓ volume d'excavation important.
- ✓ Volume de béton important.
- ✓ refroidissement artificiel nécessaire lors de la prise du béton.
- ✓ sous-pressions importantes sous la fondation.
- ✓ sensibilité aux tassements.
- ✓ Sensibilité aux seismes.

### I.4.2 Barrage à contreforts

#### Avantages :

- ✓ volume de béton plus faible que pour le barrage-poids.
- ✓ contraintes moyennes transmises au rocher.
- ✓ faibles sous-pressions sous la fondation.
- ✓ échauffement faible lors de la prise du béton.
- ✓ évacuateur de crues peut facilement être intégré.

#### Particularités :

- ✓ volume d'excavation important.
- ✓ Gradient des sous-pressions sous la fondation localement très important.
- ✓ contraintes de température peuvent être importantes dans la tête.

- ✓ risque limite de tassements.
- ✓ grande sensibilité aux séismes.

### **I.4.3 Barrage – voûte**

#### **Avantages :**

- ✓ volume de béton faible .
- ✓ volume d'excavation relativement limité .
- ✓ faibles sous – pressions sous la fondation .
- ✓ haute résistance au séisme .

#### **Particularités :**

- ✓ contraintes importantes dans le béton .
- ✓ contraintes importantes dans le rocher sous la fondation .
- ✓ efforts transmis obliquement aux appuis latéraux .
- ✓ sensibilité limitée aux tassements ( hyperstaticité ) .
- ✓ échauffement durant la prise du béton pouvant nécessiter des mesures particulières .
- ✓ gradient de sous – pression sous la fondation important .
- ✓ drainage des fissures des massifs d'appui devant être rigoureusement traité .
- ✓ difficultés d'intégration de l'évacuateur de crues dans le barrage .

### **I.4.4 Barrage en béton compacté au rouleau ( BCR )**

#### **Avantages :**

- ✓ faible dosage en ciment .
- ✓ teneur en eau réduite.
- ✓ surface de coffrage restreinte
- ✓ exécution rapide .
- ✓ emprise réduite par rapport au barrage – poids .
- ✓ mise en place sur grande surface par couches minces .
- ✓ faible coût de construction.

#### **Particularités :**

- ✓ requiert des fondations sur rocher.
- ✓ mise en place et compactage identiques aux barrages en remblai.
- ✓ limitation des percolations par la mise en place d'un revêtement du parement amont.

- ✓ pas de système de refroidissement artificiel du béton.
- ✓ bonne résistance en cas de séisme, de submersion.

## I.5 Etude des infiltrations dans le barrage et dans ses fondations

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration d'eau. L'étude des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments suivants

a) La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique (f III.5a). Cette ligne délimite la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

B) La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentielles, de lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et des fondations (fig. III.4). La position de la ligne de saturation et la connaissance des pressions interstitielles sont utiles pour le calcul de stabilité de l'ouvrage.

C) Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut s'obtenir à partir du réseau de lignes de courant, orthogonales aux lignes équipotentielles. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage (Fig. III.4).

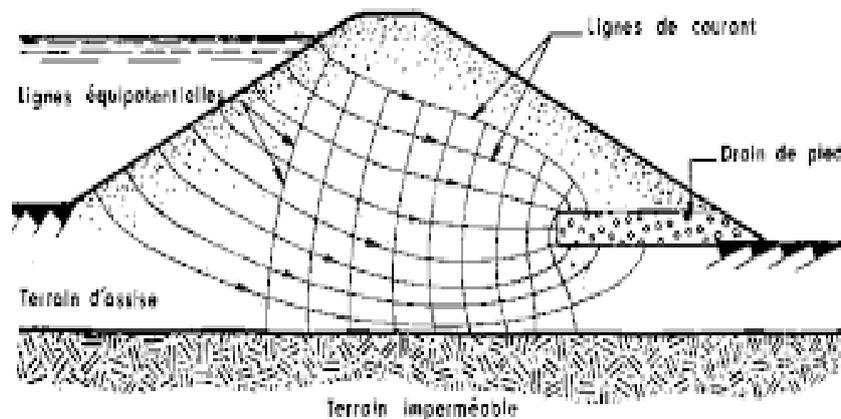


Figure I.14: Trajectoire de l'eau à travers le barrage (Ministère de l'agriculture, 1999)

## I.6 Dispositifs de protection contre les effets de l'eau

### I.6.1 Etanchéité du barrage

Lorsque la terre du remblai n'est pas suffisamment imperméable pour constituer un barrage homogène, les techniques le plus couramment mises en œuvre sont les noyaux en matériau argileux compacté les masques amont en béton de ciment ou bitumineux. Il existe néanmoins d'autres techniques plu récentes telles que paroi moulée, membranes souples etc. (Ministère de l'agriculture ,1999)

#### I.6.1.1 noyau

Un noyau d'étanchéité constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion de matériaux fins lui conférant une faible perméabilité, Lorsque ce matériau est introuvable sur le site, on peut avoir recours à des matériaux de substitution telles qu'une paroi moulée ou bien une superposition de couches de béton bitumineux ou d'asphalte (figure I.5)(Djemili. L, 2006 ; J. M. Durand, 1999).

Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton au ciment ou bitumineux

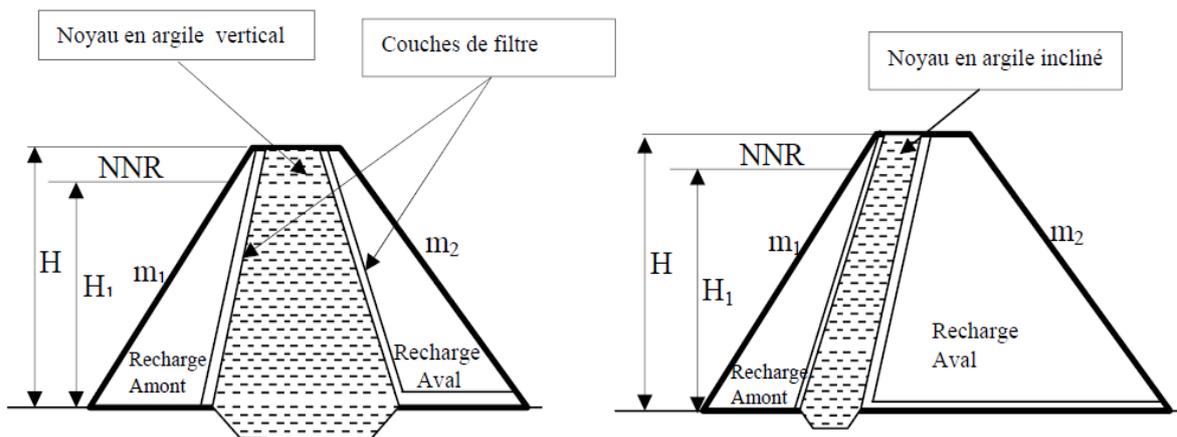


Figure I.15: Noyau en argile vertical et incliné

#### I.6.1.2 Masque amont

Les masques d'étanchéité amont sont généralement posés sur une forme drainante établie sur le parement amont du barrage. L'organe d'étanchéité proprement dit doit être la plupart du temps protégé .

**➤ Masque en béton de ciment**

Le type de masque amont le plus ancien est le masque en béton de ciment. Ce type de masque ne convient pas aux barrages en terre, relativement souples, du fait de la rigidité du masque qui suit mal

les déformations du barrage. En outre les masques en béton de ciment sont sensibles aux agressions extérieures et notamment à celle de l'eau dont les caractéristiques chimiques doivent être prises en compte.

**➤ Le masque en béton bitumineux**

Le masque en béton bitumineux est en général très efficace du point de vue de l'étanchéité. Il est d'autre part suffisamment élastique et plastique pour suivre les déformations du massif qui le supporte sans se dégrader. Il est néanmoins sujet au fluage et doit être protégé contre le vieillissement. Il est assez aisément réparable en cas de déchirure.

**➤ Membranes souples**

Les membranes souples constituent des procédés d'étanchéité relativement récents qui peuvent s'accommoder aux déformations parfois importantes du massif support. Certaines d'entre elles offrent une assez bonne résistance chimique et mécanique. Toutefois elles sont généralement sensibles aux poinçonnements et aux chocs pouvant provoquer des déchirures, ce qui conduit à interdire les supports à grains anguleux et à limiter la vitesse de l'eau à leur contact.

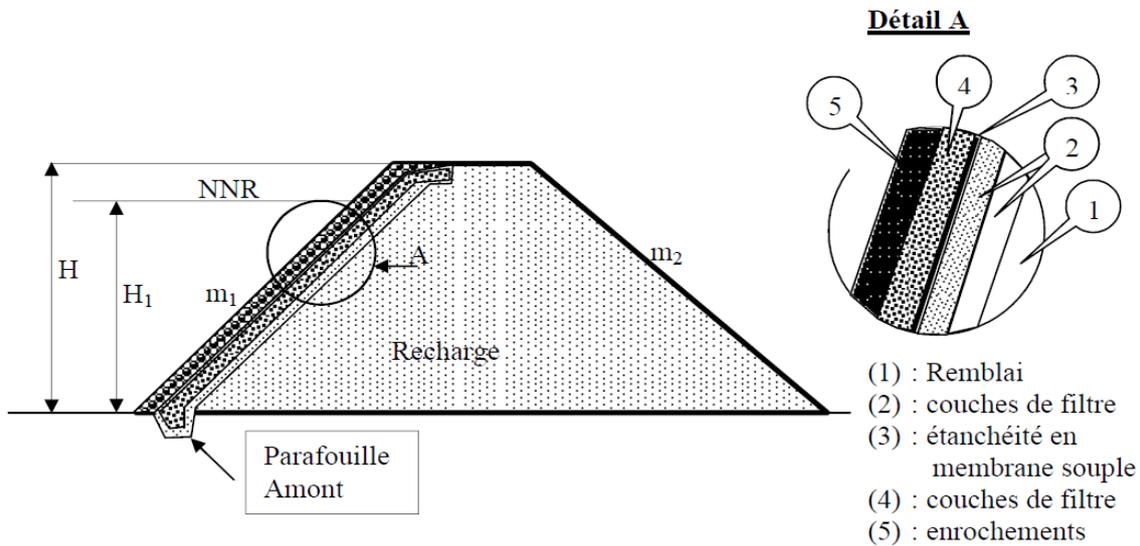


Figure I.16: Masque en membrane souple (Ministère de l'agriculture ,1999)

## I.6.2 Etanchéité en fondation

Pour parfaire, voire créer, une étanchéité suffisante sous le barrage, et donc limiter les écoulements, on réalise un écran d'étanchéité. Celui-ci peut être réalisé par un voile d'injection dans la fondation ou par une paroi mince, généralement en béton. Des systèmes mixtes sont tout à fait concevables paroi étanche en partie supérieure prolongée par un voile d'injection. L'implantation de l'écran d'étanchéité dépend très étroitement du type de barrage. Naturellement, la mise en place d'un organe d'étanchéité va de pair avec une réflexion concernant le drainage aval. Inversement, on peut aussi compléter l'étanchéité en fondation en réalisant un tapis étanche en fond de retenue à l'amont immédiat du barrage qui a pour but de prolonger les chemins de percolation. Il faut alors étancher le joint entre le tapis et le barrage. (Patrick le delliou,2003.)

### I.6.2.1 Écran d'injection

C'est de loin la technique la plus répandue pour étancher la fondation. Le voile est constitué de multiples forages situés dans un même plan. Ces forages ne sont pas nécessairement parallèles afin d'ajuster leur orientation en fonction de la présence d'une galerie ou pour recouper au mieux certains plans de faiblesse à injecter. On peut aussi concevoir des voiles multilinéaires. La profondeur du voile est commandée par la nature, l'épaisseur et la perméabilité des terrains sous le barrage. Le voile descend jusqu'au très bon rocher si celui-ci est à une profondeur raisonnable. On procède

habituellement à des forages et injections en plusieurs phases avec des forages primaires entre lesquels sont réalisés des forages secondaires et , si nécessaire tertiaires (Patrick le delliou ,2003) .

### I.6.2.2 Les parois d'étanchéité

Les écrans étanches sont des structures enterrées destinées à réduire, empêcher ou détourner des écoulements souterrains ou établir une coupure imperméable pour isoler un site. Ils sont utilisés à titre provisoire et définitif pour réaliser soit des ouvrages hydrauliques soit des ouvrages de protection de l'environnement (C.I.M béton, 2004).

Elles peuvent être utilisées à titre définitif pour assurer l'étanchéité de digues, de rivières, de canaux ou de barrages. L'étanchéité complète de l'écran est garantie en le prolongeant et en assurant un ancrage dans une couche inférieure imperméable.

#### ➤ Les parois en béton

La réalisation d'une paroi en béton destinée à garantir l'étanchéité comporte deux étapes principales. Après la phase de perforation sous boue de bentonite, la tranchée est bétonnée. Les parois sont constituées par la juxtaposition de panneaux élémentaires : primaires, secondaires, ce sont les panneaux forés entre deux panneaux primaires déjà bétonnés, et successifs, perforés contre un seul panneau déjà bétonné. Les profondeurs de 35 à 50 m sont courantes, selon l'outil d'excavation on peut descendre jusqu'à 150 m. Les longueurs usuelles des panneaux sont voisines de 5 à 6 m. Les largeurs varient entre 0,50 et 1,50 m, les plus fréquentes sont 0,60 et 0,80 m (*D.Gouvenot et F.D. Bourgeois*).

La réalisation de paroi d'étanchéité en béton dans le cadre de la réparation d'ouvrage est une technique très employée aux Etats Unis (Graybil.K, Levallois.J; 1991).

#### ➤ Les parois en béton plastique :

Comme dans le cas de la paroi en béton, le bétonnage est fait par un tube plongeur. Le béton utilisé est un mélange plastique (ciment, granulats, argile et eau) de composition étudiée en fonction des objectifs : résistance minimale et module maxima notamment.

Pour garantir une forte déformabilité au matériau, il faut que les grains des divers agrégats ne soient pas jointifs et que la résistance mécanique ne soit pas trop élevée. Ce résultat est obtenu par l'utilisation de formulations à la fois pauvre en ciment et riche en eau, le rapport pondéral ciment/eau est généralement compris entre 0,15 et 0,25. Mais le béton ainsi constitué est instable, de l'argile ou

de la bentonite est alors incorporée à ce mélange afin de le stabiliser. L'argile apporte également à ce béton des caractéristiques d'étanchéité élevées (D.Gouvenot et F.D. Bourgeois).

### ➤ Les parois aux coulis

Lors de la réalisation de telle paroi, un seul fluide est utilisé. A l'état fluide, il présente des caractéristiques voisines de celles de la boue bentonitique. Celles-ci évoluent lentement en fonction du temps pour atteindre un état solide et stable. Ce fluide est en général un coulis bentonite ciment, mais un grand nombre de coulis est disponible aujourd'hui, en fonction des propriétés requises pour la paroi essentiellement. Ces coulis sont constitués de bentonite et de ciment auquel on adjoint des additifs minéraux spécifiques qui permettent essentiellement de réduire la perméabilité des écrans et/ou d'en augmenter la durabilité (D.Gouvenot et F.D. Bourgeois).

## I.7 Actions agissantes sur les barrages

Un barrage doit résister à des contraintes impressionnantes qu'il est important de les connaître pour pouvoir comprendre son fonctionnement, ils peuvent intervenir non pas à sa conception et son dimensionnement mais aussi au comportement et à la stabilité du barrage. La figure (II.1) illustre les différentes sollicitations agissantes sur un barrage

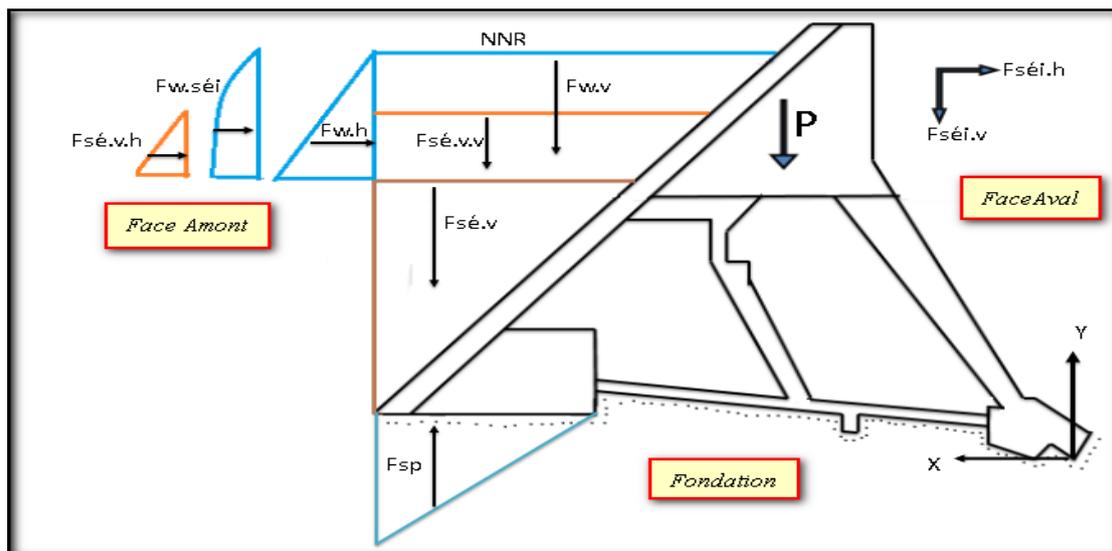


Figure I.17: Différentes actions appliquées sur un barrage (Azouz,2017)

## Les actions se répartissent en trois catégories :

### I.7.1 Actions permanentes

Elles sont le poids propre du barrage et la poussée des sédiments, la poussée d'une recharge aval et l'action de tirants précontraints. Elles sont prises en compte dans les calculs à partir de leur valeur caractéristique: celle-ci correspond à une estimation prudente de l'intensité de l'action et intègre donc la sécurité sur l'intensité des actions permanentes.

#### ✓ Poids propre du barrage ( $P_0$ ) :

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité. On adopte pour la valeur caractéristique du poids propre,

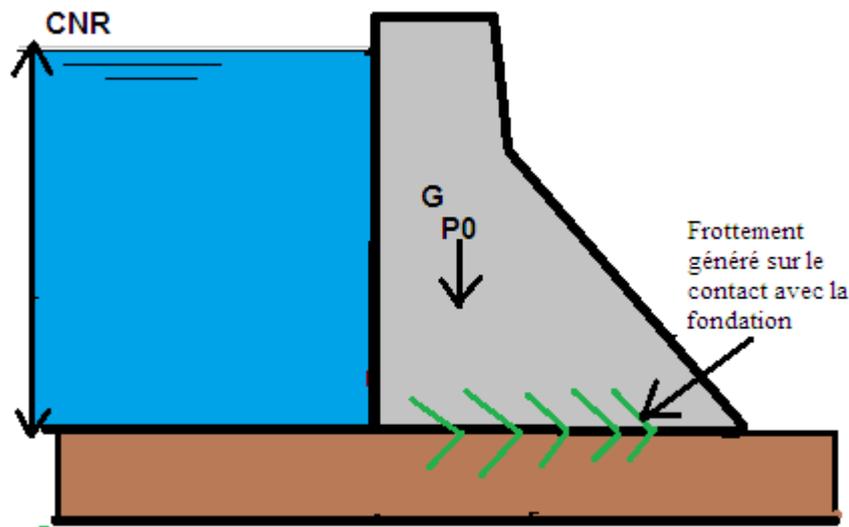


Figure I.18: Action du poids propre du barrage (Madani,2015)

#### ✓ Poussée des sédiments ( $F_{sed}$ ) :

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau pesant et frottant, défini donc par son poids volumique déjaugé ( $\gamma'_{sed}$ ) et son angle de frottement interne ( $\varphi_{sed}$ ), et venant interagir comme un milieu extérieur au barrage exerçant une action de poussée sur le parement amont.

Il peut se calculer avec la formule suivante, issue de la théorie de Rankine:

$$F_{sed} = 0.5 \gamma_{sed} \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi_{sed}/2) \quad I.1$$

$H_{sed}$  : Hauteur des sédiments consolidés.

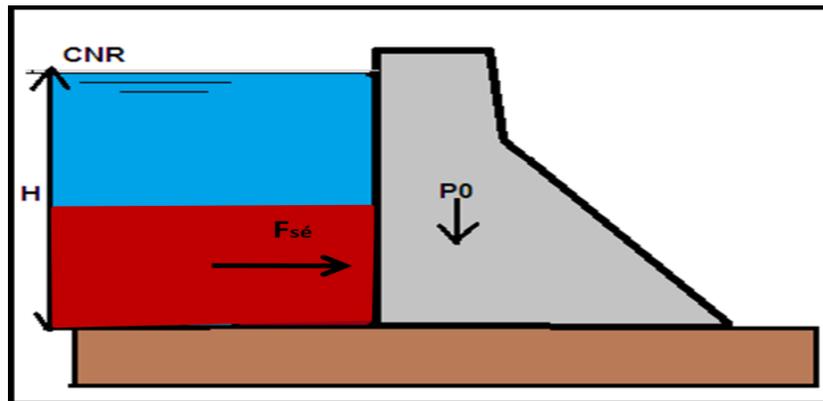


Figure I.19: Action des sédiments sur le barrage.

### I.7.2 Actions variables

Les poussées hydrostatiques amont, l'action des sous-pressions sont évaluées dans les différentes situations de l'étude. Pour le calcul des actions de l'eau, on détermine leurs valeurs représentatives directement dans les différentes situations, en examinant dans chacune des situations les niveaux de remplissage de la retenue.

#### ➤ Poussée hydrostatique ( $F_w$ ) :

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau. C'est une force qui se décompose en deux composantes :

✓ Composante horizontale ( $F_{wh}$ ) exercée par l'eau sur sa surface immergée. On introduit l'expression de la pression suivante :  $F_{wh} = 0.5 \gamma_w \cdot h_w^2 \cdot B$  I.2

Avec  $\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\text{kN/m}^3$ ),

$h_w = Z_1$ : Hauteur d'eau (m).  $B$ : Largeur du barrage (m).

✓ Composante vertical ( $F_{wy}$ ) :  $F_{wy} = \gamma_w \cdot V$  I.3

Avec  $V$  : Volume d'eau qui se trouve au-dessus de la face amont du barrage ( $\text{m}^3$ )

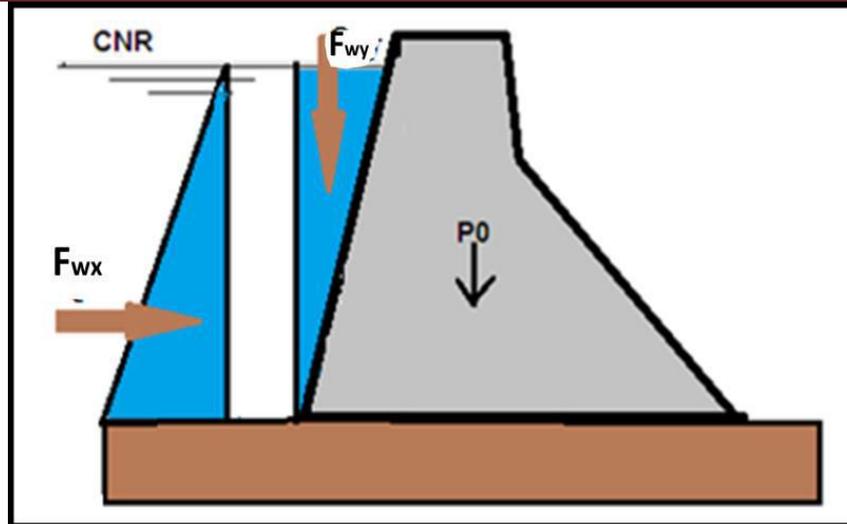


Figure I.20: Action de la poussée hydrostatique.

➤ **Poussée hydrostatique en aval  $F'_w$  :**

Parmi les conséquences de la poussée hydrostatique, une retenue se forme à l'aval et peut être agissante sur le barrage, sa valeur  $F'_w$  n'est pas de même importance que  $F_w$  mais on la prend en considération comme action agissante.

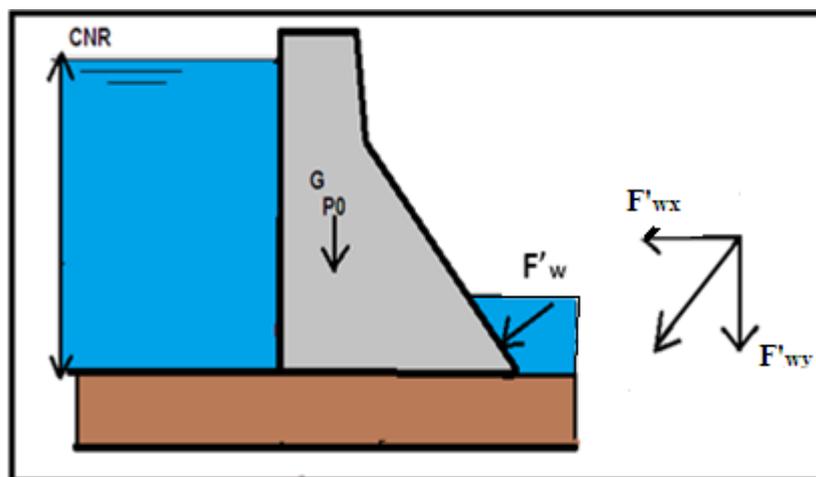


Figure I.21: Action de la poussée hydrostatique en aval

➤ **Action des sous-pressions ( $F_{sp}$ ) :**

Le principe de calcul repose sur la détermination du diagramme des sous-pressions agissant sous le corps du barrage, dans l'interface barrage - fondation. Ce diagramme fixe l'intensité de la poussée des

sous-pressions, soit sur les sections horizontales dans le corps du barrage, soit dans l'interface barrage-fondation, soit le long de joints rocheux dans les fondations.

Les incertitudes sur l'intensité de l'action des sous-pressions sont importantes et sont liées essentiellement aux propriétés intrinsèques du site, des matériaux et des dispositifs visant à réduire les sous-pressions (stratification de la roche de fondation, perméabilité des matériaux, qualité du voile d'injection, conception du système de drainage, etc.).

Il convient donc de retenir, pour le calcul de l'intensité des sous-pressions, des hypothèses prudentes, raisonnablement envisageables. Il est nécessaire de s'assurer, par l'auscultation, du respect au cours de la vie de l'ouvrage de la validité des hypothèses de projet adoptées pour les sous-pressions.

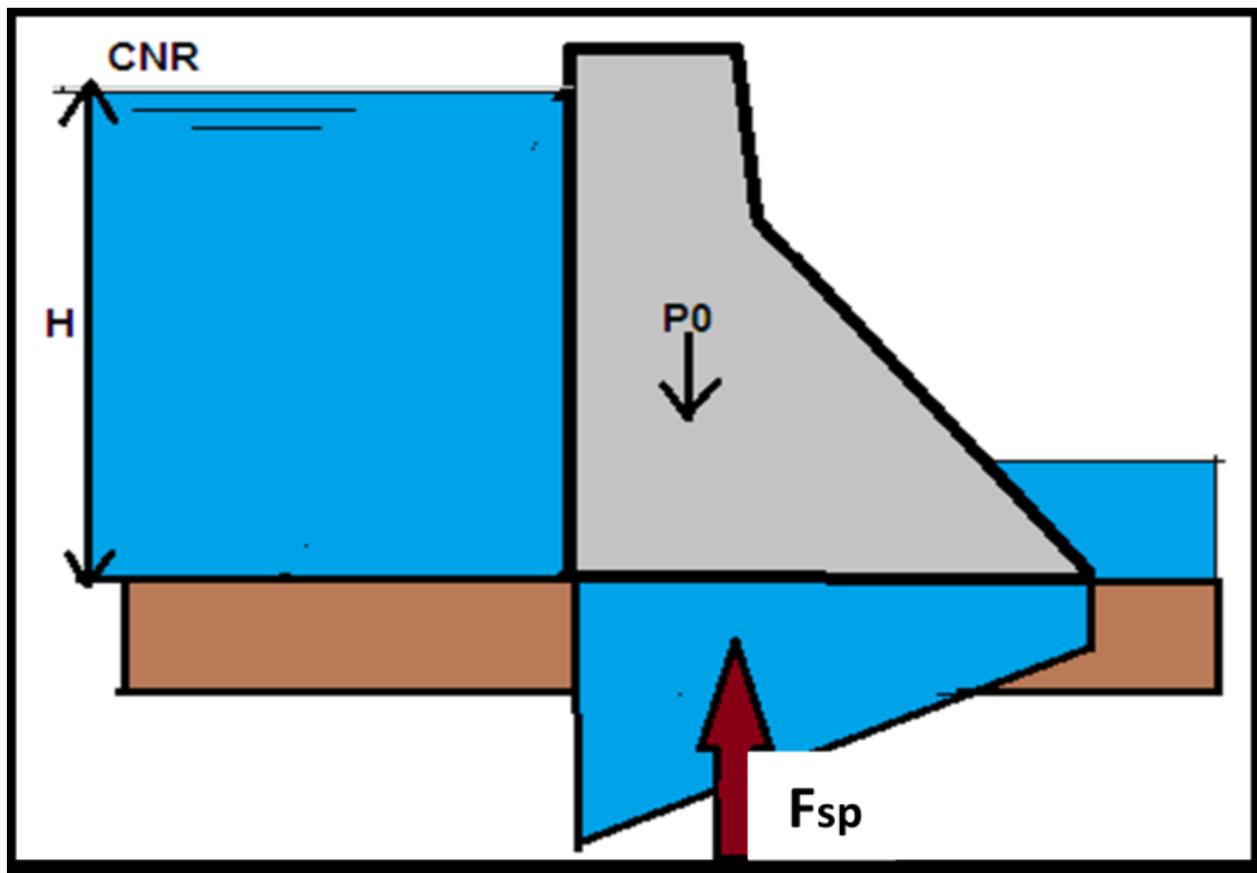


Figure I.22: Action des sous-pressions ( Madani, 2015 )

Toutefois, certaines configurations peuvent donner des hypothèses plus défavorables sur la répartition des sous-pressions, qu'il faudra alors prendre en considération: En absence de drainage dans la fondation, le diagramme réel des sous-pressions peut être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval ;

- Lorsque le corps du barrage présente des fissures depuis le parement amont vers l'aval (pour des raisons a priori quelconques), on considère que la pleine sous-pression s'introduit dans la fissure. On adopte ensuite une répartition trapézoïdale du diagramme de l'extrémité aval de la fissure jusqu'au parement aval ;

- Certaines situations dans le corps du barrage relèvent de cas particuliers : parement aval colmaté par de la calcite, rejointoiement trop parfaitement étanche de ce parement,...

## ***CHAPITRE II***

### ***BARRAGES A CONTREFORTS***

## **CHAPITRE II BARRAGES A CONTREFORTS**

### **II.1 Introduction**

Le premier barrage à contreforts a été construit lors du premier siècle de notre ère. Les contreforts servaient, dans ce cas-là, à soutenir le mur principal du barrage. Depuis cette époque, d'autres barrages du même type ont été construits avec des formes plus affinées. Ces barrages ont été construits pour barrer des vallées trop larges pour y placer des barrages voûtes, et afin d'éviter de devoir construire des barrages poids trop importants en taille ainsi qu'en coût. Ces barrages à contreforts sont donc bien adaptés aux vallées larges avec une fondation rocheuse d'une bonne qualité.

Un barrage à contreforts comporte une série de murs parallèles de profil triangulaire, plus ou moins épais ou espacés, et orientés dans le sens de la vallée. Ces murs résistent à la pression de l'eau grâce au même type d'équilibre statique que les barrages poids.

### **II.2 Principes de conception**

Un barrage à contreforts en béton est constitué de plusieurs monolithes en béton, placés côte à côte et séparés par des joints de retrait. Chaque monolithe a deux éléments structurels connectés, une plaque frontale inclinée relativement mince qui est exposée à la pression hydrostatique et un mur de contrefort qui supporte la plaque frontale et transfère les forces hydrostatiques à la fondation.

La poussée de l'eau est transmise aux contreforts grâce à une bouchure (plaque frontale) placée entre chaque contrefort. La bouchure peut être composée d'une dalle plane en béton, d'un élargissement du contrefort vers l'amont ou d'une voûte de faible portée.

Les contreforts servent donc à maintenir la stabilité du barrage et on leur donne en général une forte inclinaison vers l'amont. Cette disposition a l'avantage de faire participer le poids de l'eau à la stabilité, ce qui permet de diminuer le poids du barrage et donc du volume de béton à utiliser.

L'inclinaison de la plaque frontale entraîne une stabilité accrue en raison de la pression hydrostatique verticale supplémentaire, tandis que la plaque frontale et le contrefort relativement minces entraînent une pression de soulèvement relativement faible en comparaison avec des barrage-poids. (Ansell et al., 2007)

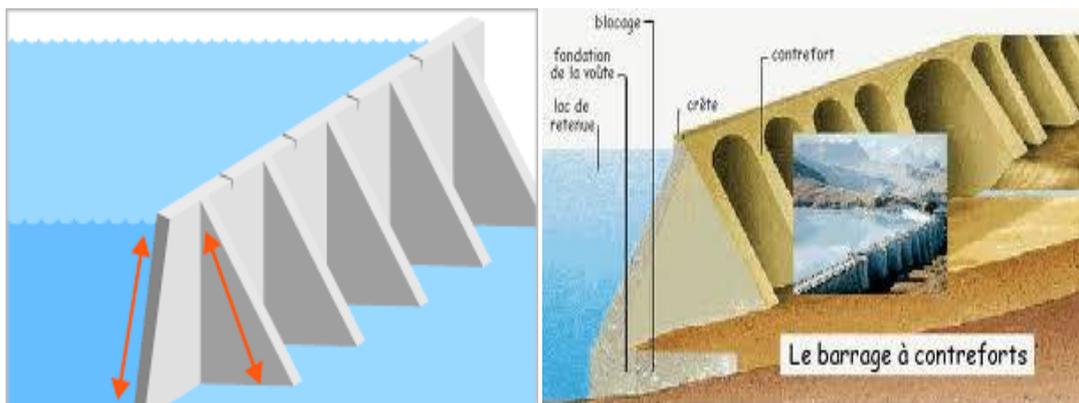


Figure II 1: Barrages à contreforts

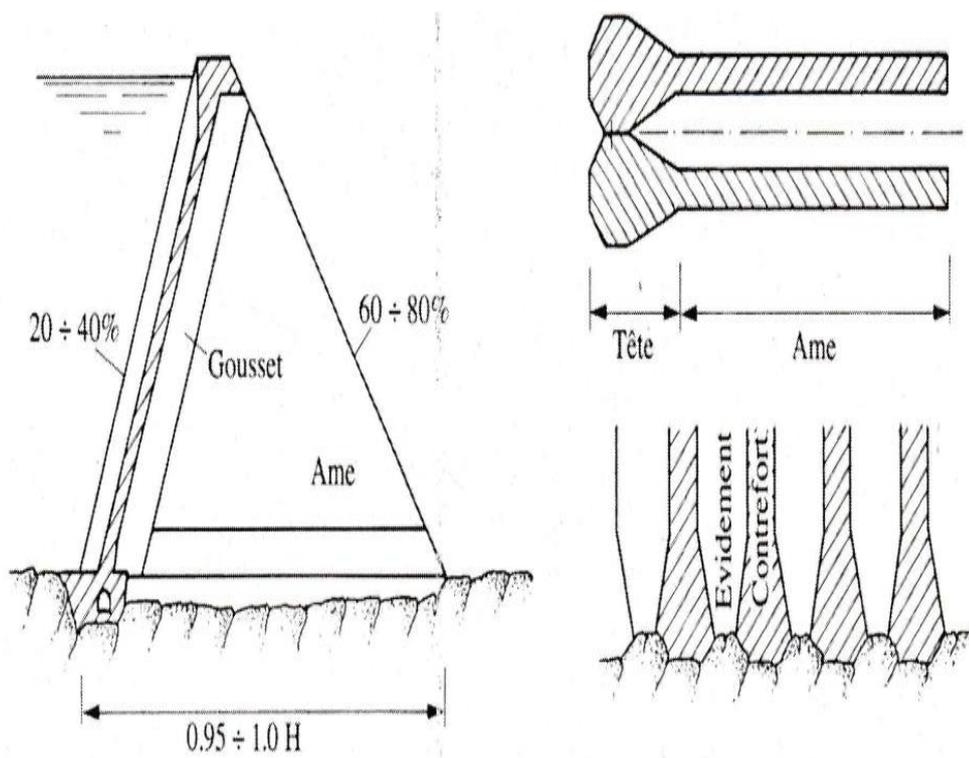
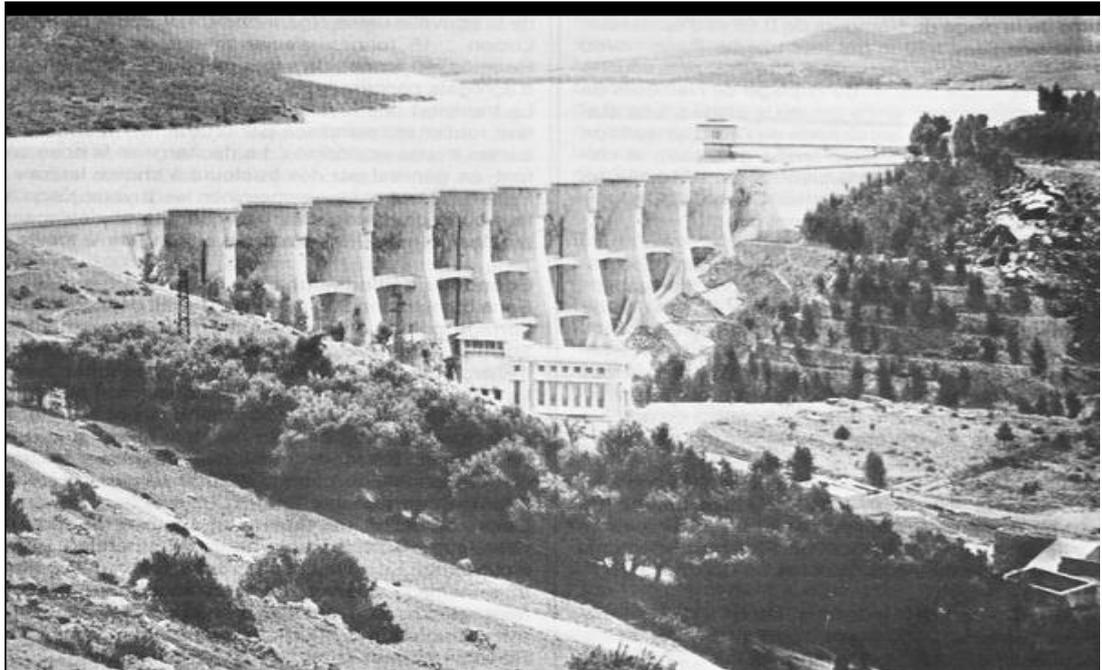


Figure II 2: Barrage à contreforts: dispositions générales (Anton J, Schleiss et Henri Pougatsch,2011)



*Figure II 3: Barrage à Multi-voûtes (Beni Behdel- Algerie)*



*Figure II 4: Barrage d'El k'sob: Barrage à voûtes multiples en béton armé.*

Il existe différents types de barrages à contreforts ; ces types varient principalement par rapport à la forme de la bouchure entre les contreforts. Le type le plus répandu est le barrage à voûtes multiples. Ceux-ci possèdent le plus souvent des contreforts de quelques décimètres d'épaisseur

espacés de cinq ou six mètres, ou encore des contreforts espacés de plus d'une dizaine de mètres mais qui sont nettement plus épais. Si les espacements ne sont pas assez importants, les personnes chargées de la fouille des contreforts seront dans l'obligation de dégager la totalité de la fondation. D'ailleurs, un des premiers barrages à voûtes multiples construit au monde, possède des contreforts relativement espacés. En France par contre, les premiers barrages à contreforts qui ont été construits possèdent des voûtes très minces et des contreforts peu espacés.



*Figure II 5: Le barrage à voûtes multiples de Grandval*

Les plus grands barrages à contreforts suédois par exemple mesurent jusqu'à 40 m de haut et peuvent comprendre jusqu'à 100 monolithes. Les contreforts des monolithes les plus hauts mesurent environ 30 m à 35 m de large à la fondation avec une épaisseur allant jusqu'à 2 m tandis que la bouchure frontale mesure 8 m à 10 m de large et avec une épaisseur variable, d'environ 2,5 m à la fondation à 1,0 m à la crête du barrage. (Ansell et al., 2010)

Le principal avantage de la construction d'un barrage à contreforts est la moindre quantité de béton nécessaire par rapport à un barrage-poids, car un barrage à contreforts nécessite moins de 50 % du béton nécessaire pour un barrage-poids de même hauteur. Par conséquent, les barrages à contreforts conviennent aux fondations de faible qualité qui ne seraient pas en mesure de supporter le poids d'un barrage-poids, mais une pression plus élevée est attendue en raison d'une zone de contact plus petite.

Malgré les économies de béton, un barrage à contreforts n'est pas nécessairement moins cher qu'un barrage-poids en raison de l'augmentation de la quantité de travail et des matériaux de coffrage et de renforcement. (Bergh, 2014) (Ansell et al., 2007).

### **II.3 Charges**

Un barrage en béton doit résister à différents types de charges. Selon Ridas, les charges à prendre en compte en Suède sont les suivantes :

- Poids propre.
- Pression hydrostatique due à la fois à l'eau d'amont et d'aval.
- Pression de soulèvement.
- Charge de glace.
- Pression de terre.
- Charges de trafic.
- Charges dues aux variations de température, au retrait et au fluage.

En outre, les autres charges qui doivent être prises en compte, le cas échéant, sont en particulier les charges sismiques et les charges sédimentaires. (Westberg, 2010)

Une description des charges considérées se trouve dans les sous-sections suivantes.

#### **II.3.1 Poids propre**

Le poids propre d'un barrage est normalement la force stabilisatrice dominante. Lors de la conception de nouveaux barrages, la masse volumique du béton armé,  $\rho_b$ , doit être prise égale à 2300 kg/m<sup>3</sup>, à moins que les résultats des essais de matériaux ne donnent une valeur différente. Lors de l'analyse de barrages plus anciens, la densité doit être obtenue avec des essais de matériaux. (Svensk Energi, 2011)

Le poids total d'un barrage est calculé à l'aide de l'équation (II.1).

$$F_g = \rho_b g V_b \quad (\text{II.1})$$

où,

$F_g$  : est la force de gravité résultante de la structure du barrage.

$g$  : est l'accélération gravitationnelle,  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ .

$V_b$  est le volume du béton armé.

**II.3.2 Pression hydrostatique**

La pression hydrostatique,  $p_w$ , est normalement la force statique externe dominante agissant sur les grands barrages. La pression hydrostatique, à la fois en amont et en aval, doit être prise en compte en utilisant les combinaisons les plus défavorables des deux. (Svensk Energi, 2011)

La pression hydrostatique est calculée à l'aide de l'équation (II.2).

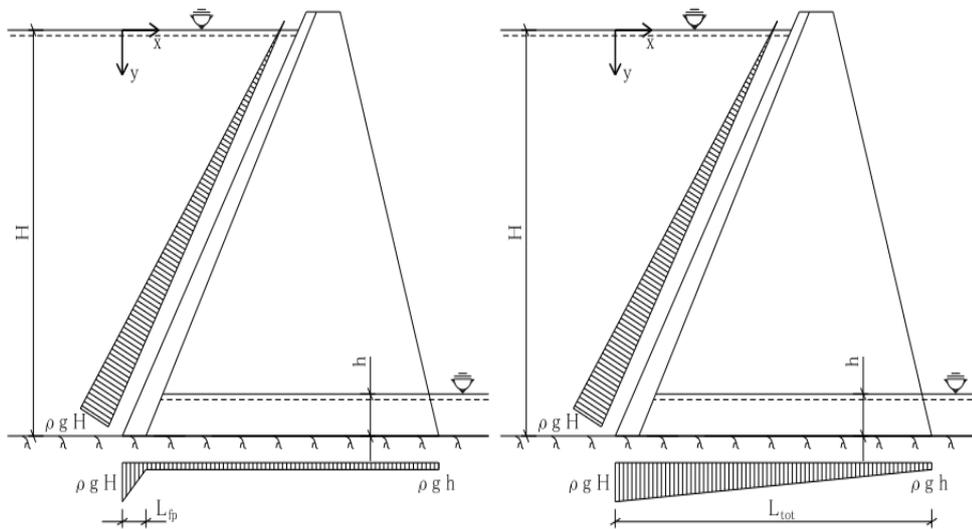
$$P_w(y) = \rho_w g y \quad (II.2)$$

où,  $\rho_w$  est la masse volumique de l'eau,  $\rho_w = 1000 \text{ kg=m}^3$ .

$y$  est la profondeur sous le niveau de l'eau, m.

**II.2.3 Pression de soulèvement**

La pression de soulèvement agissant sur un barrage à contreforts est, selon Ridas (les directives suédoises pour la sécurité des barrages), supposée décroître linéairement de la pression hydrostatique maximale en amont à la pression hydrostatique en aval.



(a) Épaisseur du contrefort > 2 m (b) Épaisseur du contrefort < 2 mètres

**Figure II 6: Distribution de la pression de soulèvement, selon Ridas (les directives suédoises pour la sécurité des barrages)**

Si l'épaisseur du contrefort est inférieure à environ 2 m, la pression de sous-pression agissant sur le contrefort ne peut être considérée que comme la pression de l'eau d'aval. Si l'épaisseur est supérieure à celle-ci, on peut supposer que la répartition de la pression varie linéairement du talon à la pointe du monolithe, voir Figure II.6. Ce critère ne s'applique qu'à la ligne médiane du barrage comme la pression de l'eau sur tous les bords depuis l'aval côté est égal à la pression de l'eau aval.

En ce qui concerne le problème de sous pression, il est nettement moins important dans les barrages à contreforts car le rocher sur lequel celui-ci est construit est largement dégagé et peut donc être facilement drainé.

### **II.3. Hypothèses des diagrammes de sous-pressions**

La distribution de la sous-pression sous un barrage à contreforts est différente selon la littérature. Les figures II.7 ,8 et 9 présentent quelques hypothèses de diagrammes de sous-pressions.

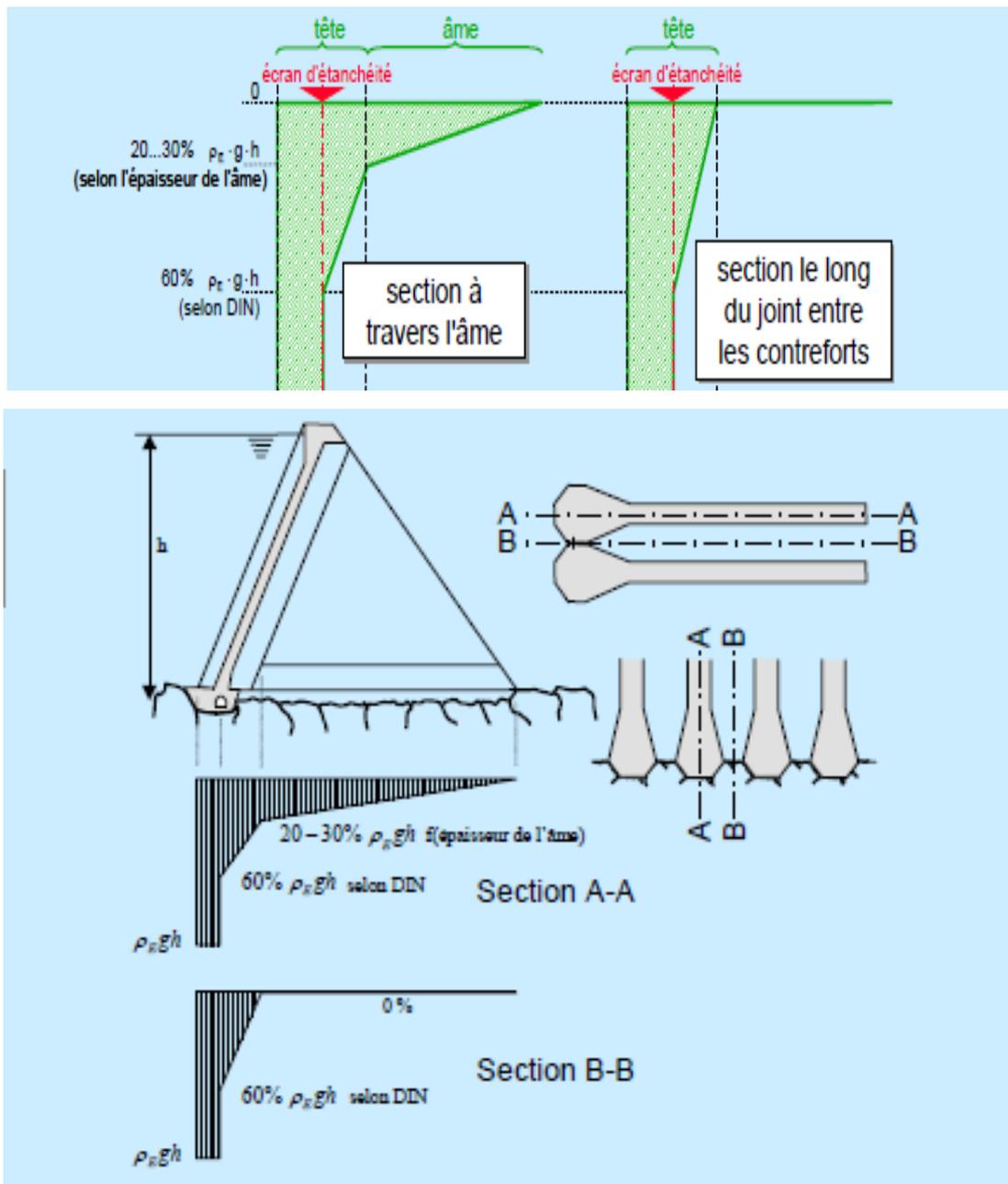


Figure II 7:Hypothèse des diagrammes de sous-pressions

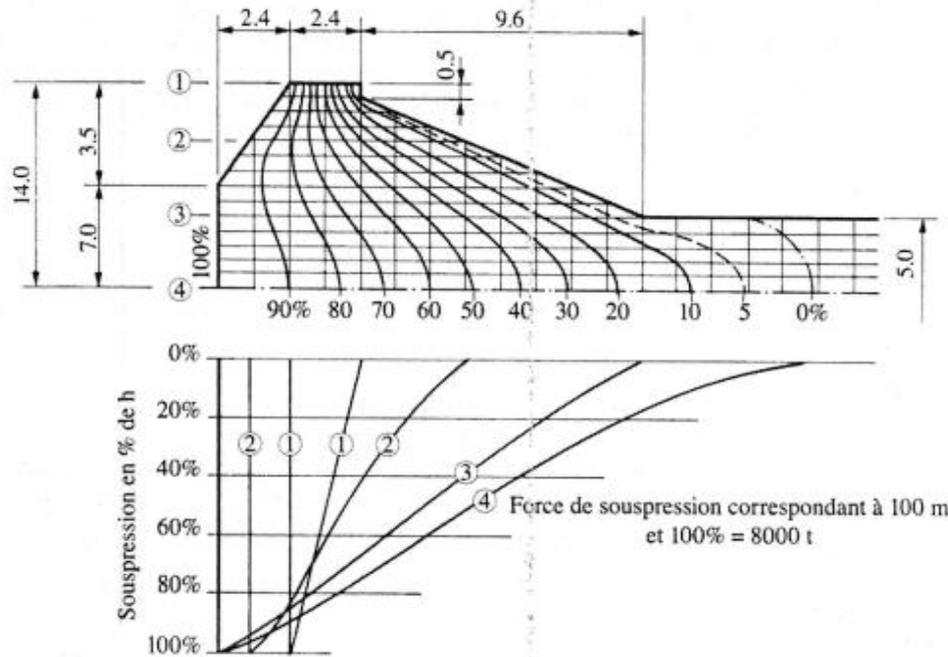


Figure II 8: Répartition de la sous-pression dans une tête de contrefort (selon Crespo, 1967)

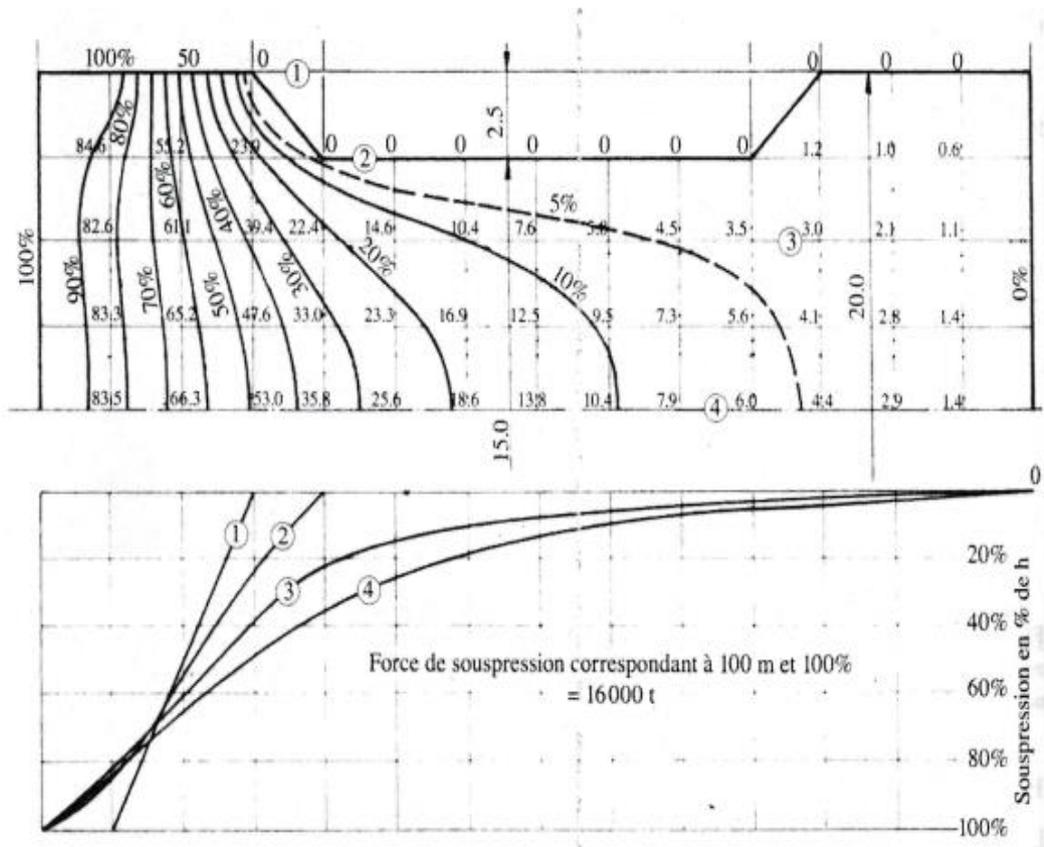


Figure II 9: Répartition de la sous-pression pour un barrage à joints évidés (selon, Crespo 1967).

La détermination du profil le plus économique, ainsi que de l'espacement entre les contreforts découlent de l'étude de plusieurs solutions.

*Tableau II 1: Comparaison entre les sous-pressions d'un barrage poids, barrage à joints évidés et barrage à contreforts (Crespo,1967)*

Charge (en t)	Hauteur (m)	Barrage poids	Barrage à joints évidés	Barrage à contreforts
sous-pressions	50	16580	6800	3400
	75	37250	10200	51000
	100	66300	13600	6800

#### II.4. MODES DE DÉFAILLANCE

La distribution de la pression de soulèvement peut être calculée à l'aide de l'équation (II.3).

$$P_u(x) = \rho_w g H - H L - h X ; 0 \leq x \leq L \quad (\text{II.3})$$

où,

$P_u(x)$  est la pression de soulèvement à l'emplacement  $x$ , comme le montre la figure II.7

$L$  est l'épaisseur de la plaque frontale ( $L_{fp}$ ) ou la largeur totale ( $L_{tot}$ ).

$H$  est la charge d'eau en amont.

$h$  est la charge d'eau en aval

Comme le souligne Westberg (2010), les modes de défaillance sont d'une importance majeure dans la conception de barrages. Afin de déterminer avec certitude la sécurité d'un barrage, toutes les modes de défaillance doivent être connus. La rupture d'un barrage doit être déterminée par

le mode de défaillance gouvernant. Si la conception est basée sur des modes de défaillance qui ne sont pas les essentiels, il existe un risque que le résultat des analyses ne reflète pas le comportement réel.

Selon Ridas, trois modes de rupture sont pris en compte dans la conception du béton

barrages :

i) Renversement

– de l'ensemble du monolithe en tant que corps rigide.

ii) Glisser

– le long de l'interface roche-béton,

– le long des joints du massif rocheux,

– le long des joints dans le béton.

iii) Défaillance matérielle

Dans la littérature, d'autres modes de défaillance sont également présentés. Selon Fishman (2009), un mode de défaillance, nommé renversement limite, est le mode de défaillance le plus susceptible de se produire pour le soutènement des structures en béton fondées sur le roc sans discontinuités dangereuses. Un autre mode de défaillance potentiel, qui vient d'être mentionné dans Ansell et al. (2007), est une rupture par renversement des parties internes d'un barrage en béton fissuré.

### **II.4.1 Renversement**

Selon Ridas, deux conditions doivent être remplies lors de l'examen d'un échec de renversement.

Le coefficient de sécurité en cas de renversement ne doit pas être inférieur aux valeurs recommandées. Le facteur de sécurité est calculé selon l'équation (II.4). La sécurité de la structure est le rapport entre les moments de stabilisation et les moments de renversement. L'axe de la rotation doit être choisie avec soin en tenant compte de la résistance de la structure et de la

fondation. Avec une fondation de haute qualité, l'axe de rotation est normalement supposé être situé au pied du monolithe.

$$K_s = M_s/M_o \quad (II,4)$$

où,

$K_s$  est le facteur de sécurité pour le renversement.

$M_s$  =est la somme des moments de stabilisation.

$M_o$  : est la somme des moments de renversement.

Les facteurs de sécurité recommandés par Ridas sont présentés dans le tableau II.2.

*Tableau II 2: Facteurs de sécurité pour le renversement selon Ridas, (Svensk Energi, 2011).*

Cas de charge	Normal	Exceptionnel	Accidentel
Facteur de sécurité, $K_s$	1,50	1,35	1,10

En plus de la condition décrite ci-dessus, la résultante de toutes les forces verticales doit être située dans une certaine zone de la fondation. Dans le cas de charges normales, la résultante verticale doit être située dans la limite du noyau, c'est-à-dire à l'intérieur du tiers médian de la zone de fondation, empêchant les contraintes de traction de se produire dans la fondation.

Cette condition est particulièrement importante pour les barrages à contreforts en raison d'un risque accru de fuite si la plaque frontale n'est pas appuyée contre la fondation.

Dans le cas de charges exceptionnelles, la résultante verticale peut être située à l'extérieur de la zone centrale, à condition qu'elle tombe à l'intérieur des 60 % médians de la zone de fondation.

Cette condition permet aux contraintes de traction de se produire à proximité du talon du barrage. Les lignes directrices proposent que la pleine pression de soulèvement soit supposée dans la zone de traction.

## II.4.2 Glissement

Comme indiqué ci-dessus, selon Ridas, le risque de glissement doit être évalué pour l'interface roche-béton, les plans faibles dans la fondation ainsi que pour les joints dans le béton.

La sécurité contre le glissement est basée sur le critère selon lequel les forces horizontales peuvent être transférées du barrage à la fondation sans défaillance. Les calculs de stabilité au glissement sont basés sur le modèle de Mohr-Coulomb, où la contrainte tangentielle maximale autorisée,  $\tau$ , est estimée comme

$$\tau \leq c + \sigma_n \tan \varphi \quad (\text{II.5})$$

où,

$c$  est la cohésion.

$\sigma_n$  est la contrainte normale effective vers la surface de glissement.

$\varphi$  est l'angle de frottement entre les matériaux adjacents.

Si les contraintes tangentielles et les contraintes normales sont intégrées sur le plan de glissement,

L'équation (II.5) devient

$$T \leq c A + N \tan \varphi \quad (\text{II.6})$$

où,

$T$  est la force résultante agissant parallèlement au plan de glissement.

$N$  est la force résultante agissant perpendiculairement au plan de glissement.

$A$  est la zone de contact.

En utilisant cette expression, on suppose que la capacité de cisaillement ultime est atteinte en tout point de la surface de glissement. Pour les matériaux ductiles, cela pourrait être vrai, mais les plans de glissement sont, en pratique, considérés comme fragiles ou semi-fragiles. (Berg, 2014)

Dans Ridas, la cohésion est normalement négligée, c'est-à-dire  $c = 0$ . En introduisant le coefficient de frottement,  $\mu = \tan \varphi$ , l'équation (II.6) peut être écrite comme

$$\mu = T N \text{ (II.7)}$$

L'équation (II.7) forme les bases du critère défini dans Ridas (équation (II.8),

où le facteur de sécurité pour le glissement,  $K_s$ , est appliqué comme une réduction de la valeur de rupture du coefficient de frottement,  $\tan \delta g = 1$ .

$$\mu = T N \leq \mu_{all} = \tan \delta g K_s \text{ (II.8)}$$

Où  $\mu_{all}$  est la valeur autorisée pour le coefficient de frottement. Les coefficients de frottement autorisés sont indiqués dans le tableau II.3 qui ne sont applicables que pour les barrages fondés sur un enrochement de bonne qualité.

**Tableau II 3: Coefficients de frottement et coefficients de sécurité autorisés pour le glissement selon Ridas.**

Cas de charge	Normal	Exceptionnel	Accidentel
Facteur de sécurité, $K_s$	1,35	1,10	1,05

### **II.5 Avantages des barrages à contreforts**

Le barrage à contreforts peut être construit sur une fondation relativement faible.

Les barrages à contreforts peuvent être conçus pour s'adapter à des mouvements de fondation modérés sans dommages graves, ils peuvent donc être construits dans le sol avec des tassements différentiels.

La quantité de béton nécessaire pour un barrage à contreforts est d'environ 1/3 à 1/2 du béton nécessaire pour un barrage-poids de même hauteur

Il n'y a aucun problème de soulèvement ou de drainage des fondations.

La pression de soulèvement agissant sur un barrage à contreforts est considérablement moindre, ce qui permet d'économiser le béton et la stabilité globale du barrage.

La centrale électrique, le poste de départ, etc., peuvent être situés entre les contreforts, ce qui permet d'économiser certains coûts de construction.

## **II.6 Inconvénients d'un barrage à contreforts**

Les barrages à contrefort nécessitent plus de travaux que les barrages en béton massif.

Comme l'épaisseur de la surface en béton en amont est moindre, elle est plus susceptible de se détériorer.

Il nécessite un entretien et une surveillance constants.

La durée de vie du barrage est inférieure à celle des autres barrages.

Les besoins en main-d'œuvre qualifiée et le rapport coffrage/béton sont plus importants pour un barrage à contreforts que pour un barrage-poids. Cela peut conduire à un taux unitaire de béton plus élevé.

Le nombre de joints hydrauliques à fournir et à entretenir pour un barrage à contreforts est généralement supérieur à celui des autres barrages.

## **II.7 Conclusion**

La géologie de la fondation a une forte influence sur la distribution de la pression de soulèvement et contrôle la réponse de la pression de soulèvement aux changements de charge du barrage. La pression de soulèvement sous les barrages en béton est liée à plusieurs facteurs intrinsèques tels que la structure géologique, les qualités de l'ingénierie d'injection et de drainage, etc. Ainsi, la loi de fluctuation et l'amplitude de la surpression varient le long de l'axe du barrage. La pression de soulèvement agissant sur un barrage à contreforts est, selon Ridas, supposée décroître linéairement de la pression hydrostatique maximale en amont à la pression hydrostatique en aval. L'épure des sous-pressions selon la littérature dépend de la largeur des contreforts et se présente selon deux configurations. Notre travail consiste à vérifier ces deux cas en utilisant le Logiciel Plaxis 3D.

---

*CHAPITRE III*

*MODELISATION NUMERIQUE*

*DES BARRAGES*

*EVIDES ET A CONTREFORTS*

## CHAPITRE III MODELISATION NUMERIQUE DES BARRAGES EVIDES ET A CONTREFORTS

### III.1 Introduction

Les méthodes classiques d'analyse des ouvrages sont limitées et les calculs sont lourds alors l'analyse des ouvrages hydrauliques et géotechniques est possible grâce à de nombreux codes de calcul en éléments finis ou en différences finies. L'ingénieur voudrait disposer d'un code simple sur le PC gérant son calcul et permettant de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. L'étude des sous-pressions appliquées à la fondation du barrages à contreforts est un problème tridimensionnelle et le code de calcul PLAXIS 3D présente un excellent choix. Il permettra de faire une étude sur l'effet de la géométrie sur les sous-pressions, les débits de fuites et la stabilité.

### III .2 Présentation du Logiciel Plaxis 3D

Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980., le code éléments finis *Plaxis 3D* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse. Spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire avec prise en compte des pressions interstitielles, doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable . L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

PLAXIS 3D se compose de deux sous-programmes :

➤ le programme d'entrée « PLAXIS Input » est un préprocesseur, utilisé pour définir la géométrie du problème, pour créer le maillage d'éléments finis et pour définir les phases de calcul.

➤ Le programme de sortie « PLAXIS Output » est un post-processeur, utilisé pour inspecter les résultats des calculs dans une vue tridimensionnelle ou en coupe, et pour tracer des graphiques des points géométriques sélectionnés.

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans **Plaxis 3D**. Il est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux de faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire.

### III.3 Procédure de la modélisation numérique et cas étudié

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique constitué de points, de lignes et de couches en représentant le problème réel à analyser:

- Définir les matériaux du sol et de la structure (Béton);
- La géométrie et le sol de la fondation;
- la géométrie et le sol de la structure;
- le maillage choisi est de type très fin pour avoir des résultats très précis;
- Définir le niveau d'eau à l'amont et à l'aval.
- construction par étapes.

Les étapes de la modélisation numérique sont résumés comme suit:

- Phase initiale : initialisation des contraintes; sera effectué en plasticité
- Phase 1 : installation de la structure; sera effectué en plasticité
- phase 2: écoulement permanent; sera effectué en plasticité
- Phase 3: Calcul de stabilité. Le calcul du coefficient de sécurité sera effectué par la méthode « phi-c réduction » qui consiste en la réduction des paramètres de résistance du sol

#### Cas étudié

Le cas étudié est un barrage rigide à contreforts en béton de hauteur 20m et dont la face amont est verticale alors que le parement aval est incliné de 45°. La largeur d'un élément est de 12m et la crête est de largeur 5m. Les longueurs citées sont constantes et on ne va changer à chaque fois

que la largeur du contrefort ( $b$ ). Comme la largeur d'un contrefort est égale à  $sb$  alors on va modéliser les cas :

$s = 1, 1.2, 1.5, 2, 2.5$  et  $3$

où le paramètre  $s$  caractérise l'allègement et correspond au rapport de la longueur d'un plot sur l'épaisseur du contrefort :

$s < 2, 5$  à  $3$  pour un barrage à joints évidé. Si le paramètre  $s$  dépasse  $3$ , le barrage sera à contreforts.

Les conditions de stabilité sont légèrement détériorées par la diminution du poids, notamment vis à vis du glissement.

Inversement, l'effet déstabilisateur des sous-pressions est réduit par la création des évidements aval.

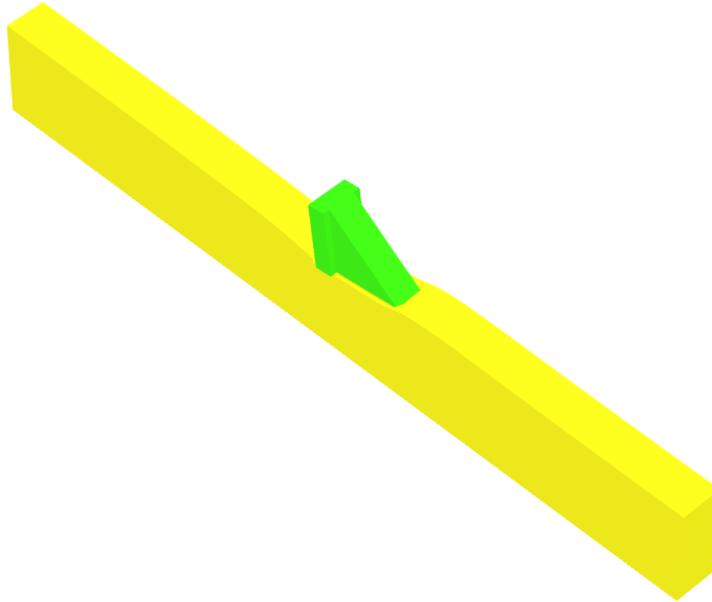
On note que pour  $s=1$ , notre barrage est de type poids.



*Figure III 1: Section horizontale de la fondation d'un barrage évidé ou à contreforts*

Pour les besoins de calculs, certaines grandeurs du barrage sont choisies suivant les différentes pratiques de construction de barrages. Des hypothèses et des simplifications nécessaires aux calculs sont introduites, sans autant nous éloigner du but recherché

A cause de la symétrie, on pourrait prendre uniquement la moitié d'un élément mais on a pris l'élément entier pour des raisons d'illustration.



*Figure III 2:Le modèle géométrique par PLAXIS 3D*

La fondation du barrage est homogène et isotrope ce qui implique que les pressions ne sont pas affectées par les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

$$K_x = K_y = K_z = 10^{-5} \text{ m/s}$$

$K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_z$  : la perméabilité dans la fondation dans toutes les directions.

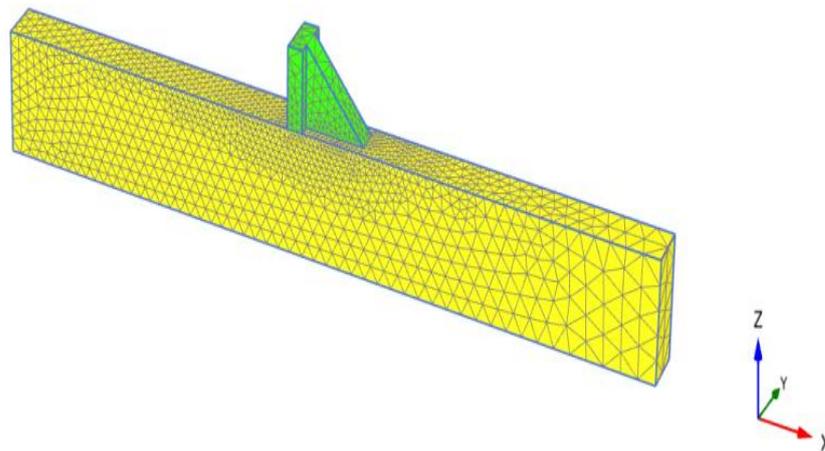
On a tracé le modèle avec les paramètres qu'on a choisis.

#### **III.4 Les conditions initiales et les conditions aux limites**

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les bords latéraux et les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure.

Les limites sont choisies éloignées dans le but de minimiser au maximum leur effet sur les résultats.

La génération du maillage sera faite automatiquement. La finesse du maillage est réglée sur "très fin" pour tout le sol. Les figures III.3 et III.4 illustrent respectivement le schéma représentatif du maillage du modèle.



*Figure III 3: Schéma représentatif du maillage*

### III.5. Résultats et discussions

Pour le barrage choisi, la largeur du mur ou de la bouchure est de 5m et la largeur de l'élément (sb) est de 12m. chaque fois qu'on varie l'épaisseur du contrefort (b), le rapport (s) change

#### III .5.1 L'effet sur le débit de fuite

Le tableau III.1 donne le différent débit de fuite du barrage en fonction de s.

Les différentes modélisations effectuées montrent que le débit de fuite augmente avec l'espacement entre les contreforts.

*Tableau III 1: Débit de fuites pour les différents paramètres s*

S	Q /KH
1	7,39814815
1.2	10,994213
1.5	11,8402778
2	12,4652778
2.5	12,7777778
3	12,9050926

4	13,0902778
6	13,2523148
12	13,2638889

Il est clair que le débit de fuite augmente avec la diminution de la trajectoire d'écoulement. La figure III.4 montre que les vecteurs d'écoulement se concentrent de plus en plus au niveau des vides entre les contreforts et avec l'élargissement de l'espace de la partie évidé ce qui facilite l'évacuation du débit. Les vides jouent alors le rôle d'un drain.

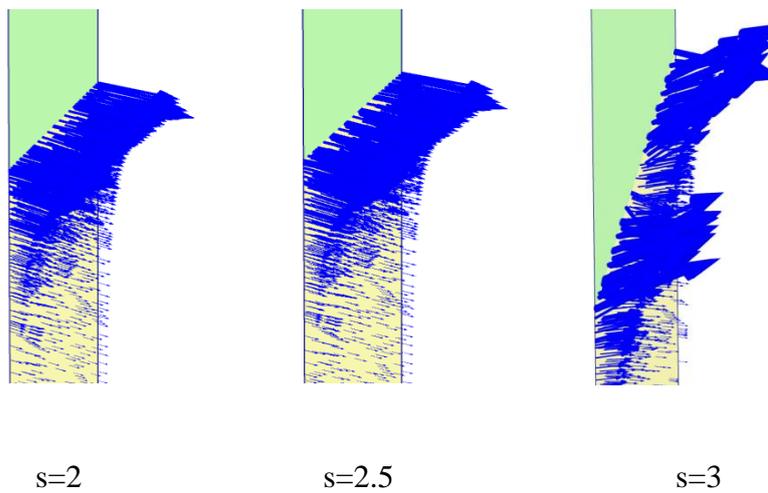


Figure III 4: Vecteurs d'écoulement sous le barrage

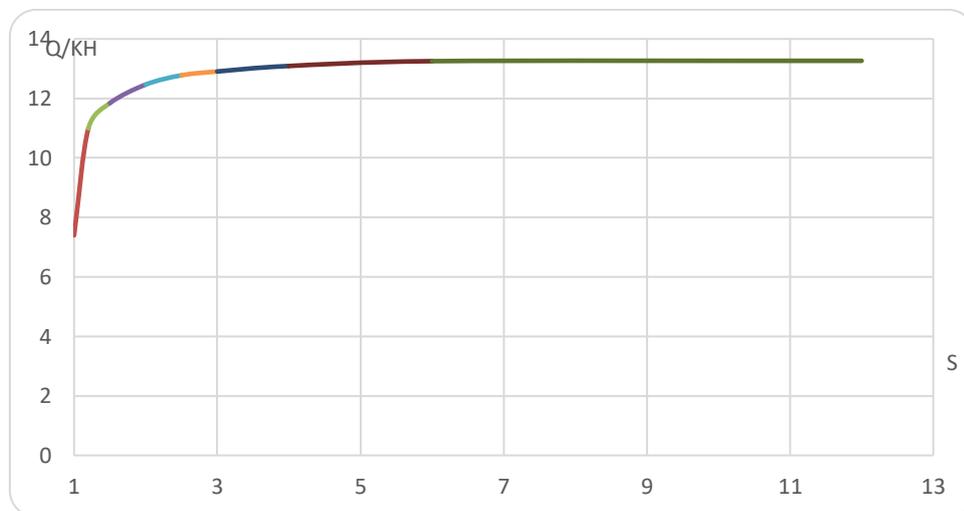


Figure III 5: Variation du débit en fonction du paramètre s

Le débit de fuite augmente avec le paramètre  $s$  mais au-delà d'une certaine valeur de ce paramètre le débit devient constant et indépendant de l'espacement entre les contreforts (Figure III.5).

### III.5.2 Effet sur les sous-pressions

✓ sous le mur

La figure III.6 montre les sections considérées pour le calcul.

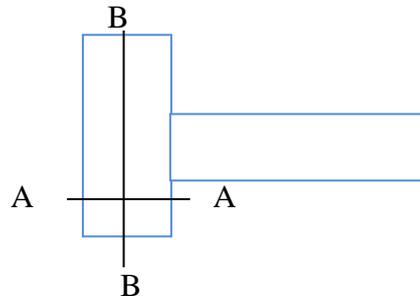


Figure III 6: Sections A-A et B-B sous le mur

L'épure de sous-pressions sous le mur (figure III.7) est analogue à celle sous un barrage-poids. Les figures III.8 donnent la forme de l'épure selon la section A-A qui est indépendante de l'évidement.

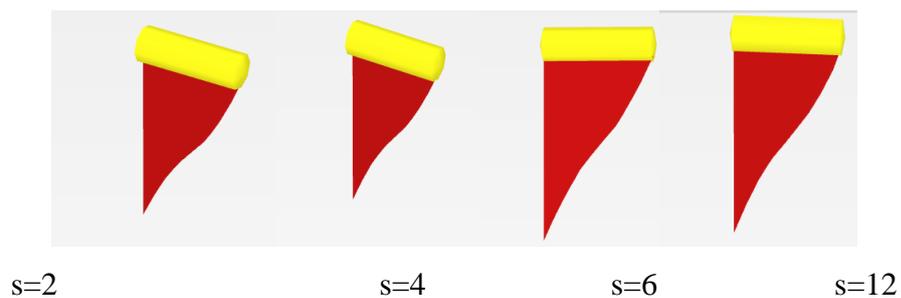


Figure III 7 : Forme de l'épure des sous-pressions sous le mur en fonction du paramètre  $s$

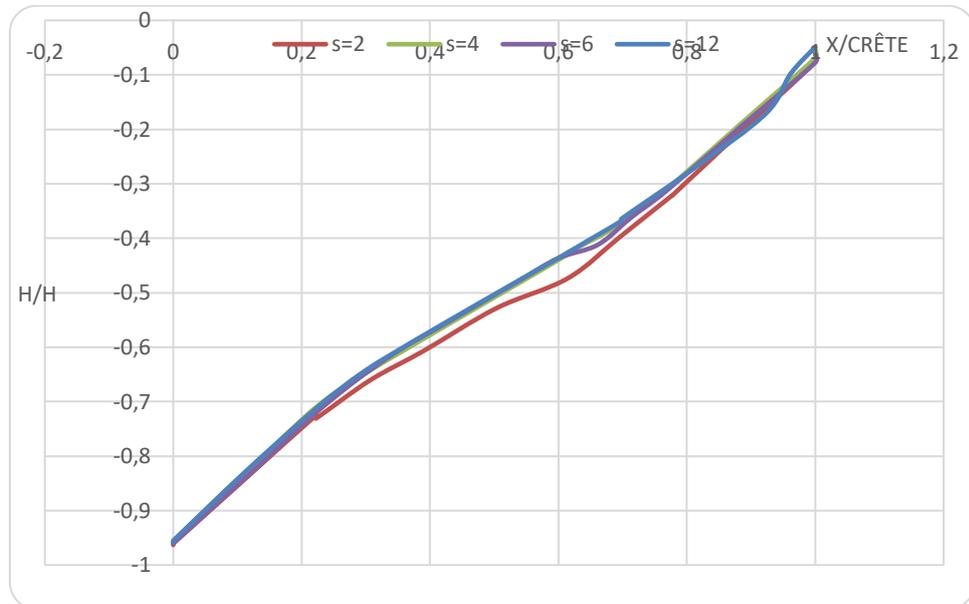


Figure III 8: Les sous-pressions sous le mur en fonction du paramètre s

Selon la section B-B (figure III.9), l'épure semble la même et il n'y a pratiquement pas de changement.

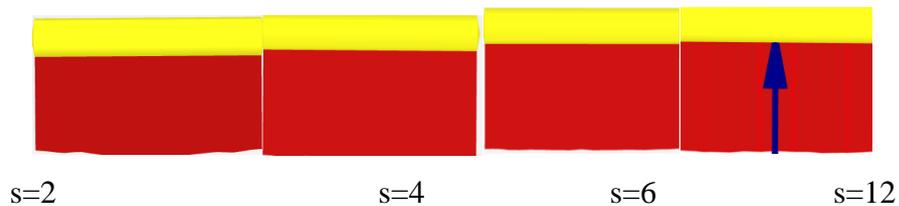


Figure III 9: Forme de l'épure des sous-pressions sous le mur section B-B en fonction du paramètre s.

✓ Sous le contrefort

L'épure de sous-pressions sous le contrefort est étudiée selon plusieurs sections (figure III.10).

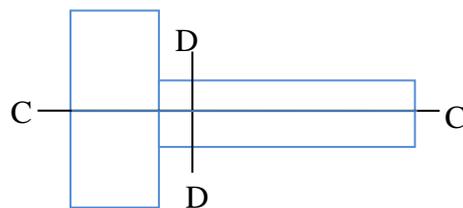
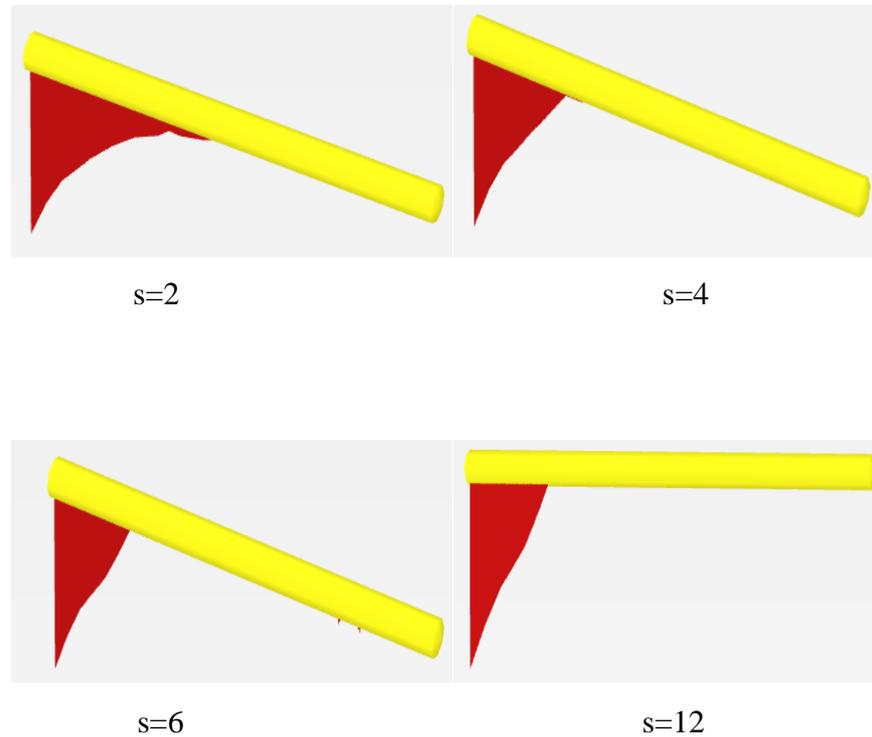


Figure III 10: Sections C-C et D-D sous le contrefort

✓ Section C-C

La figure III.11 montre que l'épure des sous-pressions se rétrécit au fur et à mesure que l'espacement entre les contreforts s'élargit.



*Figure III 11: Forme de l'épure des sous-pressions sous le mur section C-C en fonction du paramètre  $s$*

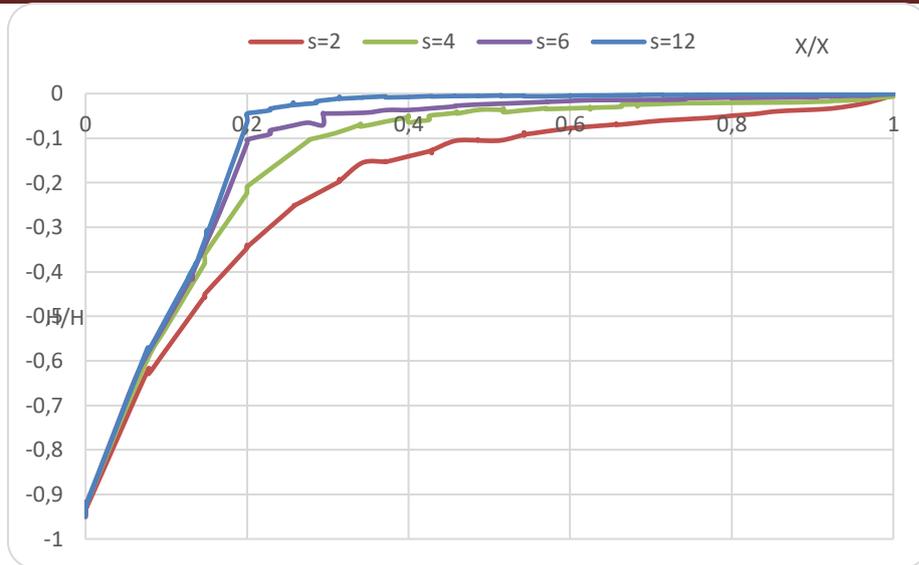
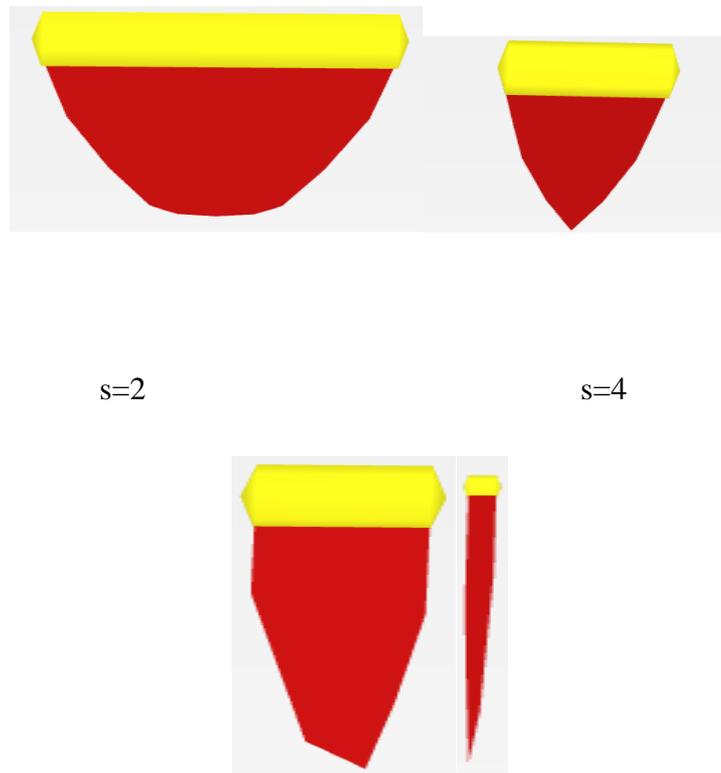


Figure III 12: Sections des sous-pressions à travers l'âme du contrefort section C-C

La sous pression sous l'âme du contrefort diminue avec l'espacement entre les contreforts pour s'annuler à des valeurs assez importantes du paramètre s.

✓ Sous la section D-D

La figure III.13 montre que l'épure des sous-pressions se rétrécit au fur et à mesure que l'espacement entre les contreforts s'élargit.



s=6      s=12

Figure III 13:: Forme de l'épure des sous-pressions sous le mur section D-D en fonction du paramètre s

La sous pression sous la section D-D du contrefort diminue avec l'espacement entre les contreforts pour s'annuler à des valeurs assez importante du paramètre s (figureIII.14).

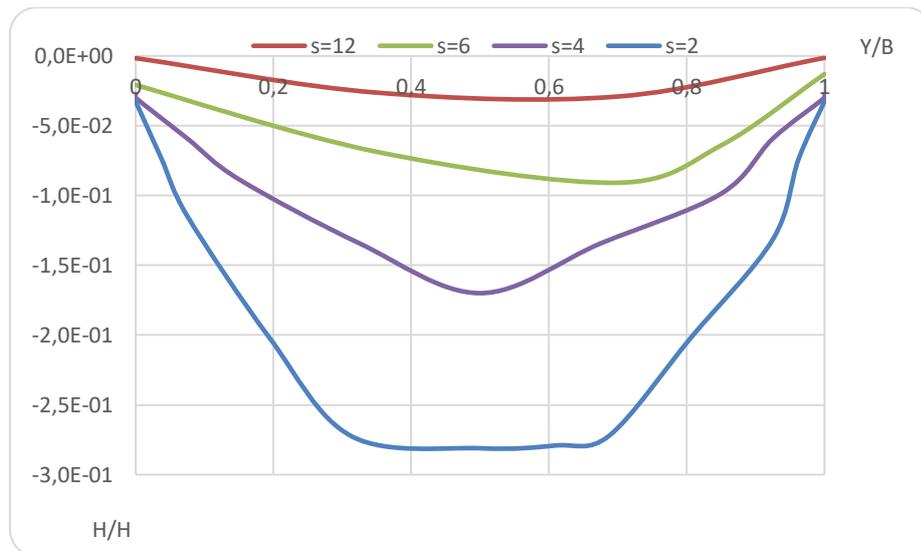


Figure III 14: Epure de la sous-pression sous un section transversale du contrefort (D-D)

### III.6 Stabilité

Le barrage à joints évidés ou barrage à contreforts perd une partie de sa stabilité au fur et à mesure que les contreforts s'écartent. le barrage avec la géométrie et les caractéristiques physiques et mécaniques choisies peut se rompre pour des paramètres s assez élevés( tableau III.2) et ( figure III.15).

Tableau III 2: Coefficients de stabilité pour les différents paramètres s

s	F <sub>s</sub>
1.2	2.585
1.5	2.515

<b>2</b>	2.244
<b>2.5</b>	2.072
<b>3</b>	1.918
<b>4</b>	1.722
<b>6</b>	1.563
<b>12</b>	1.339

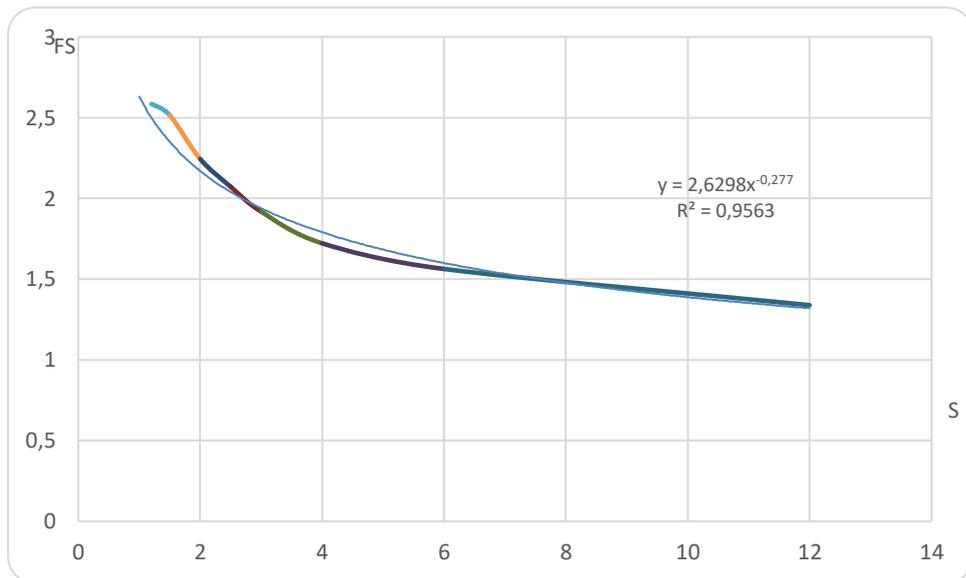
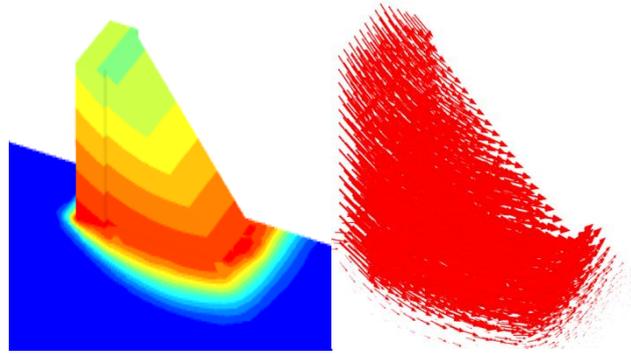
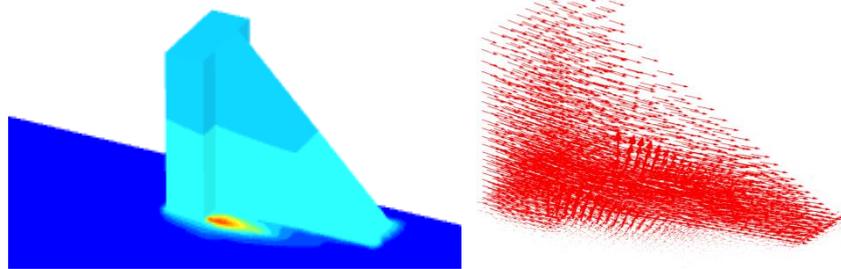


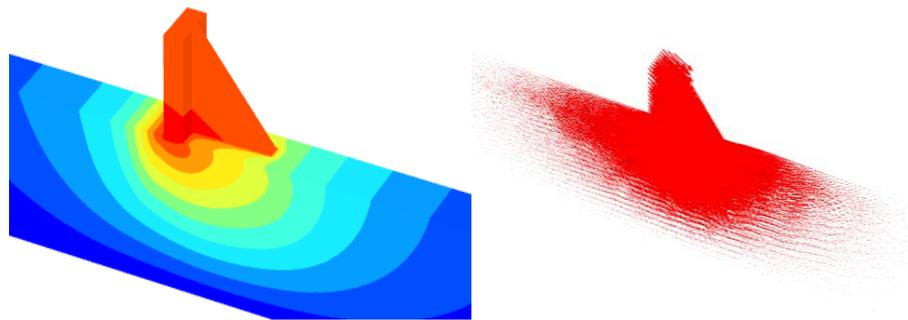
Figure III 15: Coefficients de stabilité en fonction du paramètre  $s$



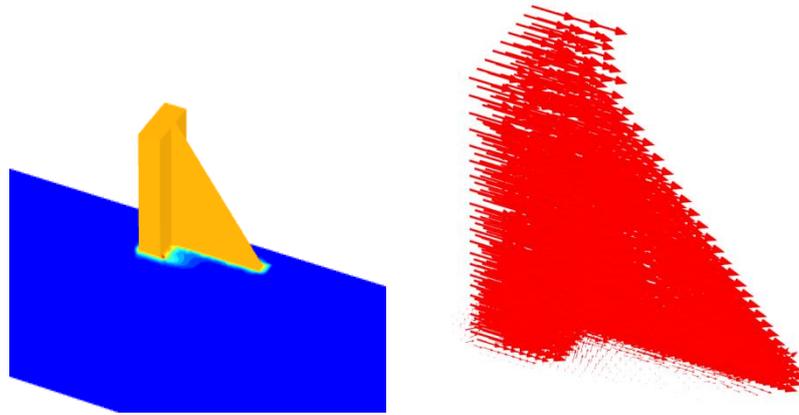
s=1.2



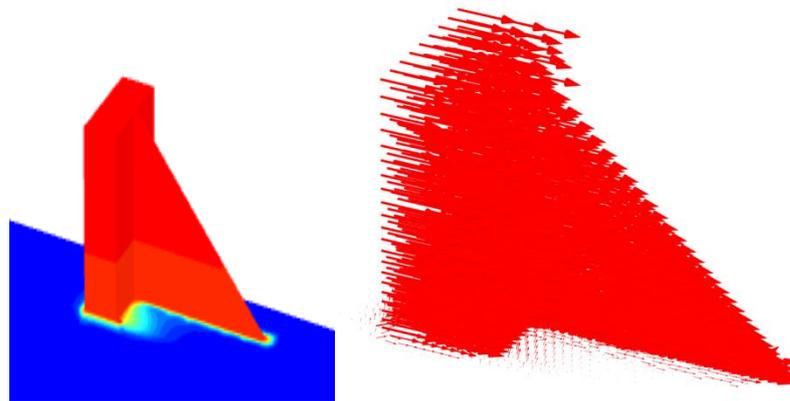
s=2



s=4



s=6

*Figure III 16 : Déplacements totaux à la rupture selon Plaxis 3D*

s=12

*Figure III 17: Déplacements totaux à la rupture selon Plaxis 3D (suite)*

La procédure générale dans la conception structurelle d'un barrage à contreforts, consiste à vérifier sa stabilité globale en ne considérant que le renversement et la rupture par glissement séparément, et à considérer le barrage agissant comme un corps rigide.

L'étude de la stabilité de notre barrage montre que la rupture peut se faire par glissement ou par renversement (figure III.16) pour le cas d'un barrage à joints évidés alors que le mode de rupture dominant pour les barrages à contreforts est le glissement car les vecteurs de déplacements totaux sont pratiquement horizontale.

### **III .7 Conclusion**

La géologie de la fondation a une forte influence sur la distribution de la pression de soulèvement et contrôle la réponse de la pression de soulèvement aux changements de charge du barrage. La pression de soulèvement sous les barrages en béton est liée à plusieurs facteurs intrinsèques tels que la structure géologique, les qualités de l'ingénierie d'injection et de drainage, etc. Ainsi, la loi de fluctuation et l'amplitude de la surpression varient le long de l'axe du barrage.

L'analyse des résultats issus des expérimentations numériques effectuées sur un barrage évidé ou à contreforts en béton à l'aide du Logiciel Plaxis 3D nous montre que:

- ✓ Le débit de fuite augmente avec le paramètre  $s$
- ✓ Au-delà d'une certaine valeur de ce paramètre le débit se stabilisera et devient insensible à l'espacement entre les contreforts
- ✓ L'épure de sous-pressions sous le mur est analogue à celle sous un barrage-poids.
- ✓ l'épure des sous- pressions se rétrécit au fur et à mesure que l'espacement entre les contreforts s'élargit pour s'annuler à des valeurs assez importantes du paramètre  $s$ .
- ✓ l'épure des sous- pressions selon une section longitudinale se rétrécit au fur et à mesure que l'espacement entre les contreforts s'élargit.
- ✓ La sous pression selon une section longitudinale du contrefort diminue avec l'espacement entre les contreforts pour s'annuler à des valeurs assez importantes du paramètre  $s$
- ✓ Le barrage à joints évidés ou barrage à contreforts devient moins stable au fur et à mesure que les contreforts s'écartent.
- ✓ Le mode de rupture est le glissement ou le renversement pour le barrage à joints évidés.

Le mode de rupture dominant pour les barrages à contreforts est le glissement.

# **Conclusion Générale**

### **Conclusion Générale**

Au XVI<sup>e</sup> et XVII<sup>e</sup> siècles, les barrages poids étaient très massifs et inutilement épais. Dans la seconde moitié du XIX<sup>e</sup> siècle, on commence à comprendre la théorie statique des barrages poids. Les architectes ont construit des barrages avec des profils leur permettant de résister au glissement. Leur principale erreur aura été de ne pas avoir connu le principe de sous-pression.

Si l'on se réfère aux statistiques des accidents survenus aux barrages à travers le monde, le problème des infiltrations, renards et sous pressions a causé plus de 40% des accidents recensés. L'étude des sous-pressions sous un barrage évidé ou à contreforts peut être l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction des ces barrages, car il peut influencer l'étude, le calcul et l'économie du barrage.

dans ce contexte des expérimentations numériques ont été effectuées sur un barrage évidé ou à contreforts en béton.

L'analyse des résultats obtenus à l'aide du Logiciel Plaxis nous montre que:

- ✓ En ce qui concerne le problème de sous pression (vu précédemment avec les barrages poids), il est nettement moins important dans les barrages à contreforts car le rocher sur lequel celui-ci est construit est largement dégagé et peut donc être facilement drainé.
- ✓ La pression de soulèvement agissant sur un barrage à contreforts décroît linéairement de la pression hydrostatique maximale en amont à la pression hydrostatique en aval.
- ✓ Le débit de fuite augmente avec le paramètre  $s$  mais au-delà d'une certaine valeur de ce paramètre le débit devient constant et indépendant de l'espacement entre les contreforts
- ✓ L'épure de sous-pressions sous le mur est analogue à celle sous un barrage-poids.
- ✓ l'épure de sous-pressions sous le mur selon une section longitudinale semble la même et il n'y a pratiquement pas de changement.
- ✓ l'épure des sous- pressions se rétrécit au fur et à mesure que l'espacement entre les contreforts s'élargit.
- ✓ La sous pression sous l'âme du contrefort diminue avec l'espacement entre les contreforts pour s'annuler à des valeurs assez importante du paramètre  $s$ .

## *Conclusion Générale*

---

- ✓ l'épure des sous- pressions selon une section longitudinale se rétrécit au fur et à mesure que l'espacement entre les contreforts s'élargit.
- ✓ Les sous- pressions au abords du contrefort sont nulles.
- ✓ Sous un contrefort, la sous-pression est maximale au milieu.
- ✓ La sous pression selon une section longitudinale du contrefort diminue avec l'espacement entre les contreforts pour s'annuler à des valeurs assez importante du paramètre  $s$
- ✓ Le barrage à joints évidés ou barrage à contreforts perd une partie de sa stabilité au fur et à mesure que les contreforts s'écartent.
- ✓ Le mode de rupture est le glissement ou le renversement pour le barrage à joints évidés.
- ✓ Le mode de rupture dominant pour les barrages à contreforts est le glissement.

# **Bibliographie**

## **Bibliographie**

Ansell, A., Björnström, J., Ekström, T., Hassanzadeh, M., Unosson, M., 2007.

Spricktillväxt i lamelldamm. Tillämpning av icke-linjära modeller - Del I. Elforsk rapport 08:21.

Ansell, A., Ekström, T., Hassanzadeh, M., Malm, R., 2010. Crack propagation in buttress dams - Application of non-linear models - Part II. Elforsk report 10:69.

Bergh, H., 2014. Hydraulic Engineering. KTH Civil and Architectural Engineering, Stockholm.

Westberg, M., 2010. Reliability-based assessment of concrete dam stability. Doctoral Thesis, Lund University.

Svensk Energi, 2011. Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, RIDAS.

Fishman, Y. a., 2009. Stability of concrete retaining structures and their interface with rock foundations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46 (6), 957–966.

Chaoran Fu & Bjartmar Þorri Hafliðason, 2015. Progressive failure analyses of concrete buttress dams Influence of crack propagation on the structural dam safety. TRITA-BKN. Master Thesis. *STOCKHOLM, SWEDEN, 2015*

FERC. (2014). *Risk-Informed Decision Making*. Washington DC, USA: FERC

El-Katib, A. Aseel. (2010): "analysis of seepage beneath water retaining structure founded on spatially random soil", department of civil engineering, university of Babylon.

Saha Srabudhe, R.S, (2011): "irrigation engineering & hydraulic structures", Arora printing press, Delhi-110051, Third edition.

Davis, C. V. (1969): "Concrete dams, basic principles of design., In Davis, C.V. & Sorensen, K.E (ed), *Handbook of applied hydraulics*", Third Edition: McGraw-Hill, Section 9.

---

(Karim, A. Rizgar, (1987-1988): “variation of uplift pressure and exit gradient downstream of hydraulic structure”.

Santosh Kumar Garg (1989): “Irrigation Engineering and Hydraulics Structures”, Eighth Revised Edition, Delhi, p.908.

Raymond R., Ronald W., and Victor E. (October, 1994): “Uplift modeling for fracture mechanics analysis of concrete dams”, J. of Structural Eng., ASCE, Vol. 120, No. 10,.

J.-L BORDES,1999. Aperçu historique sur la notion de la pression de l'eau dans les sols et les milieux fissurés du XVIIe au début du xxe siècle, en France. Revue française de géotechnique 1 trimestre

Patrick le delliou .2003,les barrages conception et maintenance.

Anton J.Schleiss et Henri Pougatsch ,2011.les barrages : du projet a la mise service .l'ecole polytechnique federale de lausanne

Ministere de l'agriculture,1999.technique des barrages en aménagement rural.

Azouz derradji ,2016-2017 .etude de stabilite interne d'un barrage rigide cas barrage k'sob.

MADANI, ILYAS .(2016) & quot;etude de la stabilite à long terme d'un barrage rigide , cas barrage el'ksob ,M'sila ,mémoire de Master.

---