

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA**

**FACULTE : TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT : GÉNIE CIVIL  
N° :.....**



**DOMAINE : SCIENCES ET  
TECHNOLOGIES  
FILIERE : GÉNIE CIVIL  
OPTION : STRUCTURE**

**Mémoire présenté pour l'obtention  
Du diplôme de Master Académique**

**THEME**

**Effet du contact de frottement à l'interface barrage-  
fondation sur le comportement sismique des barrages-  
poids en béton (étude de cas : Barrage de Oued fouda)**

**Dirigé par :**

**Mr. Ouzandja djamel**

**Présenté par :**

**Qusailah Abdullah**

**Nekbil Souhaib**

**Année universitaire : 2018/2019**

---

## *Remerciements*

*Je remercie avant tout notre seigneur le tout puissant, le miséricordieux de m'avoir donné la capacité, la volonté et la force afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.*

*Je remercie les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Mes remerciements à mon Encadreur Mr. ouzandja djamel*

*Votre compétence, votre encadrement ont toujours suscité mon profond respect. Je vous remercie*

*pour votre accueil et vos conseils. Veuillez trouver ici, l'expression de mes gratitudes et de ma grande estime.*

*Je tiens à remercier tous les employés de l'Université de Mohamed Boudiaf de M'sila. Un grand merci à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation depuis l'école primaire jusqu'aux études universitaires. Comme je tiens à remercier tous ceux qui de loin ou de près ont contribué à finaliser ce travail.*

---

---

## *DEDICACE*

*Ma grand-mère HANIYA*

*A ma Chère Mère HADJIRA*

*A mon Père ABDELKADER*

*Dont le mérite, les sacrifices et les qualités  
humaines*

*m'ont permis de vivre ce jour.*

*A mon Frères et mes sœurs*

*NOUH, MOUMMEN, RIHAB, MERIEM*

*A tous les gens m'aiment*

*FAROUK, YUCEF, SAAD .....*

*(SOUHAIB NEKBIL)*

---

---

## *DEDICACE*

*Au meilleur des pères*

*SALEH*

*A ma très chère maman*

*DJAMILLA*

*Qu'ils trouvent en moi la source de*

*leur fierté A qui je dois tout*

*A mes sœurs AMAL, MAHA, SOUMAIH*

*et mon frères*

*REDHA, MOHAMMED, AHMED,*

*OMAR*

*A qui je souhaite un avenir radieux plein de*

*réussite*

*A mes Amis*

*A tous ceux qui me sont chers (ABDULLAH)*

---

---

## Abréviations et notations

BCR : Béton compacté au rouleau.  
BCV : Béton conventionnel vibré.  
CRN : Côte retenue normale.  
CVM : Côte volume mort.  
PHE : Plus hautes eaux.  
RN : Retenue normale.  
 $\varphi$ : Angle de frottement interne des sédiments.  
P : Est la pression en Pa (Pascal).  
g : Est l'accélération de la pesanteur.  
h : La hauteur d'eau au-dessus du point considéré.  
H : Niveau d'eau du réservoir.  
Z : Côté dans la partie immergée de la face amont.  
 $\gamma_w$  : Le poids volumique.  
 $\rho_b$  : Masse volumique de béton.  
 $\rho_e$  : Masse volumique de l'eau.  
 $\rho_s$  : Masse volumique des sédiments.  
 $K_0$  : Coefficient de la poussée des sédiments.  
 $P_0$  : Force due au poids propre du barrage.  
 $P_1$  : Force due aux sous pressions.  
 $Q_1$  : Force de la charge d'eau en amont.  
 $Q_2$  : Force de la charge des sédiments.  
 $Q_3$  : Force de la charge d'eau en aval.  
n : Coefficient de Poisson  
 $u''_g$ : Accélération du sol.  
k : Module de compressibilité de l'eau.  
T : Période du mouvement de l'écran, supposé harmonique.  
 $T_0$ : Période propre du réservoir.  
[M] : Matrices de masse, amortissement et raideur.  
[C] : Matrices d'amortissement.  
[K] : Matrices de raideur.  
 $\Gamma_F$  : Surface délimitant le fond du réservoir.  
 $\Gamma_I$  : Surface d'interaction fluide structure.  
 $\Gamma_R$  : Surface de troncature du réservoir.  
 $\Gamma_S$  : Surface libre de réservoir.  
 $\sigma_n$  : Contrainte normale à l'amont.  
 $\Omega$  : Domaine fluide.  
 $\nabla$  : Opérateur gradient.  
g : Accélération de la pesanteur.  
C : Célérité des ondes sonores dans l'eau.  
 $H_B$  : Hauteur de barrage.  
 $L_B$  : Largeur de la base du barrage.  
 $H_c$  : Hauteur en crête.  
 $L_c$  : Largeur en crête.  
 $H_f$  : Hauteur de la retenue d'eau.  
 $L_f$  : Longueur de la retenue d'eau.  
{u} : Déplacement total de la structure.  
{u<sub>i</sub>} : Déplacement au noeud de la structure.

---

---

## Liste des tableaux

### CHAPITRE V

<b>Tableau V.2.</b> Propriétés des matériaux du système barrage-fondation.....	49
<b>Tableau V.3.</b> Cinq premières fréquences naturelles du modèle sans éléments de contact.....	52
<b>Tableau V. 4</b> Cinq premières fréquences naturelles du modèle de contact.....	52

---

---

## Liste des figures

### CHAPITRE I

Figure I.1 : Classification de barrage en béton .....	2
Figure I.2 : Schéma simplifié des barrages en béton .....	2
Figure I.3 : Classification de barrage en remblai .....	3
Figure I.4: Schéma simplifié des barrages en remblai .....	3
Figure I.5 : Barrage de Chatou-France .....	4
Figure I.6 : Le barrage-poids de Pine Flat .....	5
Figure I.7 : Barrage de Sainte Croix.....	6
Figure I.8 <i>Différents types de barrages à contreforts contrefort</i> .....	7
Figure I.9 <i>Barrage à contre fort (Grandval)</i> .....	8
Figure I.10 : <i>barrage de la Girotte- multi-voûtes</i> .....	8
Figure I.11 : <i>barrage de Koudiat Bouira-Algérie</i> .....	9
Figure I.12 : <i>barrage de Tabellout Jijel- Algérie</i> .....	9
Figure I.13 : <i>les différentes actions agissantes sur barrage poids</i> .....	11
Figure I.14 : <i>Action du poids propre du barrage</i> .....	12
Figure I.15 : <i>Action des sédiments sur le barrage</i> .....	13
Figure I.16 : <i>Action de la poussée hydrostatique</i> .....	14
Figure I.17 : <i>Action de la poussée hydrostatique aval Q3</i> .....	14
Figure I.18 : <i>Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage</i> .....	15
<i>Figure I.19 : Diagramme de la répartition des sous-pressions</i> .....	16

### CHAPITRE II

Figure 2.1 Définition du phénomène d'interaction sol-structure (Emilio Rosenbluenth, 1980).....	20
Figure 2.2 : Effet de l'interaction sol-structure sur un ouvrage.....	21
Figure 2.3 : Schématisation d'un problème d'interaction sol structure.....	22
Figure 2.4 : Schématisation d'une méthode des sous structures.....	23
Figure 2.5 : Théorème de superposition.....	24
Figure 2.6 : Décomposition du problème d'interaction sol-structure.....	25

### CHAPITRE III

Figure 3. 1: Problème de contact unilatéral.....	28
Figure 3.2 : La loi de contact.....	29
Figure 3.3 : Régularisation de loi de contact.....	29
Figure 3.4 : La loi de Tresca.....	30
Figure 3.5 : La loi de Coulomb.....	30
Figure 3.6 : Modélisation des surfaces en contact.....	31

---

---

## CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en terre).....	35
Figure IV.2 : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations plane	
Figure IV.3 : Comportement plastique uniaxial.....	36

## CHAPITRE V

Figure V.1 : barrage-poid en béton de Oued Fodda.....	47
Figure V.2 : Situation géographique du barrage de Oued Fodda.....	48
Figure V.3 : Profil type du barrage de Oued Fodda.....	48
Figure V.4 : Discrétisation par éléments finis du système barrage-fondation.....	50
Figure V.5 : Représentation de l'élément CONTA172.....	51
Figure V.6 : Représentation de l'élément TARGE169.....	51
Figure V.7 : Enregistrement sismique de la composante horizontale de la réplique du séisme d'El-Asnam (1980) mise à l'échelle par un facteur de 2,5.....	53
Figure V.8 : Variation des déplacements horizontaux à la crête du barrage.....	54
Figure V.9 : Variation des déplacements horizontaux à la base du barrage.....	54
Figure V.10 : Contours des déplacements horizontaux maximums du barrage [m].....	55
Figure V.11 : Variation des contraintes principales de traction en fonction du temps à la base du barrage.....	56
Figure V.12 : Variation des contraintes principales de compression en fonction du temps à la base du barrage.....	56
Figure V.13 : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps à la base du barrage.....	57
Figure V.14 : Contours des contraintes principales de traction du barrage [N/m <sup>2</sup> ].....	57

---

## SOMMAIRE

### INTRODUCTION GÉNÉRALE

#### **CHAPITRE I : Généralités sur les barrages**

I.1 INTRODUCTION :	1
I.2 DÉFINITION :	1
I.3 LES DIFFÉRENTS TYPES DE BARRAGES :	1
I.3.1 Barrages en béton :	1
I.3.2 Barrages en remblais	2
I.3.3 Barrages mobiles	3
I.4 CLASSIFICATION DES BARRAGES	4
I.4.1 Les matériaux de construction	4
I.4.2 La façon à résister à la poussée de l'eau	4
I.5 CHOIX DU SITE DU BARRAGE :	5
I.6 CHOIX DU TYPE DE BARRAGE EN BÉTON :	5
I.6.1 Barrage poids :	5
I.6.2 Barrage voûte	6
I.6.3 Barrage à contreforts ou multi-voûtes	6
I.6.4 Barrage en BCR	8
I.7 AVANTAGES ET PARTICULARITÉS EN BÉTON :	10
I.7.1 Barrages poids :	10
I.7.2 Barrages à contrefort :	10
I.7.3 Barrages voûtes	10
I.8 ANALYSE DE LA STABILITÉ D'UN BARRAGE POIDS	11
I.8.1 Actions agissants sur les barrages poids	11
I.8.2 Manifestations des actions	12
I.8.2.1 Le poids propre P0	12
I.8.2.2 Poussée des sédiments déposés au pied amont Q2	13
I.8.2.3 Poussée hydrostatique amont Q1	13
I.8.2.4 Poussée hydrostatique aval Q3	14
I.8.2.5 Sous pressions P1	14
I.8.2.6 Poussée de glaces	16
I.8.2.7 Actions accidentelles	16
I.8.3 Amélioration de la sécurité du barrage	17

---

I.9 CONCLUSION.....	17
<b>CHAPITRE II : Généralités sur le phénomène d'interaction sol- structure.</b>	
I. INTRODUCTION.....	18
II. ETUDES ENTERIEUR SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURE .....	18
III. DEFINITION DU PHENOMENE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	20
IV. FORMULATION DU PHENOMENE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE .....	22
a) Méthode directe (méthode globale).....	22
b) Méthode indirecte .....	23
V. LES COMPOSANTES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	25
a) Force d'interaction inertielle .....	25
b) Force d'interaction cinématique.....	26
VI. CONCLUSION .....	26
<b>CHAPITRE III : Généralités sur les contacts.</b>	
I. DEFINITION DU CONTACT .....	27
II. DFFERENTS TYPES DE CONTACT .....	27
a) Contact unilatéral, sans frottement .....	27
b) Frottement.....	29
III. ELEMENTS DE CONTACT .....	31
a) Modélisation du contact .....	31
b) Rigidité du contact.....	32
<b>CHAPITRE IV:L'étude de barrage par la méthode des éléments finis</b>	
IV.1 Introduction.....	33
IV.2 État de contraintes-déformations.....	34
IV.2.1 État de contraintes-déformations dans le cas élastique.....	34
IV.2.2 État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique.....	36
IV.3 Application de la méthode des éléments finis.....	37
IV. 3.1 Modélisation.....	37
IV.3.1.1 Modélisation du système barrage-fluide-fondation.....	37
IV.3.1.1.1 Barrage.....	37

---

IV.3.1.1.2 Fondation.....	38
IV.3.1.1.3Fluide.....	38
IV.3.1.2 Choix de type d'élément.....	38
IV.3.1.3 Conditions aux frontières.....	38
IV.3.2 Analyse dynamique.....	38
IV.3.2.1 Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis.....	38
IV.3.2.2 Caractéristiques dynamique du système.....	39
IV.3.2.2.1 Matrice de raideurs.....	40
IV.3.2.2.2 Matrice masse.....	41
IV.3.2.2.3 Matrice d'amortissement.....	42
IV.3.2. 3 Résolution de problème.....	43
IV.3.2.3.1 Méthodes d'intégration directe.....	43
IV.3.2.3.2 Cas linéaire.....	44
IV.3.2.3.2.1 Méthode de différences finies centrées.....	44
IV.3.2.3.2.2 Méthode de Newmark.....	44
 <b>CHAPITRE V: Application numérique</b>	
V.1. Introduction.....	46
V.2. Présentation de l'ouvrage.....	47
V.3. Profil type du barrage.....	48
V.4. Modélisation du système barrage-fondation par éléments finis.....	49
V.5. Modelisation du contact a l'interface de contact barrage-fondation.....	50
V.6. Analyse dynamique.....	52
V.6.1. Analyse modale.....	52
V.6.2. Analyse transitoire.....	53
V.6.2.1. Variation des déplacements.....	53

---

## SOMMAIRE

---

V.6.2.2. Variation des contraintes .....	55
V.7. Conclusion.....	58
CONCLUSION GENERALE.....	
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

---

---

## Résumé

La réponse sismique d'un barrage-poids en béton dépend de son interaction avec la fondation rocheuse.

Cette interaction est représentée par deux modèles : le contact collée et contact frottement.

Le contact de frottement est assuré par l'utilisation des éléments de contact. À cet effet, choisi dans la présente étude le barrage-poids en béton de Oued Fodda, situé dans la Wilaya de Chlef au Nord Ouest de l'Algérie, La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir est modélisée en utilisant l'approche Westergaard. L'interface de contact à l'interface barrage-fondation est modélisée par des éléments de contact surface-surface basés sur la loi de frottement de Coulomb. Ces éléments de contact utilisent une surface target et une surface contact pour former une paire de contact. Les analyses numériques montrent que le contact de frottement conduit à générer le phénomène de glissement de la base du barrage et réduire les paramètres de réponse de la structure du barrage.

**Mots clés :** Barrage-poids en béton, interaction dynamique sol-structure, contact de frottement, glissement, réponse sismique.

---

---

**Abstract:**

The seismic response of a concrete gravity dam depends on its interaction with the rock foundation. This interaction is represented two models: the bonded contact and contact friction. The frictional contact is ensured by the use of the contact elements. For this purpose, the concrete gravity dam of Oued Fodda, located in the Chlef Wilaya in northwestern Algeria, is selected in this study. The hydrodynamic pressure of the reservoir water is modeled using the Westergaard approach. The contact interface at the dam-foundation interface is modeled by surface-to-surface contact elements based on the Coulomb friction law. These contact elements use a target surface and a contact surface to form a contact pair. Numerical analyzes show that the frictional contact leads to the sliding phenomenon of the base of the dam and reduces the response parameters of the dam structure.

**Key words:** Concrete weirs, dynamic soil-structure interaction, frictional contact, landslide, seismic response.

---

---

## ملخص

تعتمد الاستجابة الزلزالية لسد ثقلي خرساني على تفاعله مع الأساس الصخري. ويمثل هذا التفاعل بنموذجين: الاتصال الملتصق والاتصال المتلامس بالاحتكاك. يتم ضمان الاحتكاك عن طريق استخدام عناصر الاتصال. لهذا الغرض . في هذه الدراسة . تم اختيار السد الثقلي الخرساني في وادي الفضة، والذي يقع في ولاية الشلف في شمال غرب الجزائر ، وتكون نمذجة الضغط الهيدروديناميكي لمياه الخزان باستخدام نهج Westergaard . واجهة التلامس في واجهة السد هي نمذجة عناصر التلامس سطح-سطح بناءً على قانون الاحتكاك Coulomb . تستخدم عناصر الاتصال هذه سطحًا مستهدف و سطح اتصال لتشكيل زوج التلامس. تشير التحليلات العددية إلى أن الاتصال الاحتكاكي يؤدي إلى ظاهرة الانزلاق لقاعدة السد ويقلل من معايير الاستجابة لهيكل السد.

**الكلمات المفتاحية:** السدود الخرسانية ، التفاعل الديناميكي لهيكل التربة ، التلامس الاحتكاكي ، الانهيار الأرضي ، الاستجابة الزلزالية .

---

---

## INTRODUCTION GENERALE

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractère économique et stratégique importants. Ils sont des structures critiques qui servent à permettre la production d'électricité, l'approvisionnement en eau, la prévention des catastrophes naturelles (crues, inondations), l'irrigation, la récréation, la régulation du débit des rivières, et d'autres fins. Ces ouvrages font partie intégrante du système de l'infrastructure de la société.

La construction de ces ouvrages en zone sismique, constitue un danger potentiel permanent pour les populations avoisinantes, et une préoccupation importante pour les gouvernements. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel. En conséquence, il est nécessaire d'étudier de manière précise le comportement dynamique des barrages en vue de l'évaluation de leur performance et de leur sécurité sous l'action des séismes.

L'étude du phénomène d'interaction dynamique sol-structure constitue un domaine de recherche vaste et actif. En particulier, dans les études de cas des barrages poids en béton sous sollicitations sismiques.

L'interaction de contact entre le barrage et le sol de fondation est modélisée par deux modèles : le contact collé et le contact de frottement. Le contact de frottement est représenté par l'utilisation des éléments de contact. L'interface de contact dans le système d'interaction barrage-fondation est modélisée par des éléments de contact surface-surface basés sur la loi de frottement de Coulomb pour décrire le frottement. Ces éléments de contact utilisent une surface target et une surface contact pour former une paire de contact.

L'objet de ce mémoire est d'exposer effet du contact de frottement à l'interface barrage-fondation sur le comportement sismique des barrages-poids en béton en utilisant la M.E.F à l'aide du logiciel ANSYS. Le barrage-pois en béton de Oued Fodda est considéré ici comme exemple dans cette étude.

Le présent mémoire est organisé en cinq chapitres, une introduction et une conclusion générale. Dans le premier chapitre, généralités sur les barrages sont présentées. Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes d'interaction sol-structure. Généralités sur les contacts sont exposées au troisième chapitre. Dans le quatrième, application de la méthode des éléments finis à l'étude du comportement dynamique d'un barrage-pois en béton ainsi que les méthodes de résolution des équations découlant de la discrétisation par élément finis. Le dernier chapitre présente la simulation numérique du comportement sismique du barrage-pois en béton en tenant compte du contact de frottement à l'interface barrage-fondation et en fin on termine par une conclusion générale.

---

---

# Chapitre I

## Généralités sur les Barrages

---

## **Généralités sur les Barrages**

### **I.1 INTRODUCTION**

Un barrage est un ouvrage artificiel disposé en travers d'un cours d'eau pour arrêter son écoulement, créer une retenue ou élever le niveau de l'eau en amont.

Plusieurs objectifs conduisent à la construction d'un barrage :

Concentrer la pente naturelle d'une rivière dans un site donné, rendant ainsi possible la production d'électricité à partir de l'énergie potentielle de l'eau (énergie hydroélectrique), stocker, puis amener l'eau des rivières vers des canaux et des systèmes d'irrigation, augmenter la profondeur des rivières pour la navigation, contrôler le débit de l'eau pendant les périodes de sécheresse et de crue, créer des lacs artificiels destinés aux loisirs. De nombreux barrages cumulent plusieurs de ces fonctions. La conception d'un barrage doit tenir compte des caractéristiques hydrologiques, topographiques et géologiques du milieu où il sera construit. On doit, par exemple, considérer les apports moyens en eau et leurs fluctuations saisonnières, les caractéristiques topographiques concernent essentiellement l'adaptation du barrage au relief, on doit également tenir compte des risques de séisme : des analyses rigoureuses sont effectuées sur les fondations naturelles et la cuvette à remplir, qui doivent être étanches et avoir la résistance nécessaire pour supporter le poids du barrage, ainsi que celui de l'eau. Tout défaut d'étanchéité, à l'intérieur ou sous un barrage, doit être prévenu afin d'éviter des pertes d'eau, mais surtout pour empêcher l'affouillement (érosion) de la structure elle-même. Les géologues mesurent également la profondeur à laquelle se trouve le sol rocheux de fondation, sous la couche alluviale. La forme de la vallée, la nature du sol, les matériaux à disposition sur le site déterminant le type de barrage.

### **I.2 DÉFINITION**

Un barrage est un ouvrage hydraulique construit à travers un cours d'eau, pour retenir l'eau. De cette façon, l'homme constitue un grand réservoir d'eau, qu'il utilise pour :

- Contrôler le débit d'un fleuve ou d'une rivière et ainsi rendre le cours d'eau navigable (en diminuant la pente naturelle),
- Irriguer les cultures,
- Alimenter la zone en eau potable,
- Lutter contre les incendies,
- L'élevage des poissons artificiels ou réservoir,
- Maîtriser les crues pour prévenir les catastrophes naturelles (inondations),
- Créer de l'électricité (on appelle un tel barrage un barrage hydroélectrique),
- L'utilisation touristique et sportive.

### **I.3 LES DIFFÉRENTS TYPES DE BARRAGES**

Chaque structure et matériau de construction définit le type de barrage. On distingue :

#### **I.3.1 Barrages en béton**

- Barrages-poids,
- Barrages-voûtes,
- Barrages à contreforts

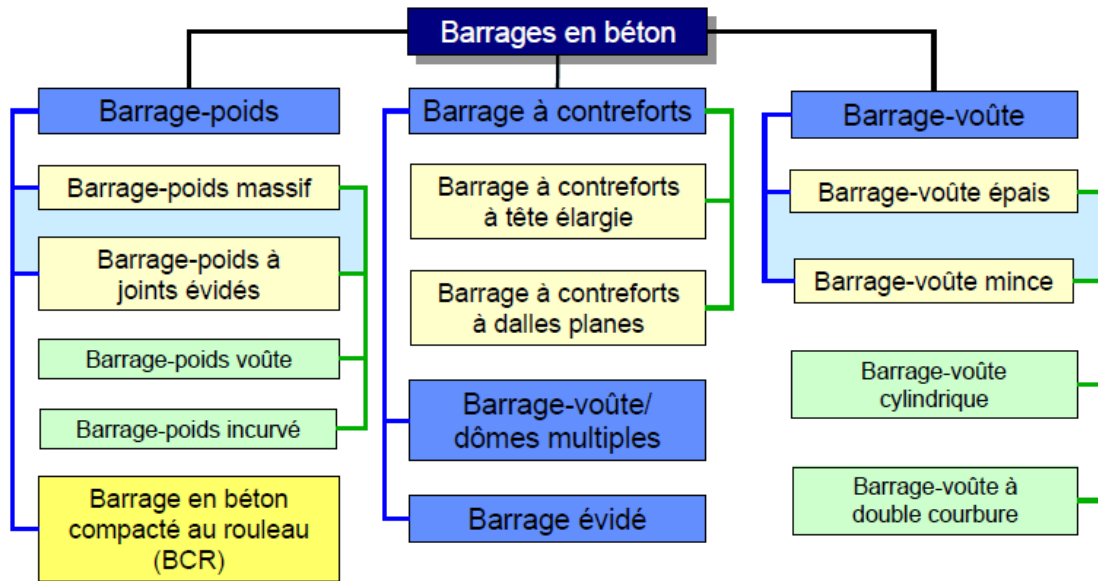


Figure I.1 : Classification de barrage en béton

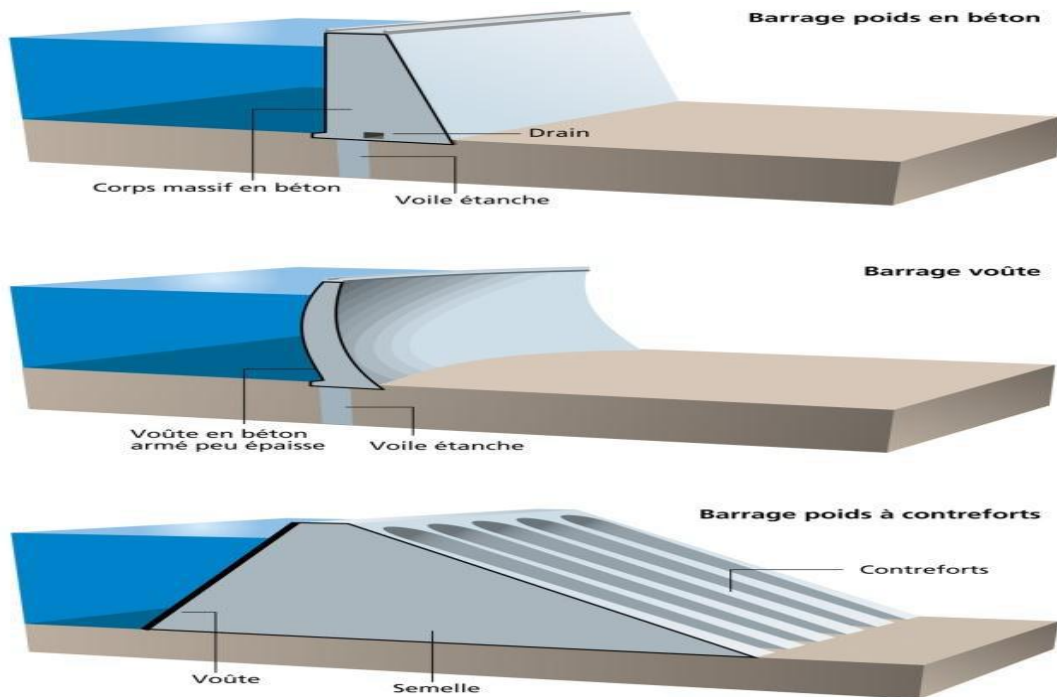


Figure I.2 : Schéma simplifié des barrages en béton

I.3.2 Barrages en remblais

- Barrages en terre,
- Barrages en enrochement

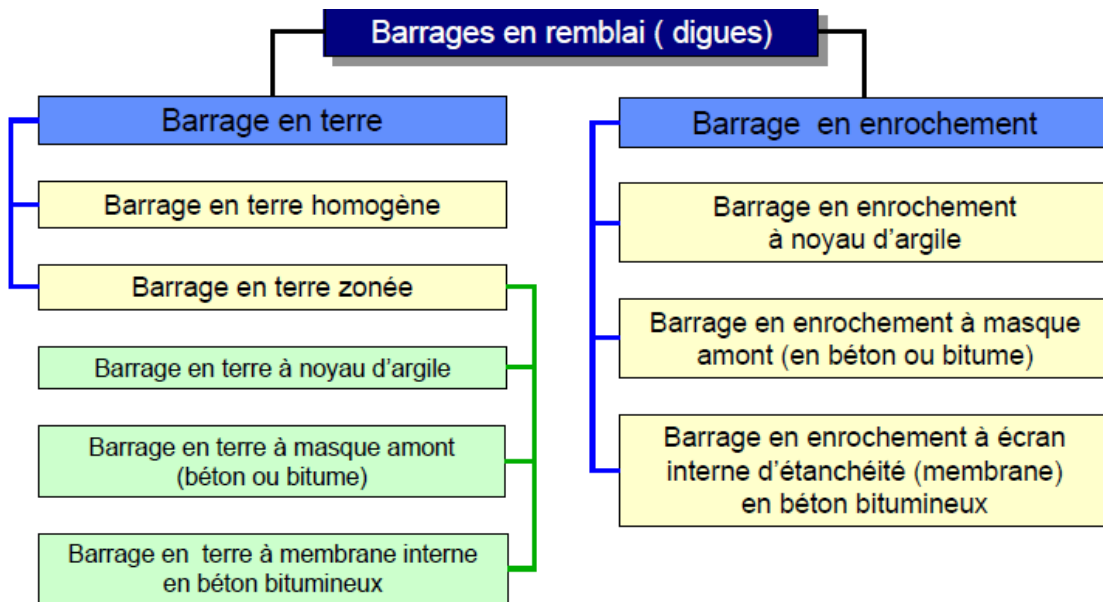


Figure I.3 : Classification de barrage en remblai

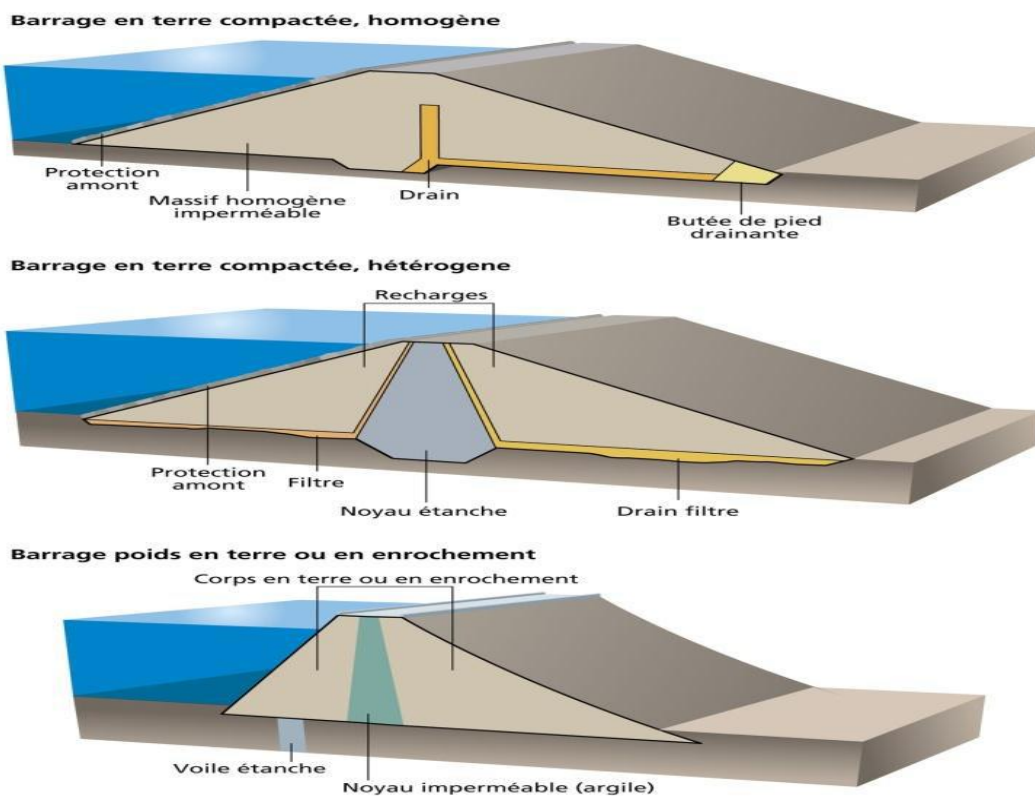


Figure I.4: Schéma simplifié des barrages en remblai

**I.3.3 Barrages mobiles**

Ont une hauteur limitée, ils sont généralement édié en aval du cours des rivières, de préférence à l'endroit où la pente est la plus faible. On utilise généralement ce type de barrage

dans l'aménagement des estuaires et des deltas pour rendre les rivières navigables en les canalisant .



*Figure I.5 : Barrage de Chatou-France*

## **I.4 CLASSIFICATION DES BARRAGES**

Un barrage fluvial permet la régulation du débit d'une rivière ou d'un fleuve, l'irrigation des cultures, une prévention relative des catastrophes naturelles (crues, inondations), par la création de lacs artificiels ou de réservoirs. Un barrage autorise aussi sous certaines conditions la production de forces motrices (moulin à eau) et d'électricité (on parle alors de barrage hydro-électrique).

La classification des barrages est faite en fonction des critères suivants

### **I.4.1 Les matériaux de construction**

- Barrages rigides : en béton, béton compacté au rouleau (BCR), maçonneries,
- Barrages souples : en terre ou enrochement.

### **I.4.2 La façon à résister à la poussée de l'eau**

- Barrages à stabilité de forme (barrages voutes) : sa forme arquée horizontalement et verticalement, permet de reporter la poussée de l'eau sur les flancs de la vallée. Il doit donc s'appuyer sur une fondation rocheuse résistante.
- Barrage à stabilité de poids (barrages poids) : un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple (leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangulaire).

## I.5 CHOIX DU SITE DU BARRAGE

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrage sont les suivants :

- La topographie et les apports du bassin versant,
- La morphologie de la vallée,
- Les conditions géologiques et géotechniques,
- Le contexte météorologique et le régime des crues,
- Sismicité de la région.

## I.6 CHOIX DU TYPE DE BARRAGE EN BÉTON

Il existe quatre types principaux de barrage en béton :

### I.6.1 Barrage poids

Un barrage-poids est un ouvrage massif en maçonnerie ou en béton dont la stabilité, sous l'effet de la poussée de l'eau, est assurée par le poids propre du barrage.



*Figure I.6 : Le barrage-poids de Pine Flat*

Le barrage-poids de Pine Flat a été édifié entre 1947 et 1954 sur la Kings River, dans le centre de la Californie (États-Unis). Long de 560 mètres pour 130 mètres de haut, il a été conçu spécialement pour contrôler les risques d'inondation, mais il sert également à la production d'énergie, à l'irrigation et à l'agrément. Il a engendré la création du lac Pine Flat qui est l'un des plus grands réservoirs de Californie.

## I.6.2 Barrage voûte

Un barrage-voûte profite de sa forme arquée en plan pour reporter une part importante de l'effort de poussée de l'eau sur les flancs de la vallée. Ceux-ci reçoivent une force concentrée et donc subissent des contraintes importantes, ce qui exige un rocher de fondation excellent au plan mécanique.

Les barrages-voûtes sont, par rapport aux barrages-poids, très économes en béton. Cela représente couramment un gain de 50% de matière. La finesse de la structure impose par conséquent à la fondation des gradients hydrauliques très élevés, ce qui renforce encore la nécessité d'avoir une fondation d'excellente qualité.



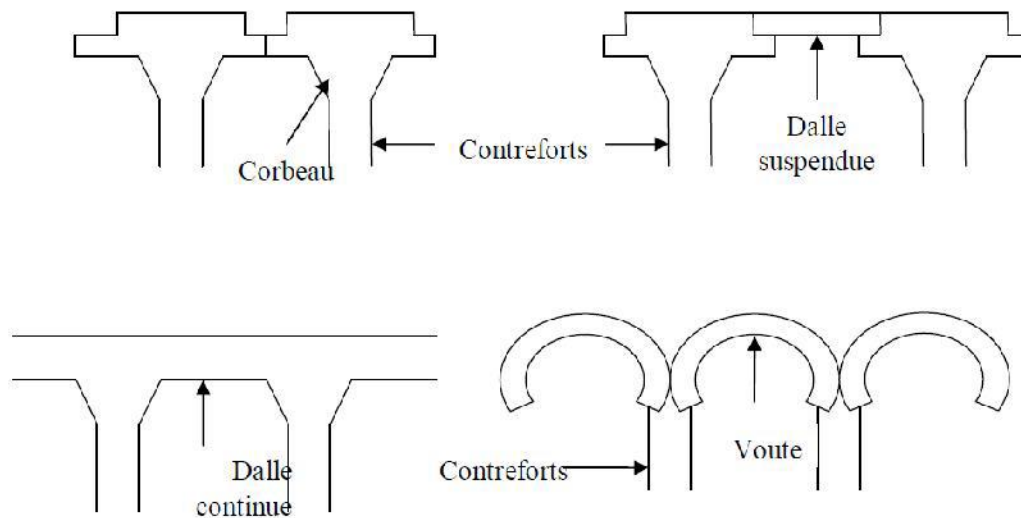
*Figure I.7 : Barrage de Sainte Croix*

## I.6.3 Barrage à contreforts ou multi-voûtes

Il est constitué :

- 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.

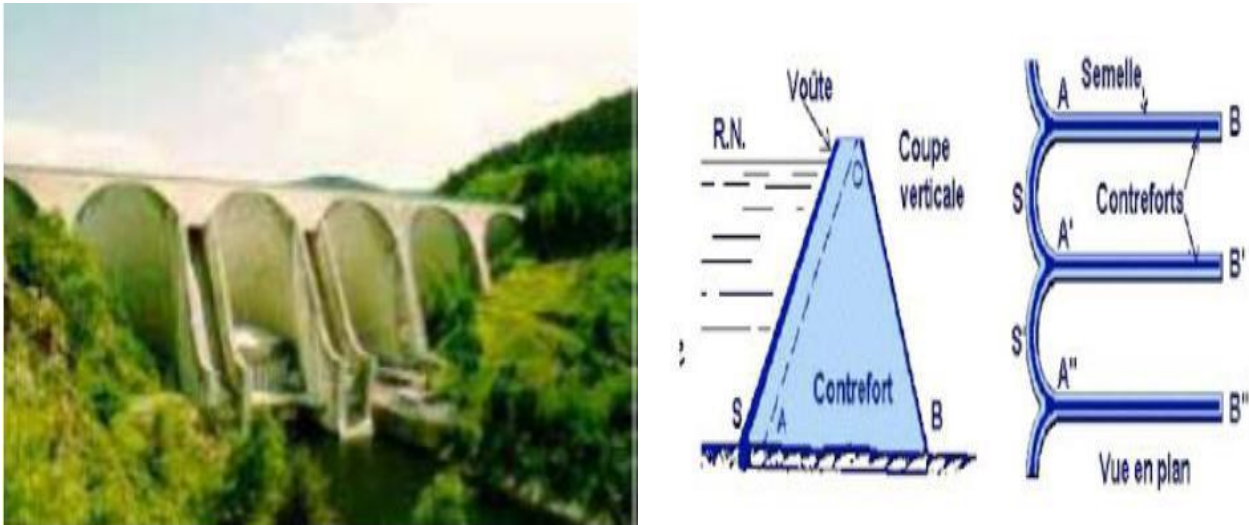
Dans des vallées plus larges où le barrage-poids supposerait des volumes de béton trop importants et où le barrage voûte ne serait pas réalisable, nous pensons à construire des barrages à contreforts, par ailleurs beaucoup moins sensibles aux sous-pressions que le barrage-poids, mais plus fragiles.



*Figure 1.8 : c*

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 façon.

- 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 voûte corbeau dalle contreforts suspendue.



*Figure 1.9: Barrage à contre fort (Grandval)*



*Figure 1.10 barrage de la Girotte- multi-voûtes*

#### **I.6.4 Barrage en BCR**

Les plus récents sont en béton compacté au rouleau (BCR) : le barrage est construit par couches successives mises en place par des engins de terrassement et compactées avant de passer à la couche suivante. Les barrages sont ainsi construits très rapidement, ce qui apporte pour les chantiers un intérêt économique certain.



*Figure I.11 : barrage de Koudiat Bouira-Algérie*



*Figure I.12 : barrage de Tabellout Jijel- Algérie*

## I.7 AVANTAGES ET PARTICULARITÉS EN BÉTON

Ils sont dimensionnés de façon à ce que leurs charges (poids et pression hydrostatique) s'opposent l'une à l'autre. Dans ce qui suit, on dressera un bilan de comparaison permettant aux concepteurs, à priori, de faire le point sur les alternatives de choix primaire des types de barrages.

### I.7.1 Barrages poids

#### a) Avantage :

- ✓ faibles contraintes dans le béton,
- ✓ faibles contraintes transmises aux roches,
- ✓ Les variations de température ne produisent que des contraintes faibles,
- ✓ Gradient des sous-pressions sous la fondation faible,
- ✓ Evacuateur de crues peut facilement être intégré.

#### b) Particularités :

- ✓ Volume d'excavation important,
- ✓ Volume de béton important,
- ✓ Refroidissement artificiel est nécessaire lors de la prise du béton,
- ✓ Sous-pressions importantes sous la fondation,
- ✓ Sensibilité aux tassements,
- ✓ Sensibilité aux séismes.

### I.7.2 Barrages à contrefort

#### a) Avantage :

- ✓ Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes,
- ✓ Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles,
- ✓ Le volume du béton est faible donne un échauffement faible,
- ✓ Moyens risques de tassement.

#### b) Inconvénients :

- ✓ Susceptibilité aux séismes est très forte,
- ✓ La résistance à l'accélération est presque non existante,
- ✓ Importantes fouilles,
- ✓ Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.

### I.7.3 Barrages voûtes

#### a) Avantage :

- ✓ Le volume du béton est faible,
- ✓ La fouille est assez petite,
- ✓ La résistance au séisme est haute,
- ✓ Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.

#### b) Inconvénients :

- ✓ Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher,
- ✓ Les forces sont transmises obliquement dans les appuis,
- ✓ Le risque de tassement est moyen,

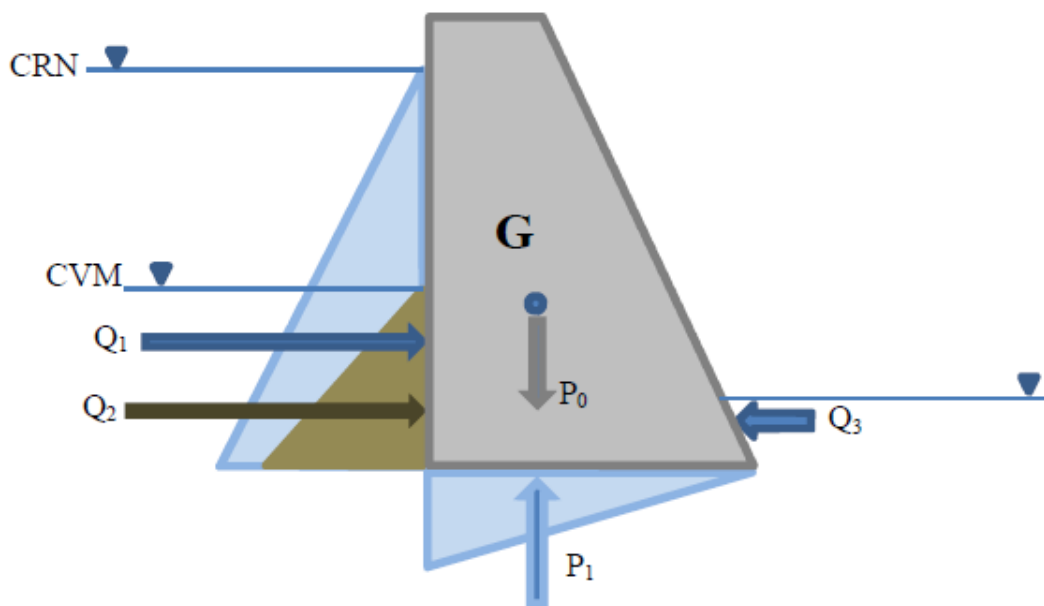
- ✓ L'échauffement du béton par la prise du ciment est considérable,
- ✓ L'intégration de l'évacuateur de crue (grand débit) est difficile,
- ✓ Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand,
- ✓ Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.

### I.8 ANALYSE DE LA STABILITÉ D'UN BARRAGE POIDS

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage poids, il convient de garder . Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de la stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur. L'évaluation de la crue de projet et du niveau atteint par l'eau devra être faite avec une grande rigueur et on tiendra compte de l'imprécision ou des incertitudes sur l'hydrologie examinant les conséquences 'd'un dépassement significatif de la crue de projet qui aura été retenue.

#### I.8.1 Actions agissantes sur les barrages poids

La figure (I.12) illustre les différentes actions agissantes sur un barrage poids :



*Figure I.13 : les différentes actions agissantes sur barrage poids*

On peut classer ces actions en fonction de leurs types :

#### • Actions permanentes :

Elles commencent avec la réalisation du barrage et continuent durant toute la vie de ce dernier :

- Poids propre,
- Poussées des sédiments.

**• Actions variables :**

Elles sont variables en fonction des variations du niveau de la retenue :

- Poussées de l'eau et des matières en suspensions,
- Poussées des glaces.

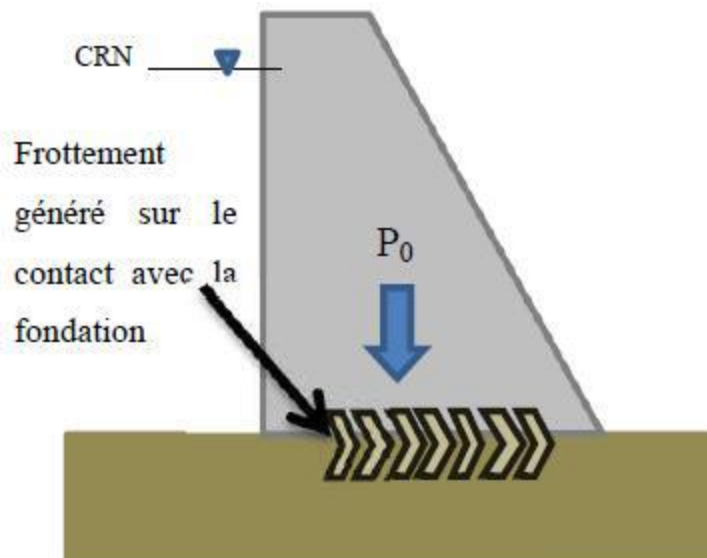
**• Actions accidentelles :**

Ces actions sont relatives aux excitations sismiques :

- Les séismes.

**I.8.2 Manifestations des actions****I.8.2.1 Le poids propre  $P_0$** 

La densité d'un BCR (béton conventionnel vibré) de barrages poids est généralement de l'ordre de 2,4. D'autres valeurs plus élevées ou moins élevées sont à prendre en compte lorsqu'une différence de densité des agrégats significativement de l'ordre de 2,7, on doit tenir compte de la présence des galeries selon le mode d'auscultation prévu. La densité d'un BCR est variable selon la granulométrie des agrégats et le dosage en liant ; la densité d'un BCR pauvre en fines peut descendre à 2,3. L'ensemble (granulats et liant) forme un béton (BCR ou BCR) à l'ensemble à masse de considérable influence sur les fondations et aussi pour la réaction sur la poussée hydrostatique (figure I.13). Les barrages poids résistent d'eux-mêmes grâce à leurs dimensions et à leur masse fantastique qui peut atteindre plusieurs dizaines de millions de tonnes. Ces barrages travaillent par gravité. Ils sont dimensionnés de façon à ce que leurs charges (poids et pression hydrostatique) s'opposent l'une à l'autre.



*Figure I.14 : Action du poids propre du barrage*

### I.8.2.2 Poussée des sédiments déposés au pied amont Q2

Les sédiments en cours de consolidation exercent une poussée est à priori légèrement inclinée sur l'horizontale (figure I.14). Le coefficient de poussée peut être pris égal à :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \text{ (Formule de jacky)} \quad (\text{I.1})$$

Avec  $\varphi$  : angle de frottement interne des sédiments.

Il convient de faire le calcul en contraintes effectives, c'est-à-dire avec la densité déjaugée pour les sédiments, car la poussée de l'eau est par ailleurs considérée sur toute la hauteur du barrage.

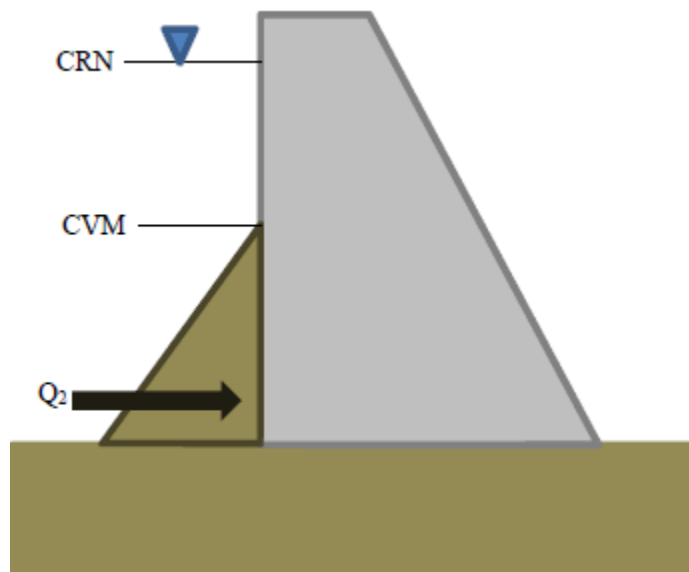


Figure I.15 : Action des sédiments sur le barrage

### I.8.2.3 Poussée hydrostatique amont Q1

Tout d'abord un barrage est soumis à des pressions, dont la plus importante est la pression hydrostatique (figure I.15). C'est une force horizontale exercée par l'eau sur sa surface immergée.

On en tire l'expression de la pression suivante :

$$P = \rho \cdot g \cdot h \quad (\text{I.2})$$

Avec :

- P : est la pression en Pa (Pascal),
- $\rho$  : la masse volumique de l'eau en  $\text{kg} \cdot \text{M}^3$ ,
- g : est l'accélération de la pesanteur ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ),
- h : la hauteur d'eau au-dessus du point considéré en m.

On constate que la pression dépend de la hauteur d'eau et non de la largeur du barrage. Etant donné que c'est la hauteur d'eau qui est responsable de la pression hydrostatique.

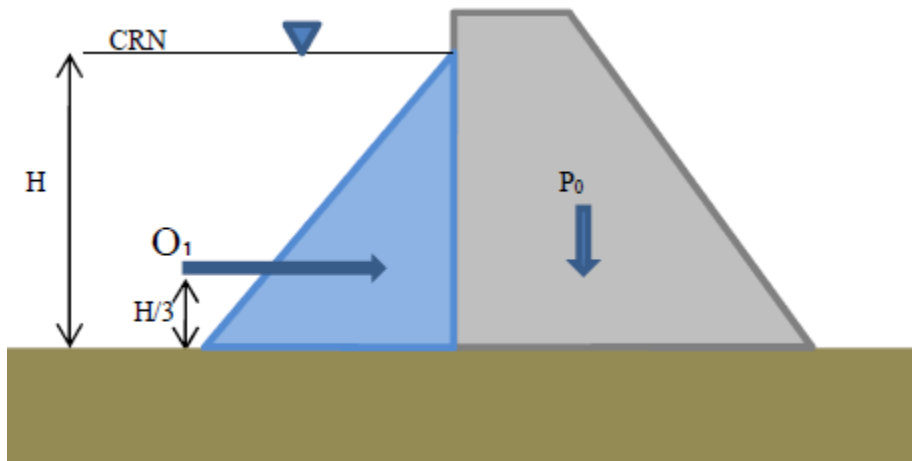


Figure I.16 : Action de la poussée hydrostatique

**I.8.2.4 Poussée hydrostatique aval Q3**

Parmi les conséquences de la poussée hydrostatique, une retenue se forme à l’aval et peut être agissante sur le barrage, sa valeur  $Q_3$  n’est pas de même importance que  $Q_1$  mais on la prend en considération comme action agissante.

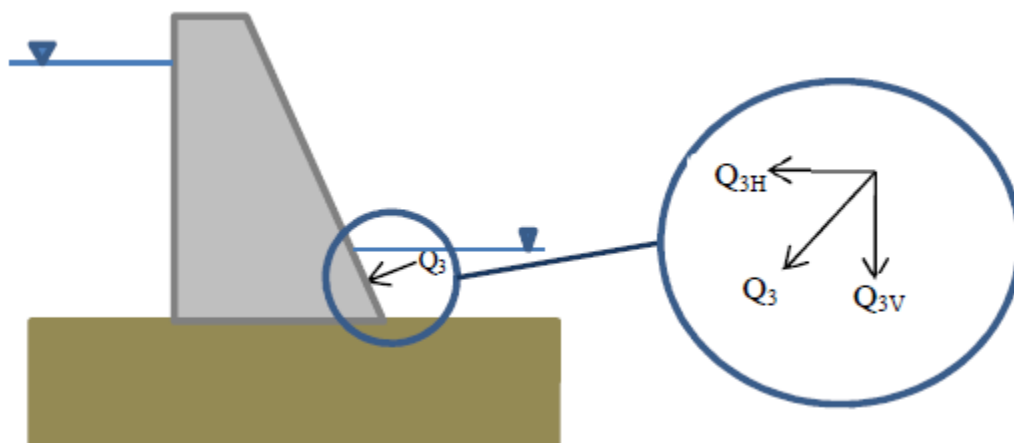


Figure I.17 : Action de la poussée hydrostatique aval  $Q_3$

**I.8.2.5 Sous pressions P1**

En l’absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression ( $U_m$ ) du plan d’eau en pied amont et une sous-pression ( $U_v$ ) égale au niveau d’eau en pied aval.

En l’absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus favorable que le diagramme trapézoïdal (a) de la (figure I.17) si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque l’étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

En cas de drainage et dans l’hypothèse d’un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50%, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage:

$$U_A = U_B = (U_A - U_C) / 2 \quad \text{(I.1)}$$

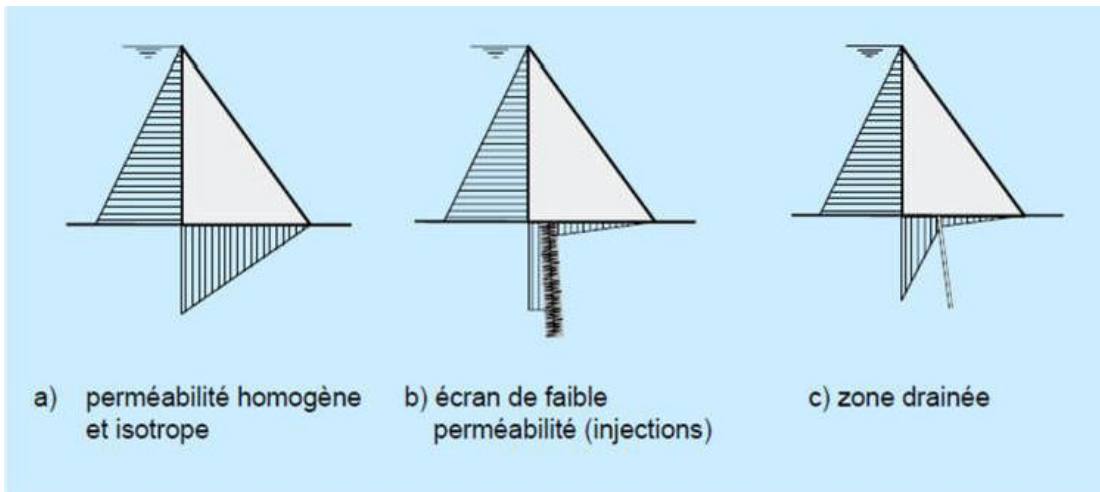


Figure I.18 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l’injection et de drainage.

Avec :

- a) – sans injection ni drainage.
- b) – avec voile d’injection.
- c) – avec drainage.

De même, si un voile d’injection a été réalisé en fonction près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d’un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont).

$$\text{(I.4)} \quad (U_A - U_C) / 3 \quad U_A - U_B =$$

La considération des sous-pressions, élément du comportement des barrages poids du point de stabilité, diffère d’un pays à l’autre. La figure (I.18) illustre les différents cas de diagrammes considérés pour l’évaluation des sous-pressions tenant compte des voiles d’injection et de drainage.

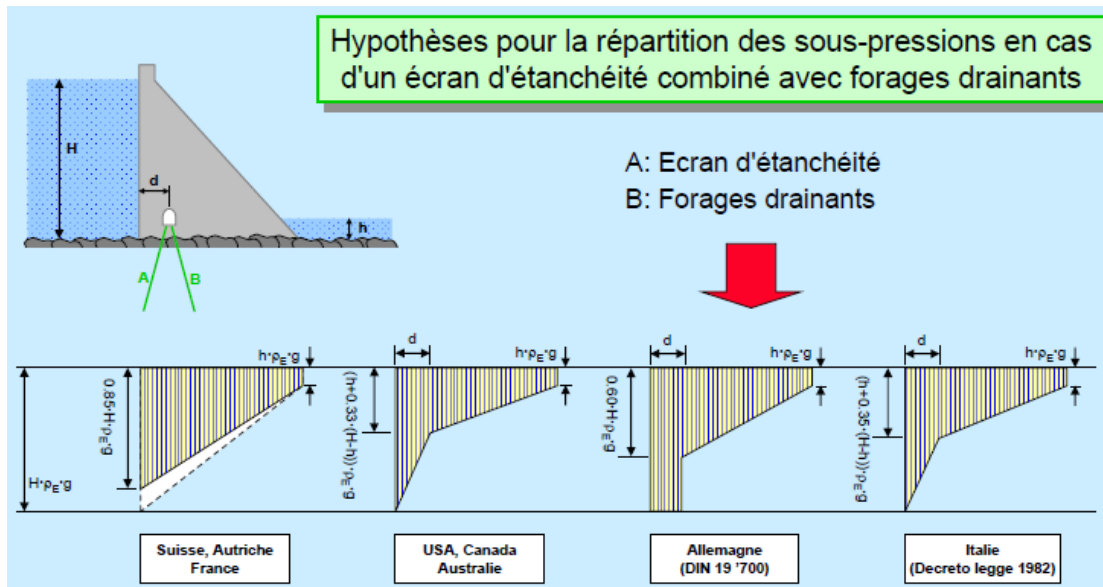


Figure I.19 : Diagramme de la répartition des sous-pressions

Le diagramme de contrainte de la base de la fondation du barrage poids doit être obligatoirement aux limites admissibles en compression en pied aval et en traction en pied amont.

### I.8.2.6 Poussée de glaces

Cette action n'est à considérer que si l'environnement climatique du barrage le justifie. Elle n'est en général pas déterminante pour la stabilité, car elle est simultanée avec la crue du projet.

### I.8.2.7 Actions accidentelles

Les actions accidentelles qui peuvent déstabiliser un barrage poids sont une approximation des séismes. La valeur ( $\alpha, g$ ) est l'intensité du composante horizontale correspond au vecteur ( $g$ ). La contrainte de poussée de l'eau à la profondeur  $Z$  est augmentée d'une valeur fonction de plusieurs paramètres :

$$\Delta P = 0,875 \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot (H \cdot Z)^{1/2} \text{ en kpa.} \tag{I.5}$$

Avec

**H** : la hauteur du barrage (m) ,

$\gamma_w$  : Le poids volumique en (KN/m<sup>3</sup>).

Dans le cas d'un barrage déversant la poussée totale de l'eau est augmentée d'une valeur additive :

$$\Delta P = 0,58 \cdot \alpha \cdot H^2 \text{ en (Kpa).}$$

### I.8.3 Amélioration de la sécurité du barrage

Si la vérification de la stabilité du barrage enregistre des insuffisances, l'amélioration de la stabilité est réalisée en :

- Augmenter les forces verticales, c'est-à-dire :
  - Réduire l'angle du parement aval,
  - Incliner le parement amont,
  - Réduire les sous pressions.
- Réduire les forces de poussée horizontales, c'est-à-dire :
  - Incliner la fondation vers l'amont.
- Augmenter la valeur de l'angle de frottement, c'est-à-dire :
  - Traitement des arrêts de bétonnage,
  - Redans coffrés,
  - Injection dans le rocher.

### I.9 CONCLUSION

Dans ce chapitre on peut conclure les remarques suivantes :

Les barrages poids en maçonnerie, malgré leur très bonne performance, apparaissent réservés aux contextes où la main- d'oeuvre est abondante, le barrage poids en béton classique ne se justifie en général que pour les barrages comportant des ouvrages hydrauliques complexes, en particulier les barrages mobiles, le barrage poids en BCR s'impose comme une solution économique et sûre, dès que le volume de béton dépasse 35 à 40 000 m<sup>3</sup>, barrage symétrique en remblai dur à mesure est à considérer sur les sites difficiles caractérisés par une fondation rocheuse de faibles caractéristiques mécaniques, de fortes crues ou une exposition aux séismes. L'étude de la stabilité d'un barrage poids doit tenir en compte non pas ses fortes dimensions et sa grande masse qu'elle peut être par fois le principal facteur stabilisateur; mais aussi l'influence du traitement des fondations qui est toujours en développement.

Les techniques du traitement des fondations des barrages poids les plus utilisées sont l'injection, les parois étanches et le drainage.

Ces nouvelles technologies ont un impact capital car elles donnent accès pendant les opérations de réhabilitation au résultat des travaux alors que sans elles, le traitement des fuites est jugé une fois les travaux terminés. Ces techniques restent onéreuses car l'exigence d'une entreprise spécialisée est impérativement.

---

# CHAPITRE 2

Interaction  
sol-structure

---

## Le phénomène d'interaction sol-structure

### I. INTRODUCTION

Le mouvement du sol qui n'est pas influencé par la présence de la structure est dit mouvement du champ libre. Si la structure est fondée sur une roche solide et elle est soumise à un signal sismique, la grande rigidité de la roche impose que le mouvement de cette dernière soit proche de celui du champ libre; c.à.d. La structure fondée sur une roche est considérée comme étant à base fixe. Par contre, la même structure se comporte différemment si elle repose sur un sol meuble. Ceci peut être expliqué par :

Premièrement : L'incapacité de la fondation de suivre les déformations du champ libre, ce qui engendre un décalage du mouvement par rapport à celui du champ libre.

Deuxièmement: La réponse dynamique de la structure elle-même induit une déformation du sol support.

Ce processus, dans lequel la réponse du sol est influencée par le mouvement de la structure et inversement, où la réponse de cette dernière a une influence sur le mouvement du sol, est appelé le phénomène d'interaction sol-structure (ISS).

L'interaction sol-structure peut dans certain cas avoir un effet négligeable sur la réponse dynamique de plusieurs structures et de systèmes de fondations. Dans d'autres cas, son effet peut être significatif. La question qui se pose : négliger son effet est il conservatif ou pas? Ceci dépend du détail du problème.

Dans ce chapitre on présentera quelques publications et études sur l'interaction sol-structure, puis une illustration de l'interaction sol-structure et finalement une présentation des différentes méthodes d'analyse liée à l'interaction sol-structure.

### II. ETUDES ENTERIEUR SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

L'interaction sol-structure est souvent négligée par les ingénieurs lors de l'analyse et du design d'un barrage. Pourtant, ce phénomène a beaucoup d'influence lors de l'étude du comportement du barrage. Le premier aspect est liée à la sécurité, puisque la répartition des efforts dans le corps du barrage peut être différente si on tient compte de l'*interaction sol-structure*. De plus, l'utilisation normale peut aussi être affectée par des problèmes de fissurations causées par les tassements différentiels. Finalement, les coûts des constructions choisies sont influencés par la répartition des efforts découlant de l'*interaction sol-structure*. Pour cette raison, plusieurs recherches sont faites dans ce domaine parmi lesquelles :

**Clough et Penzien**, 2000 : Ont discuté le problème de l'*interaction sol-structure* traitant le cas des structures multi supports, comme les ponts.

**M. Kutanis et M. Elmas**, 2000 : Ils ont abordé une modélisation en éléments finis (2D) de l'interaction dynamique sol-structure par la méthode de sous structure en utilisant un programme établi par les auteurs.

Trois types d'analyses ont été faites :

- Une analyse linéaire de l'interaction dynamique sol-structure.

- Une analyse non-linéaire de l'interaction dynamique sol-structure.
- Pour la même structure, l'analyse a été faite sans prendre en considération l'effet d'interaction dynamique sol-structure (structure encastrée à la base).

Trois enregistrements sismiques ayant trois différentes valeurs de PGA (Peak Ground Acceleration 0,15 g, 0,3 g et 0,45 g) ont été choisis pour solliciter le modèle. Ainsi que trois types de sol caractérisés par des vitesses de propagation des ondes de cisaillement.

**K. Antar**, 2004 : A démontré l'importance des effets de l'*interaction sol-structure*.

Il commence par une comparaison entre une structure à base fixe et une autre à base flexible. Par la suite, une étude paramétrique a abouti à des validations et critiques de quelques résultats des chercheurs concernant l'interaction inertielle sol-structure. Enfin, des expressions du code américain (BSSC97) ont été validées par l'introduction des spectres du code algérien (RPA99.version2003). Il a été proposé de combiner le rapport d'ancrage  $e/r$  ( $e$  : profondeur d'ancrage,  $r$  : rayons équivalents d'une fondation rectangulaire) couramment utilisé avec un autre rapport  $e/h$  qui tient compte de la hauteur ( $h$ ) de la structure. Il a été démontré que l'*interaction sol-structure* n'affecte que le mode fondamental. L'application du code algérien dans le dimensionnement d'une structure en béton armé a montré que l'interaction sol-structure permet de diminuer le ferrailage et de majorer le joint sismique de 45%.

**H.Shakibet et A.Fuladgar**, 2004 : Ont formulé une approche dans le domaine temporel pour l'analyse linéaire en 3D de l'*interaction sol-structure* d'un bâtiment de forme anti symétrique. Le but était d'évaluer la réponse sismique torsionnelle de la structure. La modélisation de la structure est faite pour un bâtiment à un seul étage en (3D) reposant sur un sol. Le sol est modélisé par des éléments solides, élastiques et linéaires. Le contact entre la fondation et le sol est modélisé par des éléments d'interfaces plans linéaires d'épaisseur nulle.

Deux composantes latérales du séisme de El Centro 1940 ont été appliquées simultanément sur le système suivant les directions X et Y.

**M.Oudjene et al**, 2005 : Ont démontré que dans la gamme des hautes fréquences la modification de l'action sismique n'est pas prise en compte par la forme des différents spectres de réponse ainsi proposée. Ensuite, ils ont discuté l'état actuel de ses spectres de calcul et ont suggéré que l'allongement de la période fondamentale n'implique pas systématiquement la diminution de l'accélération spectrale.

**K. Louay et al**, 2006 : Ont fait une étude paramétrique de l'influence de l'interaction sol structure sur la fréquence fondamentale des structures sous chargement sismique. L'analyse est effectuée avec une modélisation numérique par élément finis. Le comportement du sol et de la structure est supposé de type élastique. L'analyse statique des résultats obtenus pour un portique représentant un système à un seul degré de liberté a permis la détermination d'un paramètre adimensionnel, intitulé rigidité relative du système sol-structure noté  $K_{ss}$ . un abaque a été construit, en variant les paramètres  $N_b$ ,  $N_\theta$ ,  $N_e$  (nombre d'ouverture dans le sens horizontal et transversal et nombre d'étage respectivement).

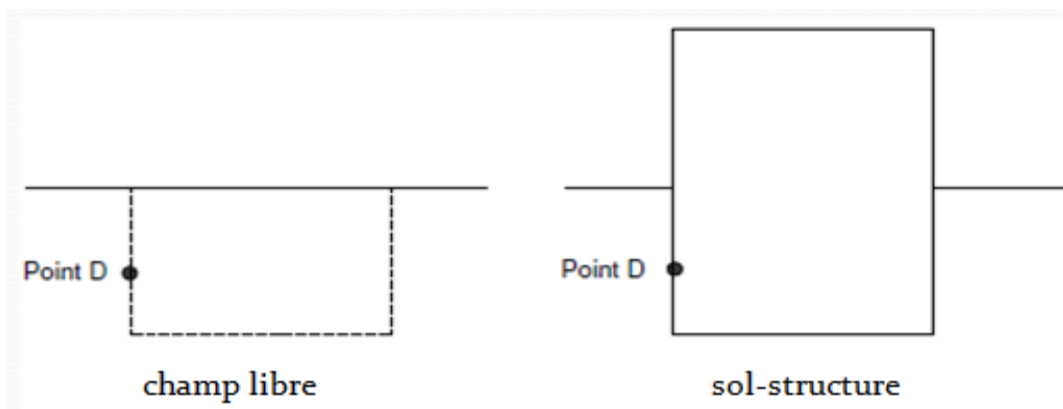
**S. Grange et al**, 2008 : Ont construit un élément d'interface 3D modélisant une fondation superficielle de forme circulaire, rectangulaire ou filante reposant sur un massif de sol semi infini et permettant de prendre en compte l'*interaction sol-structure* en considérant la plasticité du sol et le décollement de la fondation. Cette modélisation est basée sur la méthode des macros éléments, cet élément permet de travailler en variables globales (forces et déplacement) et permet ainsi de simplifier le modèle et d'obtenir des temps de calculs très réduits. Il est implémenté dans FedeaSlab, un code d'élément finis développé sous Matlab.

Des comparaisons avec des résultats expérimentaux d'une fondation soumise à des chargements cycliques, ainsi que dynamiques ont montré le bon fonctionnement de macros éléments 3D d'interaction sol-structure.

**Tahar Berrabah.A** (2007) : A étudié l'effet du sol environnant tel que décrit par l'effet d'interaction sol-structure sur le comportement dynamique du barrage de Brezina (barrage poids voûte en béton, situé à El Beyadh à ouest de l'Algérie), est étudié dans la présente étude. L'effet sur le comportement du réservoir du barrage n'est pas pris en compte, le but de cette thèse est d'étudier l'interaction du barrage.

### III. DEFINITION DU PHENOMENE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Si le mouvement d'un point D (Fig. 2.1) situé à l'interface du système sol-structure diffère du mouvement qui aurait lieu en champ libre (la structure inexistante) alors il y a interaction sol-structure. Cette définition est très générale ; une définition plus précise peut être donnée tel que : l'interface se déplace ou se déforme différemment par rapport à la surface correspondante dans le champ libre, il y a interaction.



*Figure 2.1* Définition du phénomène d'interaction sol-structure (Emilio Rosenbluenth, 1980).

Considérons le cas d'une structure caractérisée par sa masse ( $m$ ) et sa rigidité ( $k$ ). Si le sol supportant la fondation est rigide, alors la pulsation naturelle du système dépend seulement de la masse et la rigidité de la structure tel que :

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Par contre si le sol constituant la fondation est flexible, elle peut se déplacer en translation, ainsi qu'en rotation. La rigidité et l'amortissement du système sol-fondation peuvent être représentés par des ressorts de translation, de rotation et par des amortisseurs.

a) Aspect fondamental de l'interaction

La figure 2.2 illustre l'aspect fondamental de l'interaction sol-structure; cet aspect est présenté ici dans le cas d'une fondation sur pieux, partiellement enterrée dans le sol, mais les conclusions restent applicables à tout type de fondation.

Si l'on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure; même en l'absence de superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant: le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom d'*interaction cinématique*. Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom d'*interaction inertielle*.

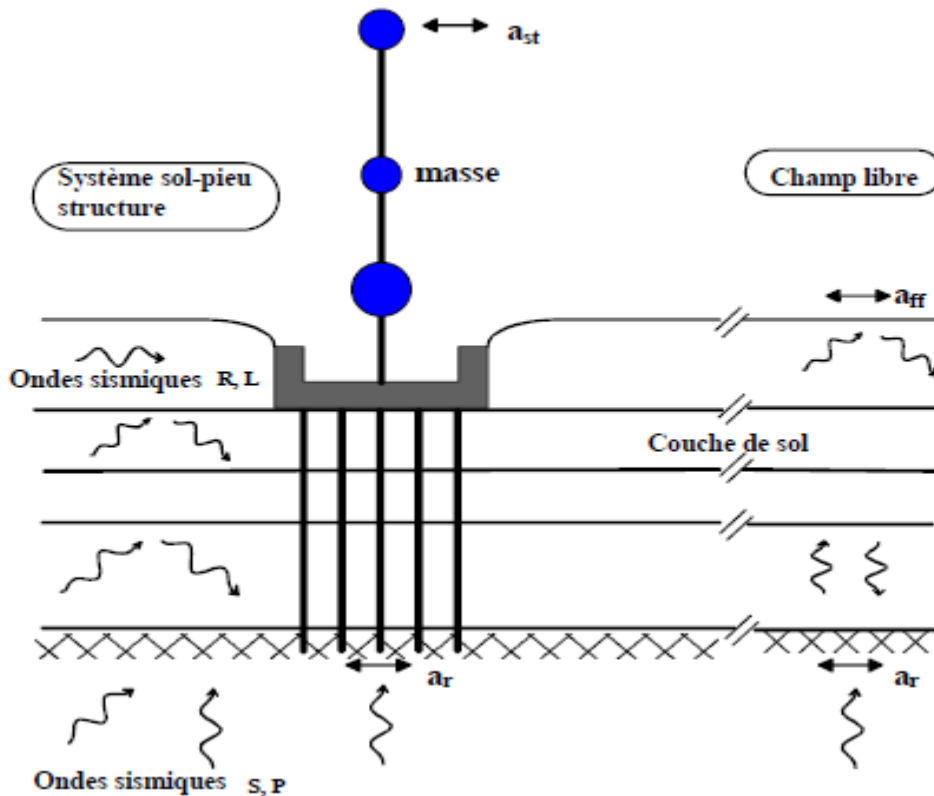


Figure 2.2 : Effet de l'interaction sol-structure.

De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction. Généralement, à tort, le terme interaction sol-structure ne désigne dans l'esprit des ingénieurs que la part inertielle; il convient de garder à l'esprit que l'interaction cinématique peut dans certaines configurations être significative, même si parfois elle peut être négligée.



**Première étape:** Le mouvement sismique de dimensionnement est connu (spécifié) à la surface du sol, en champ libre.

**Deuxième étape:** Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement; cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique.

**Troisième étape:** Le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation. 2.1.

La difficulté de la résolution par éléments finis des problèmes dynamiques d'interaction sol structure réside dans le traitement des conditions aux limites. « Une onde heurtant une surface libre était totalement réfléchie ». Dans le cas présent, les limites du modèle sont introduites de manière artificielle dans celui-ci et la réflexion des ondes à ces interfaces contribue à maintenir l'énergie qu'elles transportent à l'intérieur du modèle, alors que dans la réalité elles la transportent à l'infini (au moins partiellement si d'autres réflexions interviennent).

Sous le vocable *amortissement géométrique*. Il était possible d'annihiler ce phénomène en introduisant des frontières absorbantes dont le rôle est de rétablir les conditions de contraintes et de déplacements à la frontière; dans le cas des poutres ces frontières sont représentées par des amortisseurs dont les caractéristiques sont fonction de celles du milieu extérieur au modèle.

Pour le milieu tridimensionnel des frontières analogues ont été développées; ces éléments ne constituent une solution exacte au problème que dans le domaine fréquentiel; dans le domaine temporel elles ne représentent qu'une solution approchée.

• **Méthode indirecte**

Cette méthode s'appuie sur le principe de superposition. L'idée est de résoudre le problème d'interaction sol-structure en plusieurs étapes successives, où chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global. Pour des raisons évidentes, les infrastructures envisagées sont constitués d'une part par le sol et la structure de l'autre part, comme indiqué dans la Fig. 2.4. Les équations sont écrites pour chaque sous-système, alors les conditions de compatibilité à l'interface, la continuité des déplacements et des vecteurs de contraintes sont remplies .

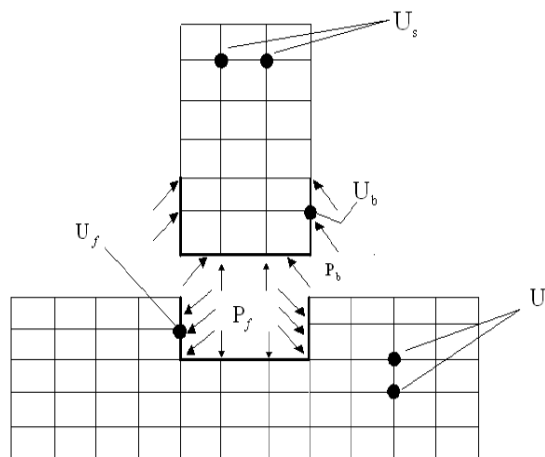


Figure 2.4 : Schématisation des sous structures

Les mouvements du sol qui ne sont pas influencés par la présence de structures, sont appelés mouvements de terrain (champ libre).

Lorsque les structures sont présentes, elles interagissent avec le sol grâce à un processus qui est l'interaction sol-structure. L'interaction sol-structure a peu d'effet sur la réponse de certains systèmes mais un effet important sur la réaction des autres.

L'interaction sol-structure a un effet important pour des structures lourdes appuyées sur des sols relativement meubles. Pour les structures légères fondées sur un sol rocheux, l'effet d'interaction sol-structure est généralement faible (Steven L. Kramer, 1996).

Pour des raisons qui apparaîtront naturelles dans la suite, le problème est traité ci dessous dans le domaine fréquentiel. Par ailleurs pour ne pas alourdir la présentation, on omettra les termes d'amortissement dans les équations d'équilibre. Il s'ensuit que les grandeurs ; par exemple le déplacement  $U$ , s'expriment sous la forme de leur transformée de Fourier.

Ainsi, dans l'hypothèse d'une fondation rigide, il est pertinent de scinder le problème global en trois sous-problèmes :

- Détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique.
- Détermination de la matrice d'impédance de la fondation.
- Calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à son support au mouvement d'interaction cinématique.

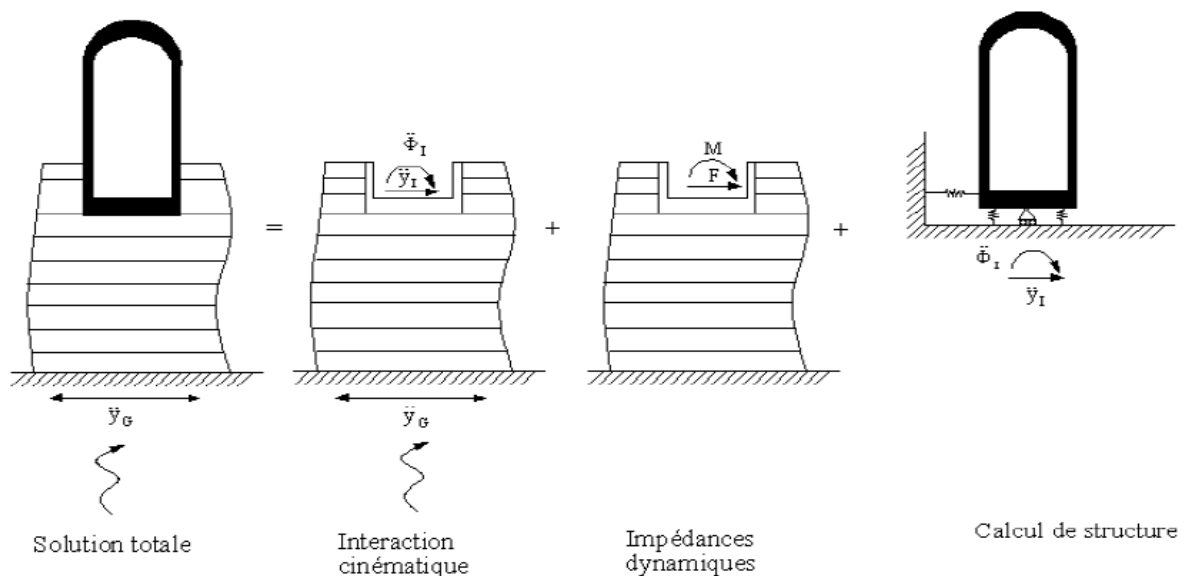


Figure 2.5 : Théorème de superposition de KAUSE. (Wolf)

Dans la mesure où la fondation est parfaitement rigide, cette démarche est rigoureusement identique à celle conduisant à la résolution du système global en une étape. Cette décomposition est connue sous le nom de théorème de superposition de Kausel et est illustrée sur la figure 2.5. Son intérêt apparaît clairement s'il est possible de simplifier une des trois étapes du calcul.

L'interaction sol-structure est causée par deux phénomènes: l'incapacité de la fondation pour correspondre à la déformation en champ libre (interaction cinématique) et l'effet de la réponse

dynamique du système de structure de base sur le mouvement du sol (Interaction inertielle) (Steven L. Kramer, 1996).

V. LES COMPOSANTES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Avant d'examiner les différentes méthodes de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable. Les équations du mouvement sont obtenues par référence à la figure 2.6 qui schématise un ensemble sol-structure.

L'interaction cinématique peut induire des modes de déformation, comme le basculement et la torsion que ne sont pas présents dans un mouvement en champ libre. L'interaction inertielle se produit lorsque les forces transmises au sol par la réponse dynamique de la structure de produire des mouvements de base qui ne se produirait pas dans une structure à base fixe.

L'effet de l'interaction inertielle est généralement plus prononcé que l'effet de l'interaction cinématique (Steven L. Kramer, 1996).

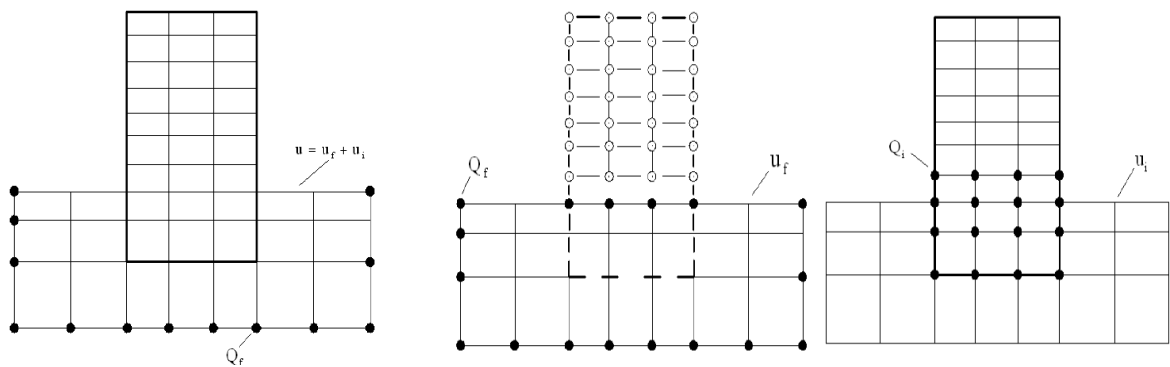


Figure 2.6 : Décomposition du problème d'interaction sol-structure (Kausel)

Désignant par **M**, **C**, **K** les matrices masse, amortissement et raideur du système, l'équation du mouvement s'écrit :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = Q_f$$

Comme la source du mouvement (foyer du séisme) n'est généralement pas incluse dans le modèle, le vecteur de charge **Q<sub>f</sub>** a des valeurs nulles que sur la frontière extérieure du modèle.

$$Q_i = [M - M_f]\ddot{U}_f + [C - C_f]\dot{U}_f + [K - K_f]U_f$$

- **Force d'interaction inertielle**

L'équation (2.3) met clairement en évidence le fait qu'il y a interaction dès qu'il y a différence de masse ou de raideur entre le sol et la structure. Supprimons pour simplifier le terme d'amortissement dans cette équation et restreignons le problème à celui d'une structure posée à la surface du sol et soumise à la propagation verticale d'ondes de volume (cisaillement ou compression).

Dans ces conditions, en champ libre, tous les points de la surface du sol sont animés d'un même mouvement. Si la fondation de l'ouvrage est infiniment rigide, le dernier terme de l'équation (2.3) s'annule; le vecteur de charge  $\mathbf{Q}_i$  se réduit à :

$$Q_i = [M - M_f]\ddot{U}_f$$

Les forces  $\mathbf{Q}_i$  appliquées à la base de la structure engendrent un mouvement du support, équivalent à un champ de forces d'inertie dans la structure. Par la suite, l'interaction ne résulte que des forces d'inertie développées dans cette structure. On lui donne le nom *d'interaction inertielle*.

- **Force d'interaction cinématique :**

A l'opposé, considérons une structure enterrée dont la masse est nulle hors du sol et égale (en valeur et répartition) à celle du sol pour la partie en terre. Les forces  $\mathbf{Q}_i$  ont alors pour expression :

$$Q_i = [K - K_f]U_f$$

Elles ne résultent que de la différence de raideur pour la partie en terre, entre le sol et la structure. Même sans différence de masse, il y a interaction; on lui donne le nom *d'interaction cinématique*. Elle résulte de la raideur de la fondation qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol. On a vu précédemment qu'elle était rigoureusement nulle pour certains cas; elle peut être faible dans d'autres cas (fondations sur pieux souples) ou très importante (structure raide fortement contreventée enterrée dans le sol).

Dans le cas le plus général, l'interaction résulte d'une interaction inertielle et d'une interaction cinématique.

## CONCLUSION

Dans ce chapitre on retient que l'interaction sol-structure ne peut être négligé, car c'est composantes doivent être prise en compte dans le calcul de structure (interaction cinématique, interaction inertielle), cependant l'effet de contact reste un facteur non négligeable, se phénomène sera expliquer dans le chapitre suivant.

---

# **CHAPITRE III**

## Généralité sur les contacts

---

## Généralité sur les contacts

### I. DEFINITION DU CONTACT

On rencontre le problème de contact dans diverses situations : articulation dans les éléments de treillis, engrenages, fondations, etc ...

Dans la plupart des cas, le problème de contact peut être traité avec l'hypothèse de petits déplacements. Ce pendant il existe de nombreux cas, où l'hypothèse de petits déplacements n'est plus valable comme dans : les procédés de mise en forme, impact de véhicules, adhérence pneu/chaussée, etc...

Les lois de comportement numérique de contact et de frottement sont fortement non linéaire et conduisent souvent à des oscillations des noeuds de contact qui décollent et recollent d'une interaction à l'autre. Face à ce problème numérique, des techniques de régulations des lois de comportement de contact sont souvent utilisées. Depuis une décennie de nombreux chercheurs se sont mis à améliorer ou élaborer des algorithmes de contact et de frottement entre deux corps déformables, mais seule la comparaison à des résultats analytiques ou expérimentaux fiables permet de mesurer leurs performances réelles.

Dans les problèmes de mécanique des solides et des structures, il existe trois formes de Non-linéarité :

- Les non-linéarités de type comportement qui portent sur la loi de comportement du Matériau plasticité, endommagement .
- Les non-linéarités de type géométrique qui sont prises en compte dans le cas de grandes Déformations ou de grands déplacements (lorsque la configuration déformée ne peut plus être confondue avec la configuration non déformée).
- Les non-linéarités de type contact associées au fait que dans un contact parfait entre deux solides du décollement ou du glissement peut apparaître. Elles se séparent en deux catégories, les non-linéarités de contact unilatéral et celles de frottement.

Les non-linéarités de type contact sont parmi les plus difficiles à traiter car elles mettent en jeu des changements brusques de comportement (au passage contact-décollement et au passage adhérence-glissement).

Il existe plusieurs méthodes permettant d'inclure les conditions aux limites de contact dans la modélisation par éléments finis. La méthode de la pénalisation (Chen et al), la méthode des multiplicateurs de Lagrange (Diekmaun et al). Les méthodes mixtes ou méthodes hybrides qui sont les combinaisons des deux méthodes par formulation du problème de complémentarité (Kwak, Kim et Kaid) sont les plus couramment utilisées.

### II. DIFFERENTS TYPES DE CONTACT

#### a) Contact unilatéral, sans frottement

Le contact unilatéral est la relation qui existe, sur la zone de contact, entre les efforts normaux (pressions de contact) et le mouvement relatif des deux corps dans la direction normale ; décollement.

On considère deux solides élastique  $\Omega_1$  et  $\Omega_2$  . On note  $\Omega = \Omega_1 \cup \Omega_2$  l'ensemble des deux corps. Ils sont soumis à des déplacements imposés  $\vec{u}_d$  sur la zone  $S_u = S_{u_1} \cup S_{u_2}$  à des efforts

imposés  $\vec{F}_d$  sur la zone  $S_F = S_{F_1} \cup S_{F_2}$  et à des forces de volume  $\vec{f}_d$  agissant sur les deux domaines.

$$(\vec{u}_2 - \vec{u}_1) \cdot \vec{n} \geq 0 \quad (3.1)$$

$$F_n = F_{n1} = -F_{n2} \leq 0 \quad (3.2)$$

$$\vec{F}_t = \vec{F}_{t1} = -\vec{F}_{t2} \quad (3.3)$$

$$((\vec{u}_2 - \vec{u}_1) \cdot \vec{n}) F_n = 0 \quad (3.4)$$

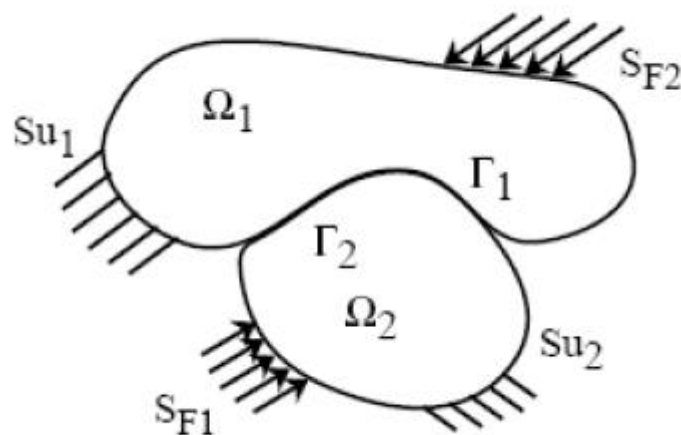


Figure 3. 1: Problème de contact unilatéral

L'équation (3.1) indique qu'il ne peut y avoir que décollement et non pénétration.

L'équation (3.2) indique que les efforts normaux ne peuvent correspondre qu'à de la compression. L'équation (3.3) indique l'absence de forces tangentielles de frottement. En fin, l'équation (3.4), appelée condition de complémentarité, indique qu'en un point il y a soit contact, soit décollement.

Le phénomène de contact unilatéral défini précédemment peut être schématisé sous la forme du graphe présenté par la figure 3.2. On se rend facilement compte sur ce graphe de la non linéarité de la loi.

On rencontrera parfois des formes régularisées de la loi de contact, telle que celle présentée sur la figure 3.3, qui ont l'avantage de fournir une relation bi-univoque explicite entre la pénétration et la pression de contact. La pénétration que ces lois autorisent est souvent justifiée par un écrasement possible des aspérités.

L'indentification d'une telle loi à l'aide de mesures physiques est cependant délicate.

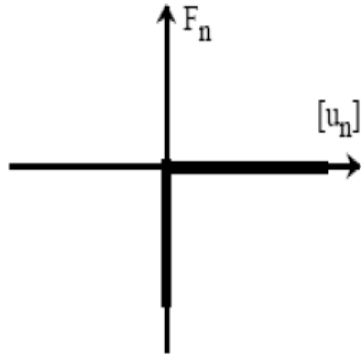


Figure 3.2 : La loi de contact.

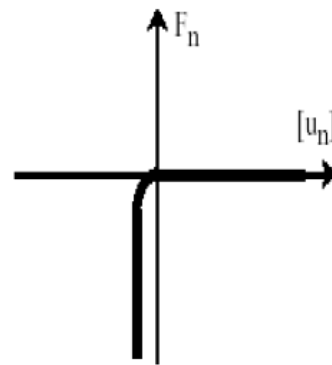


Figure 3.3 : Régularisation de loi de contact.

**b) Frottement**

Le frottement est la relation qui existe entre les efforts tangentiels (forces de frottement) sur la zone de contact et le mouvement tangentiel relatif des deux corps (glissement).

Les phénomènes physiques à faire apparaître dans une loi de frottement sont l'existence d'un seuil d'effort en dessous duquel aucun glissement n'est possible et une éventuelle dépendance de ce seuil à l'intensité des efforts normaux. Par ailleurs le déplacement de glissement semble irréversible ce qui pousse à imaginer, pour les lois de frottement, des relations entre les forces de frottement et la vitesse de glissement.

Bien évidemment, ces lois ne doivent intervenir que lorsqu'il n'y a pas de décollement sur la zone de contact.

Pour définir les lois de frottement, on définit le glissement et la vitesse de glissement par :

$$((\vec{u}_2 - \vec{u}_1) \cdot \vec{n}) F_n = 0 \tag{3.5}$$

$$|\vec{u}_t| = \frac{\partial |\vec{u}_t|}{\partial t} \tag{3.6}$$

La plus simple (en apparence) des lois de frottement est la loi de Tresca qui s'écrit de la manière suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \|\vec{F}_t\| < g \quad \text{alors } [\vec{u}_t] = 0 \end{array} \right. \tag{3.7} \text{ (Adhérence)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \|\vec{F}_t\| > g \quad \text{alors } \exists \alpha > 0 \text{ tel que } [\vec{u}_t] = \alpha \vec{F}_t \end{array} \right. \tag{3.8} \text{ (Glissement)}$$

Où  $g$  est un seuil du rapport adhérence / glissement fixé a priori. Le graphe de cette loi est tracé sur la figure 3.4, on posant :

$$[\vec{u}_t] = [\vec{u}_t] \frac{[\vec{u}_t]}{\|[\vec{u}_t]\|} \text{ et } \vec{F}_t = F_t \frac{\vec{F}_t}{\|\vec{F}_t\|} \tag{3.9}$$

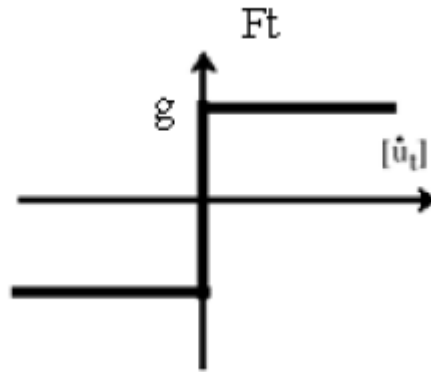


Figure 3.4 : la loi de Tresca

Pour décrire la dépendance de ce seuil à l'intensité des efforts normaux. On utilise une loi de Tresca dont le seuil  $\mu$  est proportionnel à l'effort normal. C'est la loi de Coulomb(1785).

$$\begin{cases} \text{si } \|\vec{F}_t\| < |\vec{F}_n| & \text{alors } [\vec{u}_t] = 0 & (3. 10) \text{ (Adhérence) } \\ \text{si } \|\vec{F}_t\| > \mu |\vec{F}_n| & \text{alors } \exists \alpha > 0 \text{ tel que } [\vec{u}_t] = \alpha \vec{F}_t & (3. 11) \text{ (Glissement) } \end{cases}$$

Où  $\mu$  est le coefficient de frottement qui dépend des matériaux en présence et des états de surface ; Fig 3.5.

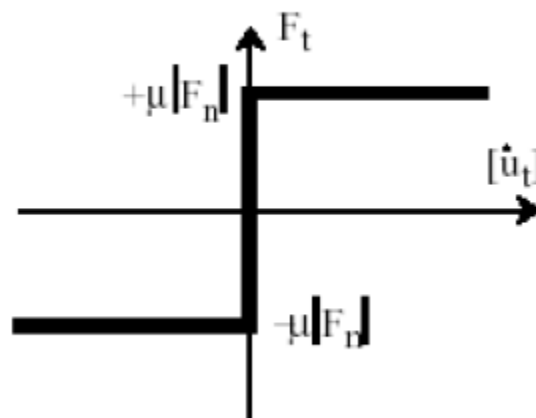


Figure 3.5 : la loi de Coulomb.

### III. ELEMENTS DE CONTACT

On appelle élément de contact, des éléments d'épaisseur nulle disposés entre les maillages des deux domaines. Ils disposent de deux couches de noeuds géométriquement confondues ce qui permet de modéliser les discontinuités de décollement et de glissement.

Lorsqu'on utilise les lois de contact non régularisées, ces éléments peuvent être associés à des caractéristiques matérielles simples qui évoluent en fonction des statuts de contact. Par exemple, leur module de raideur est très grand en cas de contact et très faible en cas de décollement, dans ce cas, ce mode de résolution s'apparente aux méthodes de pénalisation et souffre naturellement des problèmes de conditionnement de ces dernières.

Par contre, lorsqu'on utilise des lois régularisées, la loi de comportement de ces éléments suit ses lois qui donnent alors des relations de comportement biunivoque entre effort et déplacement. Les éléments ont un comportement de type plastique et les méthodes de résolution sont celles des problèmes de plasticité classique.

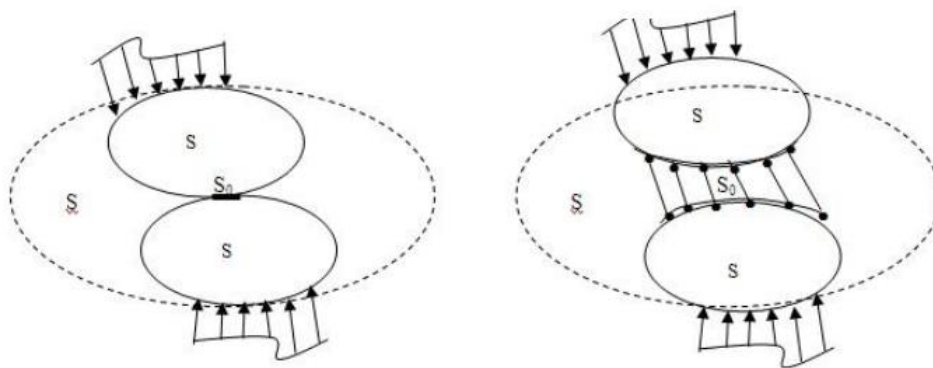
#### a) Modélisation du contact

La modélisation du problème consiste à représenter chaque discontinuité par élément finis de contact, en prenant en compte la géométrie réelle de la discontinuité et ses caractéristiques mécaniques.

Pour modéliser les solides en contact, il faut faire un choix judicieux des éléments finis.

Ce choix porte essentiellement sur la géométrie de l'élément et son ordre. Ainsi on choisira soit des éléments plans linéaires en très grand nombre, soit des éléments d'ordre plus élevé et en nombre plus restreint. Les choix de ces deux types d'éléments porte essentiellement sur la précision des résultats d'une part, et le cout de calcul d'autre part. Notre problème exige une précision importante dans le calcul des contraintes, le plus judicieux est d'utiliser des polynômes d'ordres plus élevé.

$S_0$  : Surface initiale du contact  
 $S_c$  : Surface potentielle du contact  
 $S_1, S_2$  : Surface des solides 1 et 2



*Figure 3.6 : modélisation des surfaces en contact*

**b) Rigidité du contact**

La rigidité de contact est le paramètre le plus important qui affecte à la fois la précision et le comportement de convergence. On rappelle qu'une rigidité plus élevée donne une meilleure précision, mais avec une convergence plus difficile.

Pour déterminer soigneusement une valeur adéquate de la rigidité de contact. La "meilleure" valeur dépend souvent du problème. La valeur par défaut n'est pas requise pour déterminer une valeur appropriée générant une solution convergée avec un niveau de précision acceptable.

Pour les éléments surface-à-surface, on spécifie la rigidité de contact en tant que facteur (FKN), en fait le programme ANSYS détermine la rigidité de contact en multipliant la rigidité de l'élément sous-jacent par un facteur que vous donnez.

$$k_{\text{contact}} = \text{FKN} \times (k_{\text{sous-jacent}}). \quad (3.12)$$

Pour les éléments surface-à-surface, la rigidité de contact a pour dimension une rigidité par unité d'aire. Une bonne valeur de la rigidité de contact est souvent obtenue en rendant la rigidité de contact égale à la rigidité des éléments sous-jacents.

---

# CHAPITRE IV

## MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

---

## L'ÉTUDE DE BARRAGE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

### IV.1 Introduction :

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de la puissance des micros ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception de l'ingénieur dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion ou encore la diffusion des polluants.

Ce développement s'est accompagné de la mise au point de programmes de calcul capables de résoudre des problèmes d'une grande complexité. Mais pour l'utilisateur, il s'agit souvent de boîtes noires. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement.

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques ou leur inexistence, l'ingénieur a recours aux méthodes qui permettent de simuler le comportement des systèmes.

physiques complexes. La méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques, vu son grand champ d'application.

La méthode des éléments finis met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- a) La mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité,....etc.
- b) L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires,....etc.
- c) L'informatique appliquée : techniques de développement et de la maintenance de grands logiciels.

**IV.2 État de contraintes-déformations:****IV.2.1 État de contraintes-déformations dans le cas élastique:**

On considère un matériau isotrope, élastique linéaire et donc la relation contrainte déformation s'écrit:

$$\sigma_{ij} = E \cdot \varepsilon_{ij} \quad (\text{IV.1})$$

Les problèmes d'élasticité plane peuvent être divisés en deux groupes distincts, les problèmes de contraintes planes et les problèmes de déformations planes. Dans le premier cas, la structure a une petite épaisseur par rapport à ses autres dimensions et, les contraintes normales au plan sont négligées, tandis que dans le deuxième cas la structure à une dimension très grande par rapport à ses autres dimensions et la déformation normale au plan de la charge est nulle (le cas des barrages en terre figure (III.1)).

- **Relation contrainte-déformation :**

$$\sigma = D \cdot \varepsilon_{ij} \quad (\text{IV.2})$$

Avec : D est la matrice d'élasticité, s'exprime par

$$D = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix}$$

$$d_1 = \frac{E}{1-\nu^2}, d_2 = \nu \cdot d_1 \text{ et } d_3 = \frac{1}{2}(d_1 - d_2)$$

E et  $\nu$  sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du matériau.

Et :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{ii} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ji} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :  $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$

La figure IV.2 représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

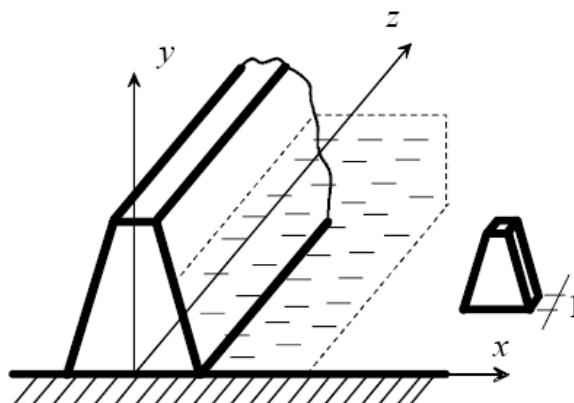


Figure IV.1 : Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en terre).

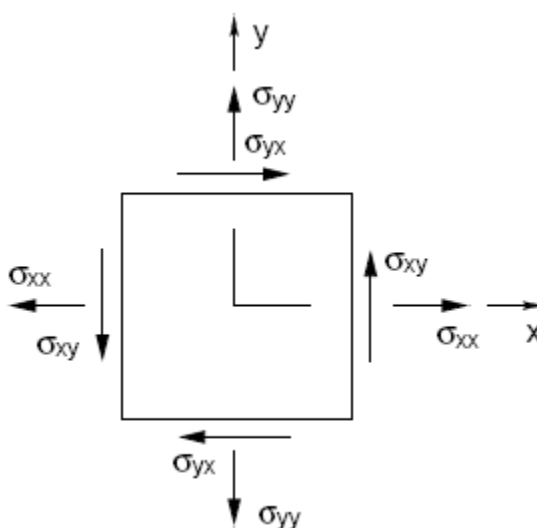


Figure IV.2 : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

Tel que, les contraintes normale et tangentielle sont exprimé par :

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} \tag{IV.4}$$

$$\tau_{max} = \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \tag{IV.5}$$

Le tenseur des déformations est :

$$\epsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \epsilon_{ii} & \frac{1}{2}\gamma_{ji} \\ \frac{1}{2}\gamma_{ji} & \epsilon_{jj} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \tag{IV.6}$$

Avec :  $\gamma_{xy} = \gamma_{yx}$

• La relation déformations- déplacements:

$$\varepsilon_{ij} = S \cdot U_{ij} \quad (IV.7)$$

Avec :

$$U_{ij} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \text{ et } S = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (IV.8)$$

### IV.2.2 État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique:

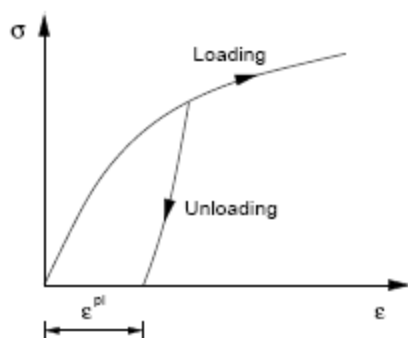
La déformation totale est décomposée en une partie élastique et une autre plastique:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (IV.9)$$

Pour un comportement élastique on a :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl}^e \quad (IV.10)$$

Le déchargement est toujours élastique linéaire :  $d\sigma_{ij} = D_{ijkl} d\varepsilon_{kl}$  . Et le chargement, est défini par un tenseur de comportement tangent :  $d\sigma_{ij} = \bar{D}_{ijkl} d\varepsilon_{kl}$  (figure IV.3)



*Figure IV.3 : Comportement plastique uniaxial.*

Les déformations plastiques sont défini par :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda_p \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (IV.11)$$

La surface de charge  $f(\sigma_{ij}, \alpha_k)$  représente le critère de plasticité permettant de définir le comportement élastoplastique.  $\alpha_k$  est une variable d'écrouissage et  $d\lambda_p$  étant le multiplicateur plastique [23].

La loi de comportement est donnée par :

$$\{d\sigma_{ij}\} = [\bar{D}]\{d\varepsilon\} \quad (IV.12)$$

Où :

$$[\bar{D}] = [D] - \frac{[D] \begin{Bmatrix} \partial f \\ \partial \sigma \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \partial f \\ \partial \sigma \end{Bmatrix}^t [D]}{\begin{Bmatrix} \partial f \\ \partial \sigma \end{Bmatrix}^t [D] \begin{Bmatrix} \partial f \\ \partial \sigma \end{Bmatrix} + H} \quad (IV.13)$$

Avec : H module d'écrouissage.

Alors la matrice de rigidité tangente prend la forme :

$$[\bar{K}_e] = \int_{V_e} [B]^t [C_t] [B] dV \quad (IV.14)$$

$[C_t]$  prend différentes valeurs selon la nature du comportement :

$[C_t] = [C] \Rightarrow$  Comportement élastique.

$[C_t] = [\bar{C}] \Rightarrow$  Ecoulement plastique.

$[C_t] = [C] \Rightarrow$  Décharge élastique.

### IV.3 Application de la méthode des éléments finis:

#### IV. 3.1 Modélisation :

##### IV.3.1.1 Modélisation du système barrage-fluide-fondation :

Le système à étudier est constitué par un barrage en terre de type à noyau, supporté par une surface horizontale d'un milieu élastique plan, cette dernière est limitée en profondeur par la base rocheuse horizontale. L'accélération est appliquée à la base de la fondation.

Le barrage peut être subdivisé en deux sous structure : barrage et fondation.

##### IV.3.1.1.1 Barrage :

Dans notre cas le barrage est composé d'un noyau, le parement aval et amont, sont représentés par un maillage d'élément finis de même type, le matériau constituant le barrage est considéré homogène, élastique et isotrope dans le cas de l'analyse linéaire, et pour le cas de l'analyse non linéaire est considéré élastique parfaitement plastique.

##### IV.3.1.1.2 Fondation

La fondation limitée par une surface horizontale rigide, a été aussi modélisée en élément finis de même type que le barrage et de même type de matériau pour le cas linéaire et non linéaire.

#### **IV.3.1.1.3 Fluide :**

L'action du fluide est prise en compte par l'utilisation de la théorie de Westergaard.

#### **IV.3.1.2 Choix de type d'élément :**

Deux types d'élément sont utilisés pour la modélisation du système sol-barrage :

- Élément finis quadratique à huit nœuds.
- Élément finis triangulaire à trois nœuds.

Le premier type d'élément a été utilisé pour la modélisation de comportement de barrage sous l'effet de séisme, sachant que, pour un même nombre de degré de liberté, les éléments à champ quadratique ont une précision meilleure, offrent l'avantage de déterminer la réponse dynamique de barrage, avec une très bonne précision d'une part, et réduisent considérablement le temps machine d'autre part, surtout dans une analyse dynamique non linéaire.

Le deuxième type d'élément a été employé pour la modélisation de comportement de barrage en vibration libre.

#### **IV.3.1.3 Conditions aux frontières:**

Généralement, les barrages sont traités comme un système bidimensionnel dans lequel on considère un comportement planaire, le barrage et le sol de fondation sont considérés comme deux sous structures du système combiné, représentés par un maillage d'éléments finis bidimensionnel, chaque nœuds libre de l'élément fini considéré possède deux degrés de liberté ( $u_x$ ,  $u_y$ ).

Pour simplifier le traitement des nœuds des extrémités latérales, dans le cas d'un séisme de direction horizontale, on suppose que ces points sont libres de se déplacer dans le sens horizontal, mais non dans le sens vertical, et dans le cas de séisme vertical on a le contraire.

#### **IV.3.2 Analyse dynamique :**

##### **IV.3.2.1 Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis :**

Un solide déformable est en équilibre si le travail virtuel des forces extérieur est inférieur au travail virtuel forces intérieur, l'expression du principe des travaux virtuels peut être obtenue par application de la formulation variationnelle (intégrale) aux équations de mouvements.

En prenant comme fonction poids  $\Psi = \delta U$ .

$$W = \int_{\Omega} \delta U_i (\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \gamma_i) d\Omega \quad (IV.15)$$

Après plusieurs étapes on obtient alors l'expression des travaux virtuels suivante :

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega - \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (IV.16)$$

Ou :

$$W_{\text{int}} = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega \quad : \text{Travail virtuel intérieur.}$$

$$W_s = \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma \quad : \text{Travail virtuel des forces de surface.}$$

$$W_v = \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega \quad : \text{Travail virtuel des forces de volume.}$$

$$W_{\Omega} = \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega \quad : \text{Travail virtuel des forces d'inertie.}$$

Dans le cas du barrage l'expression devient :

$$W = - \int_{\Omega_s} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma_{\text{am}}} \delta U \cdot (-P) \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot r \cdot \ddot{u}_g \cdot d\Omega - \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (IV.17)$$

Tel que

$\ddot{u}_g$  : Accélération sismique

$r$  : Vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement avec la direction de chaque degré de liberté.

• **Caractéristiques des éléments (matrices élémentaires) :**

En appliquant le principe des travaux virtuels sur un sous domaine  $\Omega_e$  et en remplaçant les termes contraintes par les produits  $D^* \varepsilon$ , on a :

◆ **Matrice de rigidité :**

$$K_e = \int_{\Omega} [B]^T \cdot [D] \cdot [B] d\Omega_e \quad (IV.18)$$

◆ **Matrice masse :**

$$M = \int_{\Omega_e} N^t \rho N d\Omega_e \quad (IV.19)$$

C'est l'expression de la matrice masse non condensée (cohérente), qui caractérise l'inertie de la structure. Elle peut être exprimée sous forme condensée (matrice diagonale) si l'on opte pour le concept de la condensation de la masse sur les nœuds.

L'expression explicite est :

$$M_{JJ} = I \int_{\Omega_e} \rho N_j d\Omega_e \quad (\text{Pour le cas de masse concentrée}), \quad (IV.20)$$

I : matrice identité

◆ **Vecteur chargement sismique:**

$$M \cdot I \cdot \ddot{u}_g = F_i \quad (IV.21)$$

### IV.3.2.2 Caractéristiques dynamique du système :

#### IV.3.2.2.1 Matrice de raideurs :

La matrice de raideurs est obtenue par une simple procédure d'assemblage des matrices élémentaires.

Le système pouvant être représenté par deux sous-structures liées entre elles par des nœuds communs dits nœuds d'interfaces, on peut alors écrire les matrices de raideurs de chaque partie barrage ou fondation séparément, puis procéder à l'assemblage des deux sous matrices obtenues, afin d'obtenir la matrice de raideurs du système global en utilisant pour cela la méthode des sous-structures.

Les matrices de raideurs pour les deux sous-structures, barrage et fondation, sont données par :

$$K_b = \begin{bmatrix} k_{bb} & k_{bi} & 0 \\ k_{ib} & k_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{III. 22}) \quad , \quad K_f = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{ii} & k_{if} \\ 0 & k_{fi} & k_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{IV. 23})$$

i : Indice des nœuds de l'interface barrage-fondation.

b : Indice des nœuds de barrage.

f : Indice des nœuds de la fondation.

Après assemblage des deux sous matrices correspondant à chaque sous structure, et compte tenu des degrés de liberté d'interface, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$K = \begin{bmatrix} k_{bb} & k_{bi} & 0 & 0 \\ k_{ib} & k_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{ii} & k_{if} \\ 0 & 0 & k_{fi} & k_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{IV.24})$$

#### IV.3.2.2.2 Matrice masse :

Le même principe est utilisé pour la construction de la matrice masse globale. Sauf que dans le cas de la présence de l'eau dans la retenue du barrage, la matrice masse contient des valeurs ajoutées aux nœuds de contacts avec l'eau, ces valeurs sont calculées en fonction de la surface tributaire à chaque nœuds.

$$[M_b] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{IV. 25}) \quad , \quad [M_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{IV. 26})$$

Après assemblage de ces deux sous matrices correspondant à chaque sous domaine, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$[M] = [M_b] + [M_f] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{IV. 27})$$

## IV.3.2.2.3 Matrice d'amortissement :

L'amortissement dans une structure ou dans le sol est une réalité physique essentiellement liée à la plastification des matériaux. Selon les phénomènes physiques mis en cause on distingue plusieurs types d'amortissements :

- L'amortissement visqueux pour lequel la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse.
- L'amortissement hystérétique pour lequel la force d'amortissement est proportionnel au déplacement et a un signe opposé à celui de la vitesse.
- L'amortissement de coulomb, qui correspond à un amortissement de frottement ou la force d'amortissement est proportionnelle à la force de réaction normale à la direction de déplacement et a aussi un signe opposé à celui de la vitesse.

En pratique il est généralement impossible de définir la matrice de viscosité  $\mu$  nécessaire à la détermination de la matrice d'amortissement  $C$ .

L'amortissement de Rayleigh qui exprime la matrice d'amortissement sous forme d'une combinaison linéaire de la matrice masse  $M$  et de la matrice de rigidité  $K$  est communément utilisé :

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (\text{IV. 28})$$

$\alpha_R, \beta_R$ : Sont des coefficients satisfaisants la condition d'orthogonalité de  $C$  dans la base modale. Ils peuvent être déterminés à partir de l'analyse modale de la structure en prenant deux pulsations propres de deux modes distincts [24].

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2 \cdot \xi}{\omega_1 + \omega_n} \cdot \begin{Bmatrix} \omega_1 \cdot \omega_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (\text{IV. 29})$$

Avec :

$\omega_1$ : Pulsation propre du premier mode.

$\omega_n$ : Pulsation propre d'un mode supérieur.

$\xi$  : Taux d'amortissement critique.

Les matrices d'amortissement pour les deux sous structures barrage-fondation, sont calculées par la relation :

$$\bullet \text{ Barrage : } [C_b] = \alpha_{Rb} [M_b] + \beta_{Rb} [K_b] \quad (\text{IV. 30})$$

$$[C_b] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{IV. 31})$$

• Fondation :  $[C_f] = \alpha_{Rf}[M_f] + \beta_{Rf}[K_f]$  (V. 32)

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{ii} & c_{fi} \\ 0 & c_{if} & c_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{IV. 33})$$

Alors la matrice d'amortissement globale est obtenue par un assemblage des matrices d'amortissement correspondant à chaque sous structure :

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{IV.34})$$

### IV.3.2. 3 Résolution de problème :

La méthode de résolution la mieux adaptée, ou la plus efficace, dépend du comportement de l'ouvrage à étudier (linéaire ou non linéaire) et du mode de définition de la sollicitation appliquée (temporelle, fréquentielle). Il convient de réaliser que dans la plupart des applications pratiques, l'obtention d'une solution analytique est inaccessible et que le recours à des méthodes numériques se révèle indispensable.

#### IV.3.2.3.1 Méthodes d'intégration directe :

Dans ces méthodes, on discrétise le temps en certain nombre de pas (ou intervalles) de taille  $\Delta t$ . On pose une interpolation à l'intérieur de chaque intervalle, ce qui limite la résolution de l'équation du mouvement (initialement continu) à la fin de chaque pas de temps [25].

Deux grandes familles sont bien connues :

- Méthodes explicites : différences finies centrées.
- Méthodes implicites : Newmark, Wilson- $\theta$ , Park.

On se limite à l'exposition des deux méthodes utilisées dans ANSYS pour résoudre notre problème :

- La méthode de différences finies centrées.
- La méthode de Newmark.

**IV.3.2.3.2 Le cas linéaire :****IV.3.2.3.2.1 Méthode de différences finies centrées :****i) Conditions initiales :**

$$1. \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - cu_0 - ku_0}{m} \quad (\text{IV. 35})$$

$$2. u_{-1} = u_0 - \Delta t \dot{u}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0 \quad (\text{IV. 36})$$

$$3. \tilde{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad (\text{IV. 37})$$

$$4. a = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \quad (\text{IV. 38})$$

$$5. b = k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \quad (\text{IV. 39})$$

**ii) Pour le temps à l'étape i, calculer :**

$$1. \tilde{p} = p_i - au_{i-1} - bu_i \quad (\text{IV. 40})$$

$$2. u_{i+1} = \frac{\tilde{p}_i}{\tilde{k}} \quad (\text{IV. 41})$$

$$3. \dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t}; \ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{2(\Delta t)^2} \quad (\text{IV. 42})$$

**iii)** Répétition pour l'incrément de temps suivant : remplacer i par i+1 et répéter les étapes ii.1, ii.2, ii.3.

**IV.3.2.3.2.2 Méthode de Newmark :**

Dans la méthode de Newmark on a deux cas spéciaux :

Méthode d'accélération moyenne :  $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}$

Méthode d'accélération linéaire :  $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{6}$

**i) Conditions initiales :**

$$1. \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m} \quad (\text{IV. 43})$$

2. Choisir  $\Delta t$

$$3. \tilde{k} = k + \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta\Delta t} \quad (\text{IV. 44})$$

$$4. a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \quad (\text{IV. 45})$$

$$5. b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad (\text{IV. 46})$$

ii) Pour le temps à l'étape i, calculer :

$$1. \Delta \tilde{p}_i = \Delta p_i + a \dot{u}_i + b \ddot{u}_i \quad (\text{IV. 47})$$

$$2. \Delta u_i = \frac{\Delta \tilde{p}_i}{\bar{k}} \quad (\text{IV. 48})$$

$$3. \Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i \quad (\text{IV. 49})$$

$$4. \Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} c \quad (\text{IV. 50})$$

$$5. u_{i+1} = u_i + \Delta u_i; \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i; \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (\text{IV. 51})$$

iii) Répétition pour l'incrément de temps suivant : remplacer i par i+1 et répéter les étapes ii.1 à ii.5.

**Remarque :**

1) La méthode des différences finies centrées est conditionnellement stable et exige l'utilisation d'un pas de temps très petit :

$$\Delta t \leq \frac{T_n}{\pi}, \text{ tel que : } T_n \text{ c'est la période naturelle de système}$$

2) La méthode de Newmark est stable si :

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi \sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}} \quad (\text{IV. 52})$$

3) Si l'excitation est une accélération de sol  $\ddot{u}_g(t)$ , remplacer  $p_i$  par  $-m\ddot{u}_g$ . Le Calcul de déplacement  $u_i$ , vitesse  $\dot{u}_i$  et accélération  $\ddot{u}_i$  donne la valeur de la réponse de sol.

---

# CHAPITRE V

## Application numérique

---

## Application numérique

### V.1. Introduction

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économique et stratégique importants. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel.

L'évaluation de la sécurité des barrages-poids en béton soumis aux excitations sismiques est vraiment très complexe. Le comportement sismique d'un barrage poids en béton dépend de son contact de frottement à l'interface entre la base du barrage et le sol de fondation, qui peut être représenté par des éléments de contact.

La présente étude consiste à présenter l'influence du contact de frottement à l'interface barrage-fondation sur la réponse dynamique des barrages poids en béton. L'interface de contact du système barrage-fondation est modélisée par des éléments de contact qui représentent le contact de frottement. Les éléments de contact sont utilisés pour décrire le frottement basé sur la loi de frottement de Coulomb. Ces éléments de contact utilisent une surface target et une surface de contact pour former une paire de contact. Des modèles de calcul numérique par la méthode des éléments finis sont effectués à l'aide software Ansys. L'effet de la pression hydrodynamique est considéré selon l'approche de masse ajoutée proposé par Westergaard.

## V.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Le barrage de Oued Fodda (Figure V.1), appelé aussi "barrage Steeg", est le premier des grands barrages construits en Algérie.



*Figure V.1 : barrage-poid en béton de Oued Fodda*

L'étude de faisabilité a débuté en 1910 mais sa construction a commencé en 1926 pour se terminer en 1932. Cet ouvrage est situé à 20 Km environ de la ville de Oued Fodda, dans la Wilaya de Chlef au Nord Ouest de l'Algérie (figure V.2), au confluent de Oued Fodda (d'où le nom du barrage). Le cours de cet Oued se fraye un passage dans une gorge profonde, à travers du massif calcaire connu sous le nom de "Koudiat Larouah". L'ouvrage construit pour le compte du service central des irrigations en Algérie barre une vallée profonde composée de calcaires très fissurés qui ont nécessité pour leur imperméabilisation l'injection à haute pression de produits chimiques et de ciment. Cette région de l'Oued Fodda a été affectée par de grands séismes et cette nouvelle technique s'avéra efficace car plusieurs secousses telluriques n'eurent aucune conséquence pour le barrage. La cuvette du barrage draine les eaux d'un bassin versant de 800 km<sup>2</sup>. Sa capacité de 225 Hm<sup>3</sup> permettait d'irriguer 18 000 Ha sur la rive gauche de la vallée de Chlef en amont du seuil de Pontéba dans la vallée de Oued Fodda.



Figure V.2 : Situation géographique du barrage de Oued Fodda

V.3. PROFIL TYPE DU BARRAGE

Le barrage de Oued Fodda est un barrage de type poids en béton, Les caractéristiques géométriques du système barrage-fondation sont présentées dans la figure V.3.

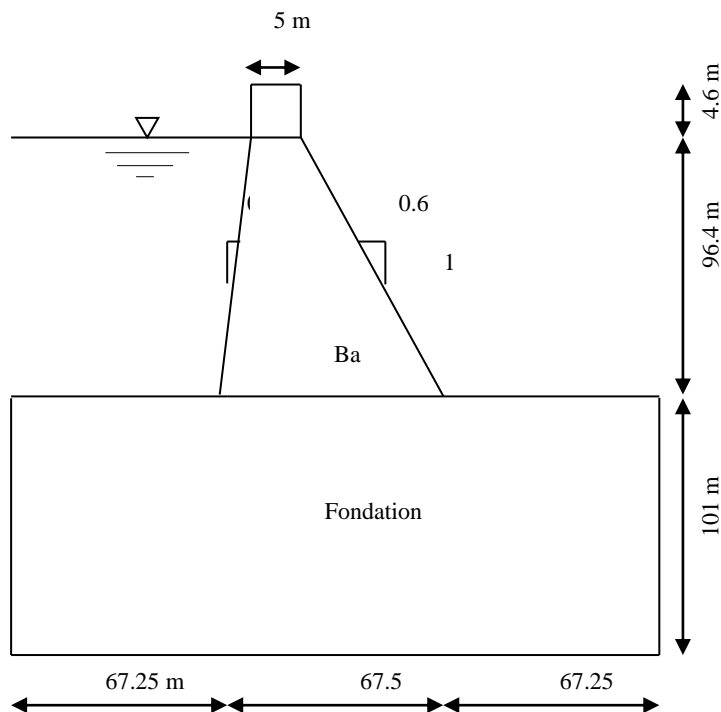


Figure V.3: Profil type du barrage de Oued Fodda

Les propriétés mécaniques des matériaux du barrage-poids en béton et de la fondation rocheuse sont récapitulées dans le tableau V.1. Le béton du barrage a une résistance à la traction de 1,6 MPa et une résistance à la compression de 20 MPa.

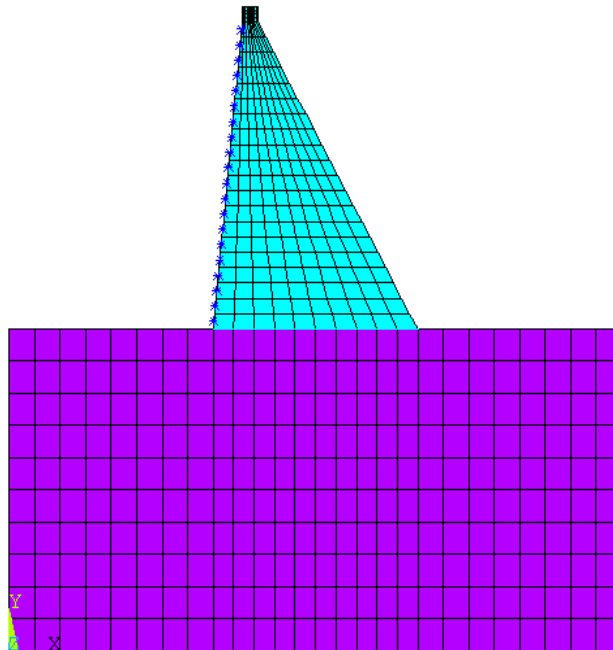
*Tableau V.1. Propriétés des matériaux du système barrage-fondation*

Matériau	Propriétés des matériaux		
	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson	Densité (kg/m <sup>3</sup> )
Barrage	24600	0.20	2640
Fondation	20000	0.33	2000

Il est généralement admis que les barrages en béton ont des rapports d'amortissement visqueux de 2% à 5%. L'amortissement pour l'ensemble du système structural est modélisé par l'amortissement de Rayleigh. Dans cette étude, un amortissement de Rayleigh de 5% est appliqué au système barrage-fondation.

#### **V.4. Modélisation du système barrage-fondation par éléments finis**

Une discrétisation par éléments finis en deux dimensions (2D) représentée dans la figure v.4, est utilisée pour la modélisation du système barrage-fondation en utilisant le code de calcul ANSYS, qui est l'un des principaux programmes commerciaux d'éléments finis dans le monde et peut être appliquée à un grand nombre d'applications dans l'ingénierie. L'effet dynamique du réservoir d'eau lors de l'analyse est modélisé en utilisant l'approche de Westergaard basée sur le concept de masse ajoutée. L'interface de contact barrage-fondation est représentée par des éléments de contact surface-surface basés sur la loi de frottement de Coulomb.



*Figure V.4 : Discretisation par éléments finis du système barrage-fondation*

## V.5 MODELISATION DU CONTACT A L'INTERFACE DE CONTACT BARRAGE-FONDATION

L'interface barrage-fondation est modélisée par l'élément de contact disponible au niveau de la bibliothèque d'ANSYS.

### 1) Description de l'élément CONTA172

CONTA172 (figure v.5) est utilisé pour représenter un contact ou un glissement en 2-D entre des surfaces "cibles" (TARGE169) et des surfaces de contact ou une surface déformable, définie par cet élément. L'élément est applicable au 2-D structurelles et analyses couplées. Cet élément se trouve sur les surfaces de 2-D des éléments solides avec des noeuds (PLANE121, PLANE183, SHELL209, PLANE42...) Il a les mêmes caractéristiques géométriques que l'élément de face solide avec lequel il est connecté.

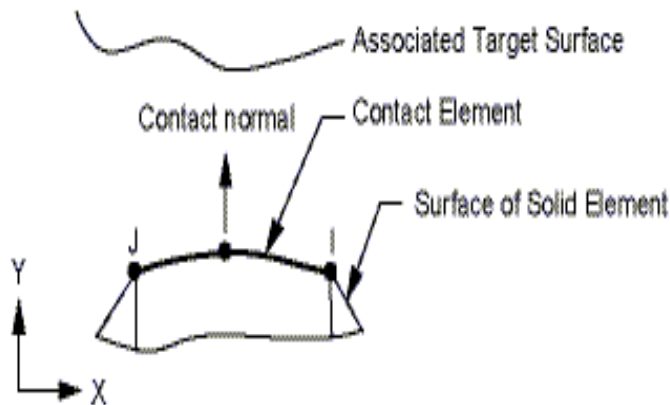


Figure v.5: Représentation de l'élément CONTACT172.

2) Description de l'élément TARGE169

TARGE169 (figure v.6) est utilisé pour représenter différents "cible" en 2-D pour la surface des éléments de contact associés (CONTACT171, CONTACT172 et CONTACT175). Les éléments de contact se superposent sur les éléments solides décrivant les limites d'un corps déformable et sont potentiellement en contact avec la surface de la cible, définie par TARGE169. Cette surface de la cible est discrétisée par un ensemble d'éléments segment cible (TARGE169) et va de pair avec sa surface de contact associé au moyen d'un ensemble partagé constant réelle.

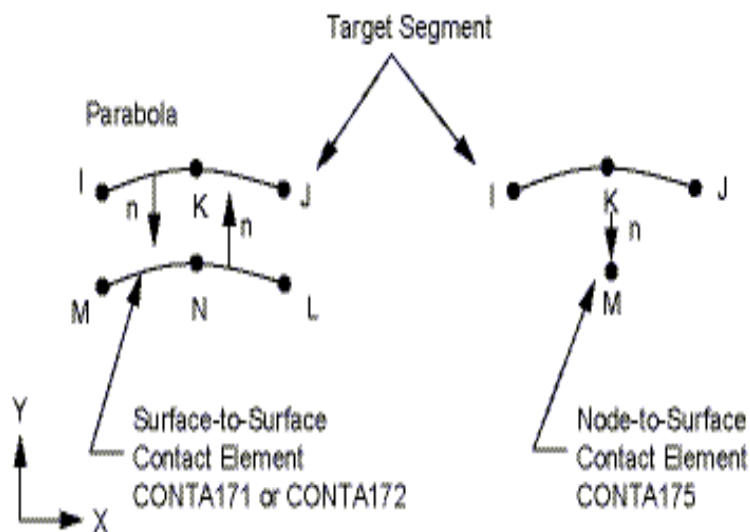


Figure v.6 : Représentation de l'élément TARGE169.

**V.6. Analyse dynamique****V.6.1 Analyse modale**

Les plus basses cinq fréquences naturelles du modèle sans éléments de contact et du modèle de contact à sont présentées dans les tableaux V. 2et V .3.

*Tableau V.2. Cinq premières fréquences naturelles du modèle sans éléments de contact*

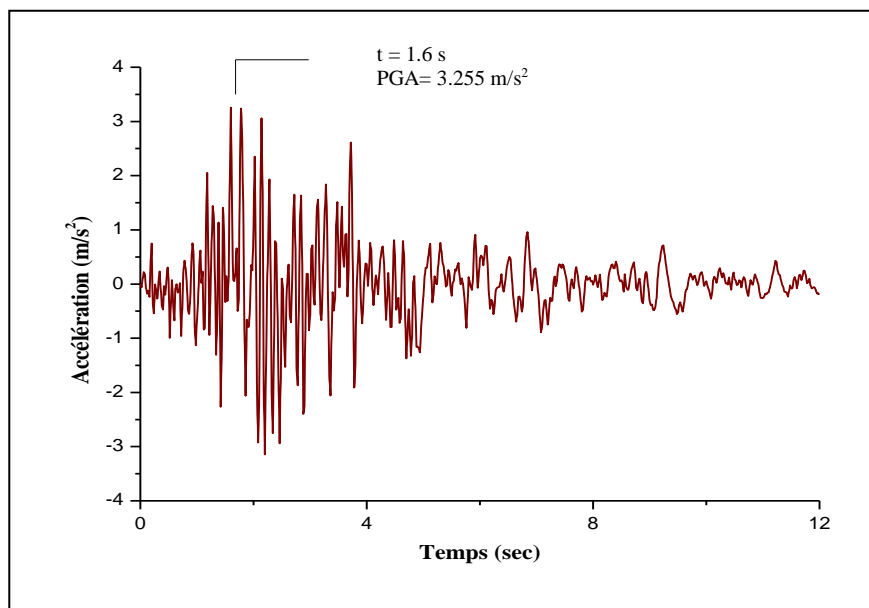
Mode	Fréquence (Hz)	Période (second)
1	2.5833	0.3871
2	5.7760	0.1731
3	6.2771	0.1593
4	9.0726	0.1102
5	11.323	0.0883

*TableauV. 3 Cinq premières fréquences naturelles du modèle de contact*

Mode	Fréquence (Hz)	Période (second)
1	2.4751	0.4040
2	5.6158	0.1780
3	6.2300	0.1605
4	9.0408	0.1106
5	11.279	0.0886

### V.6.2. Analyse transitoire

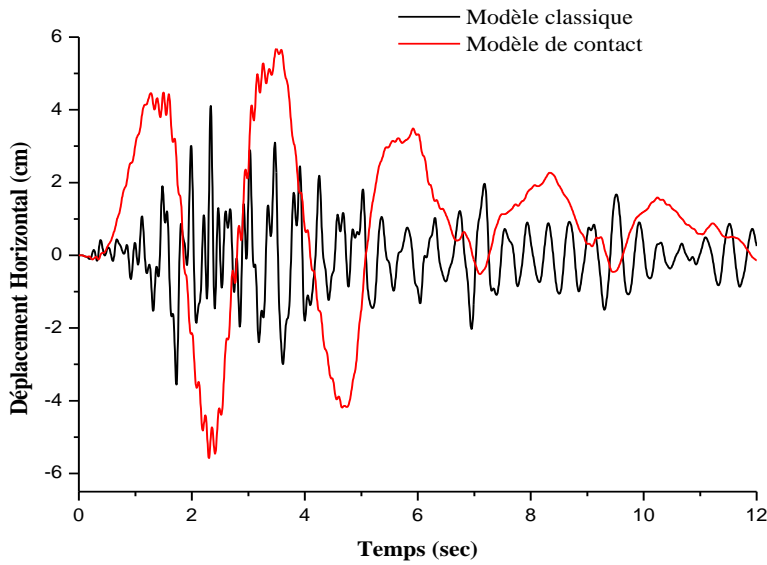
La réponse sismique du barrage de Oued Fodda est évaluée pour la composante horizontale de la réplique du séisme d'El-Asnam (1980) mise à l'échelle par un facteur de 2,5 (figure v.7). Les analyses numériques sont réalisées à l'aide du logiciel Ansys. Algorithme de Newmark est utilisé dans les solutions numériques. Les déplacements horizontaux à la crête et à la base du barrage et les contraintes principales majeure et mineure au niveau du talon du barrage pour les deux modèles : modèle sans éléments de contact et modèle de contact sont présentés.



*Figure V. 7: Enregistrement sismique de la composante horizontale de la réplique du séisme d'El-Asnam (1980) mise à l'échelle par un facteur de 2,5*

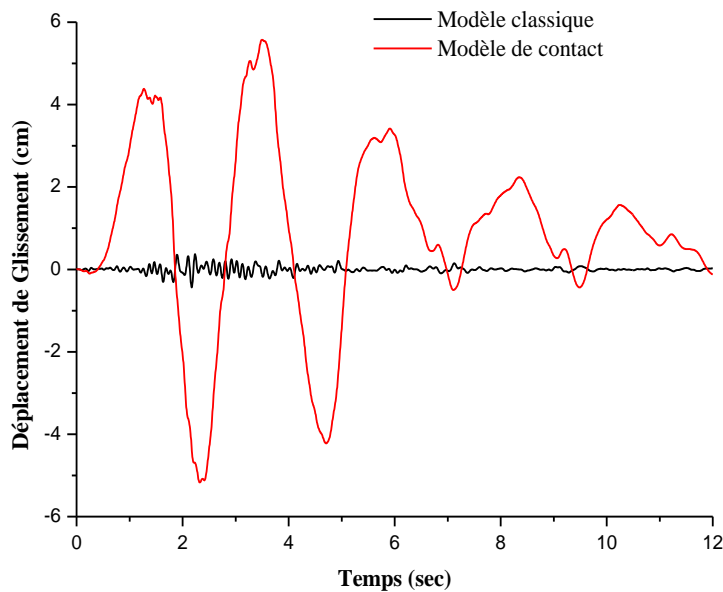
#### V.6.2.1. Variation des déplacements

A partir de la figure V.8, on peut observer que dans le cas du modèle sans éléments de contact, le déplacement maximum à la crête du barrage est de 4.11 cm, tandis que dans le cas du modèle de contact, il est de 5.67 cm.



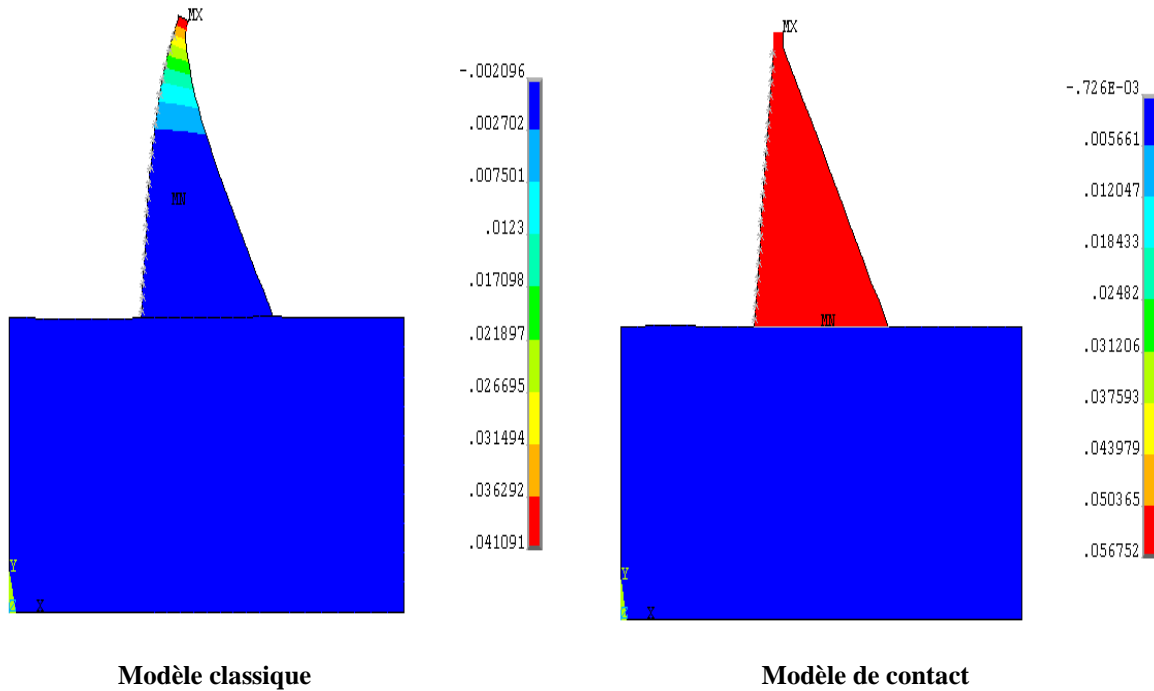
*Figure V.8: Variation des déplacements horizontaux à la crête du barrage*

La figure V.9 représente une comparaison des déplacements horizontaux au talon du barrage pour les deux cas étudiés. Il est observé que dans le cas du modèle avec éléments de contact, le déplacement maximum au talon du barrage est de 5.67 cm, tandis que dans le cas du modèle sans éléments de contact, il est négligeable. Cela indique que l'existence des éléments de contact au niveau de l'interface entre le barrage et la fondation donne naissance au phénomène du glissement à la base du barrage ce qu'on appelle rupture par cisaillement.



*Figure V.9: Variation des déplacements horizontaux à la base du barrage*

La figure V.10 représente les contours des déplacements horizontaux maximums du barrage pour les deux modèles étudiés. On constate sur le modèle de contact que le barrage a un mouvement de corps rigide sur sa fondation, parce que la contrainte de cisaillement est devenue supérieure à la contrainte de frottement maximale.

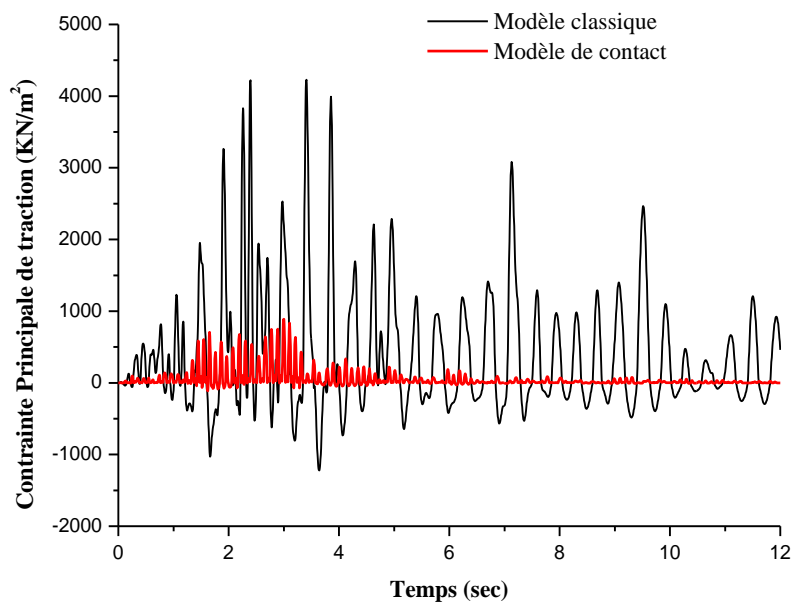


**Figure v.10 :** Contours des déplacements horizontaux maximums du barrage [m].

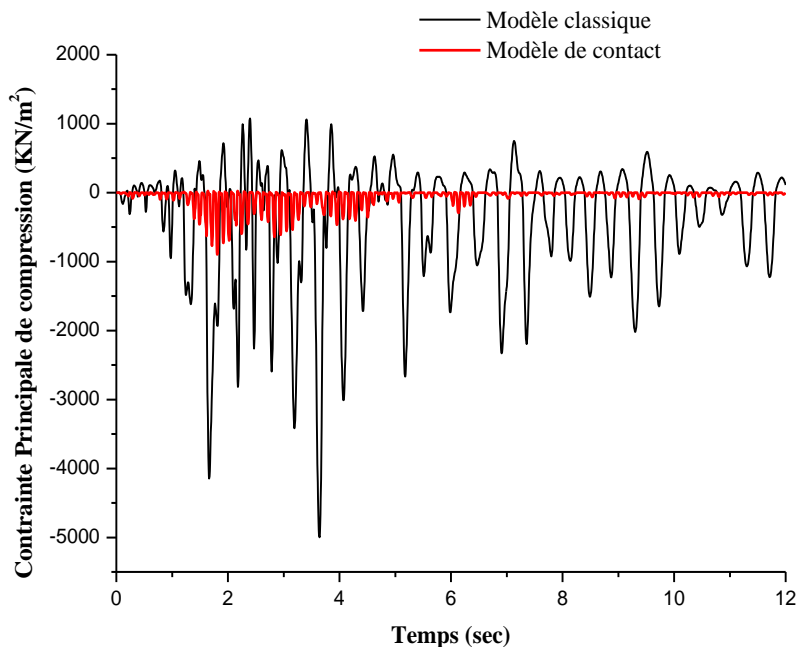
### V.6.2.2 Variation des contraintes

Les figures V.11, v.12 et v.13 représentent une comparaison des contraintes principales de traction et de compression et la contrainte de cisaillement à la base du barrage, pour les deux cas étudiés, modèle classique et modèle de contact.

Il est observé que les contraintes principales et la contrainte de cisaillement à la base du barrage diminuent de 4229,05, -4998,51 et 1876,06 kN/m<sup>2</sup>, respectivement dans le modèle classique à 888,94, -896,66 et 200,28 kN/m<sup>2</sup>, respectivement dans le modèle de contact.



*Figure V.11: Variation des contraintes principales de traction en fonction du temps à la base du barrage*



*Figure V.12: Variation des contraintes principales de compression en fonction du temps à la base du barrage*

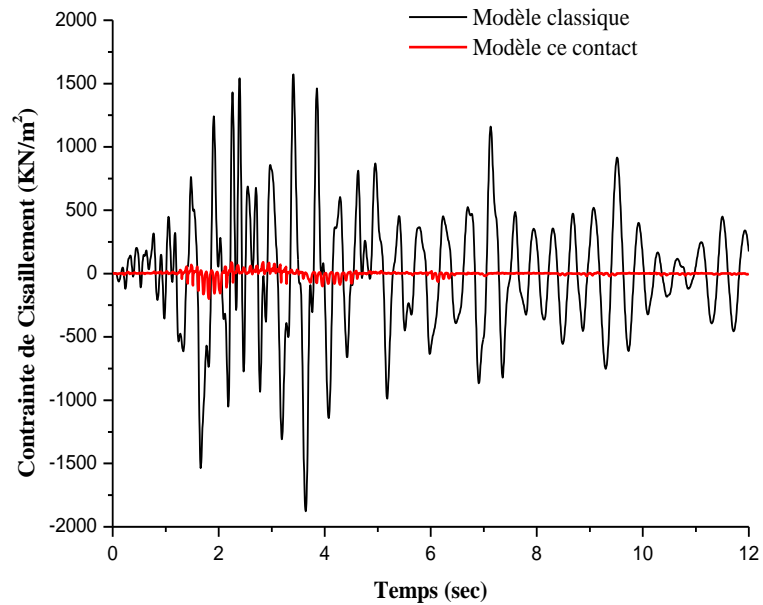


Figure V.13: Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps à la base du barrage

La figure V.14 représente les contours des contraintes principales maximales de traction du barrage pour les deux modèles étudiés. On constate que le contact de frottement diminue les contraintes principales de traction dans le corps du barrage comparativement au modèle classique.

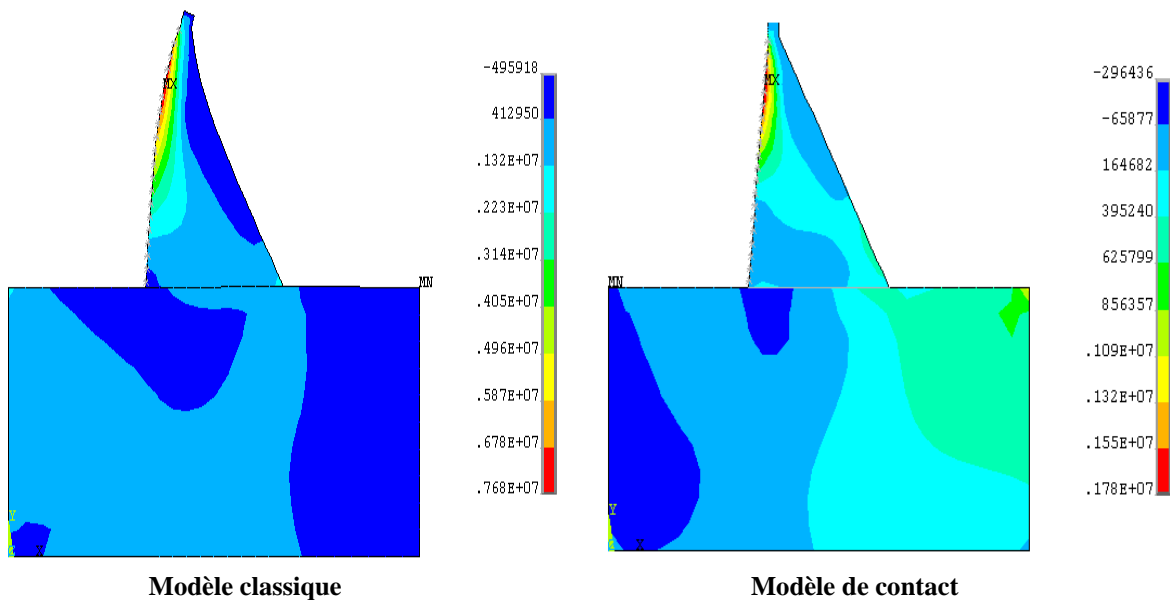


Figure v.14 : Contours des contraintes principales de traction du barrage [N/m<sup>2</sup>]

## V.7. CONCLUSION

Ce chapitre comprend une analyse du comportement sismique des barrages-poids en béton compte tenu du glissement de la base du barrage. L'interface de contact du système barrage-fondation est modélisée par des éléments de contact qui représentent le contact de frottement. Les éléments de contact sont utilisés pour décrire le frottement basé sur la loi de frottement de Coulomb. Ces éléments de contact utilisent une surface target et une surface de contact pour former une paire de contact.

L'analyse montre que le contact de frottement à l'interface système barrage-fondation peut causer le phénomène de glissement de la base du barrage et réduire les contraintes dans le corps du barrage.

## CONCLUSION GENERALE

---

### CONCLUSION GENERALE

La présente étude concerne l'analyse numérique de l'effet du contact de frottement à l'interface barrage-fondation sur la réponse sismique du barrages-poids en béton. Pour présenter notre travail, on prend deux modèles du système barrage-fondation: modèle soudé à modélisation classique sans éléments de contact et modèle avec éléments de contact qui représente le contact de frottement. Ces éléments de contact utilisent une surface target et une surface de contact pour former une paire de contact. Les éléments de contact générés par le logiciel Ansys sont choisis. Ces éléments de contact utilisent une surface target (Targe169) et une surface de contact (Conta172) pour former une paire de contact.

La réponse sismique du barrage de Oued Fodda montre que le contact de frottement à l'interface barrage-fondation peut provoquer le phénomène de glissement à la base du barrage et réduire les contraintes principales dans le corps du barrage et la force de cisaillemen à la base du barrage.

Le modèle classique peut donner des zones stressées en particulier dans les régions supérieures et à la base du barrage, donc il est possible d'apparaître des fissures et endommagements autour de ces parties.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

### RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ✓ Pecker, A. Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
- ✓ Smith, H.A., Wu, W.H. and Borja, R.I. Structural control considering soil-structure interaction effects. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 1994; 23:609-626.
- ✓ Mihailo, D.T., Maria, I.T. and Tzong-Ying, H. Full-scale experimental studies of soil structure interaction. In: *Proceedings of the 2nd US-Japan workshop on soil structure interaction*, Tsukuba City, Japan, March 6-8, 2001.
- ✓ John, P.W. and Chongmin, S. Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction. *Eng. Struct.* 2002; 24:13-28.
- ✓ Idriss, J.M. and Kennedy, R.P (1980). Analysis for soil-structure interaction effects for Nuclear Power Plants-Report by the Ad Hoc Group soil structure interaction of the committee on Nuclear Structures and Materials of the structural division of ASCE.
- ✓ Pecker, A. Dynamique des ouvrages, dynamique des structures. Polycopie des cours, ENPC, website : <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>, 2004.
- ✓ Wight, L.H. Soil-structure interaction in nuclear power plants: A comparaison of methods. *Proceeding 6th World Conference on Earthquake Engineering*, vol. 4, New Delhi, India, 1977.
- ✓ Lysmer, J., Udaka T., Tsai C. and Seed, H.B. FLUSH: A computer program for approximate 3D analysis of soil-structure interaction problems. *Earthquake Engineering Research Center report 75-30*, University of California, Berkeley, 1975.
- ✓ Chopra, A. K. and Gutierrez, J.A. Earthquake analysis of multistory buildings including foundation interaction. *Earthquake Engineering Research Center report 73-13*, University of California, Berkeley, 1973.
- ✓ Gutierrez, J.A. A substructure method for earthquake analysis of structure-soil interaction. *Earthquake Engineering Research Center report 76-9*, University of California, Berkeley, 1976.
- ✓ Gupta, S., Lin, T.W., Penzien, J. and Yen, C.S. Hybrid modeling of soil-structure interaction. *Earthquake Engineering Research Center report 80-9*, University of California, Berkeley, 1980.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- ✓ Fenves, G. and Chopra, A.K. Earthquake analysis and response of concrete gravity dams. Report No UCB/EERC-84/10, University of California, Berkeley, CA. (1984).
- ✓ Medina, F., Dominguez, J. and Tassoulas, J.L. Response of dams to earthquakes including effects of sediments. *Journal of Structural Eng. ASCE*, 116, 3108-3121(1990).
- ✓ Bayraktar, A., Hancer, E. and Akkose, M. Influence of base-rock characteristics on the stochastic dynamic response of dam-reservoir-foundation systems. *J. Engineering Structures*, 27: 1498-1508 (2005).
- ✓ Chopra, A. K. and Chakrabarti, P. Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam-water-foundation rock interaction. *Earthquake Eng. Struct. Dynam.*, 9, 363-383 (1981).
- ✓ Leger, P. and Boughoufalah, M. Earthquake input mechanisms for time domain analysis of damfoundation systems. *Eng. Struct.*, 11, 37-46 (1989).
- ✓ Nuss, L K., Munoz, R. L., Jackmauh, F. J. and Chopra, A. K. Influence of dam-foundation interaction in seismic safety evaluation of two arch dams. *Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand (2000).
- ✓ Lemos, J. V. and Gomes, J. P. Modeling seismic failure scenarios of concrete dam foundations. *Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering*, Sousa, Fernandes, Vargas, Jr. and Azevedo (eds.), Taylor and Francis, London, 341-349 (2007).
- ✓ Saleh, S. and Madabhushi, S. P. G. Response of concrete dams on rigid and soil foundations under earthquake loading. *Earthquake Tsunami*, 4, No.3, 251-268 (2010).
- ✓ Lebon, G., Saouma, V. and Uchita, Y. 3D rock-dam seismic interaction. *Dam Eng.*, 21, No.2, 101-130 (2010).
- ✓ Saouma, V., Miura, F., Lebon, G. and Yagome, Y. A simplified 3D model for soilstructure interaction with radiation damping and free field input. *Bull. Earthquake Eng.*, 9, No.5, 1387-1402 (2011).
- ✓ Hariri-Ardebili, M. A. and Mirzabozorg, H. Effects of near-fault ground motions in seismic performance evaluation of a symmetry arch dam," *Soil Mech. Found. Eng.*, 49, No.5, 192-199 (2012).
- ✓ Burman, A., Nayak, P., Agrawal, P. and Maity, D. Coupled gravity dam-foundation analysis using a simplified direct method of soil-structure interaction. *Soil Dynam. Earthquake Eng.*, 34, 62-68 (2012).

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- ✓ Azmi, M. and Paultre, P. (2002). Three-Dimensional Analysis of Concrete Dams including Contraction Joint Non-Linearity. *Engineering Structures*, 24, 757-771.
- ✓ Lotfi, V. and Espandar, R. An investigation of joints behavior in seismic response of arch dams. *Electron J Struct Eng* 2002; 1(1):17-31.
- ✓ Arabshahi, H. and Lotfi, V. Earthquake response of concrete gravity dams including damfoundation interface nonlinearities. *Eng. Struct.* 30(11), 3065-3073 (2008). doi: 10.1016/j.engstruct.2008.04.018.
- ✓ Kartal, M.E. Three-dimensional earthquake analysis of rollercompacted concrete dams. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 12, 2369-2388 (2012). doi: 10.5194/nhess-12-2369-2012.
- ✓ Leger, P. and Katsouli, M. Seismic stability of concrete gravity dams. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 18(6), 889-902 (1989). doi: 10.1002/eqe.4290180611.
- ✓ Chopra, A.K. and Zhang, L. Base Sliding Response of Concrete Gravity Dams to Earthquakes. Report No. UCB/EERC 91/05, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (1991).
- ✓ Chavez, J.W. and Fenves, G.L. Earthquake analysis of concrete gravity dams including base sliding. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 24(5), 673-686 (1995). doi: 10.1002/eqe.4290240505.
- ✓ Chavez, J.W. and Fenves, G.L. Earthquake analysis of concrete gravity dams including base sliding. *J. Struct. Eng. ASCE* 121(5), 865-875 (1995). doi: 10.1061/(ASCE) 0733-9445(1995)121:5(865).
- ✓ Viladkar, M.N. and Al-Assady, A.M.S. Nonlinear analysis of pine flat dam including base sliding and separation. In: *Proceeding of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15 WCEE)*, Lisbon (2012).
- ✓ Amirpour, A. and Mirzabozorg, H. Quantifying the qualitative limit-states using IDA approach in concrete arch dams. *Arab. J. Sci. Eng.* 39(11), 7729-7740 (2014).
- ✓ Ouzandja, D. and Tiliouine, B. Effects of dam-foundation contact conditions on Seismic Performance of Concrete Gravity Dams. *Arabian Journal for Science and Engineering*, Vol. 40(11), pp 3047-3056, 2015. doi : 10.1007/s13369-015-1770-2.
- ✓ Chopra, A.K. and Zhang, L. Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams. *J. Struct. Eng.* 117(12), 3698-3719 (1991). doi:10.1061/(ASCE) 0733-9445(1991)117:12(3698).