



Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique  
des Structures



# Thèse de Doctorat en Sciences en Génie Civil

Option : Structures

Présentée par :

**OUZANDJA DJAMEL**

Magister en Génie Civil diplômé de l'Université de M'sila

Intitulé

## **EFFETS DES CONDITIONS DE CONTACT À L'INTERFACE BARRAGE-FONDATION SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DES BARRAGES- POIDS EN BÉTON**

Soutenue devant le jury composé de :

<b>Président :</b>	BOUABDALLAH Mabrouk	Professeur	ENP
<b>Directeur de thèse:</b>	TILIOUINE Boualem	Professeur	ENP
<b>Examineurs :</b>	HAMMOUTENE Malek	Professeur	ENP
	KADRI Mohamed	Professeur	UMBB
	CHAABAT Mohamed	Professeur	USTHB
	TITOU MESSOUD	MCA	UMBM

**ENP 2016**

يعرض هذا العمل تأثيرات شروط الاتصال في السطح البيني سد-أساس على الأداء الزلزالي للسدود الثقيلة المصنوعة من الخرسانة مع الأخذ في الاعتبار انزلاق القاعدة. لأجل هذا الغرض، سد وادي الفضة المصنوع من الخرسانة، الواقع في منطقة الشلف (شمال غرب الجزائر) يكون مختار كمثال في هذه الدراسة. بالإضافة إلى ذلك، هناك دراسة حدودية مبنية على تغيرات معامل الاحتكاك تكون منجزة. نموذج دراكر-براجر والنموذج متعدد الخطوط ذو تصلب حركي تكونان مستخدمتان في التحاليل غير الخطية لخرسانة السد ولصخرة الأساس، على التوالي. الضغط الهيدروديناميكي لمياه الخزان تكون نمذجة باستعمال مفهوم الكتلة المضافة المعروفة باسم طريقة واسترجارد. سطح الاتصال في نظام التفاعل سد-أساس يكون نمذج باستخدام عناصر الاتصال التي تمثل اتصال الاحتكاك. عناصر الاتصال سطح-سطح. سطح المبنية على قانون احتكاك كولوم تكون مستعملة لوصف الاحتكاك. هذه العناصر تستعمل سطح الهدف وسطح التماس لتشكيل زوج اتصال. ووفقا لتأثيرات المكونات المترتبة من حركة التربة وإجهاد الاحتكاك الأقصى التي تميز شروط الاتصال في السطح البيني سد-أساس، هناك انتقال انزلاقي قد يحدث في هذا السطح مما يسبب عدم استقرار السد. أظهرت النتائج أن انزلاق قاعدة السد يعتمد على قيمة معامل الاحتكاك في منطقة سطح الاتصال. بالإضافة إلى ذلك، الانتقال الانزلاقي الحاصل يستطيع أن يقلل من الإجهادات الرئيسية في السد وإجهاد القص في القاعدة. كافة التحليلات العددية كانت منجزة باستخدام برنامج ANSYS.

## RÉSUMÉ

Ce travail présente les effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la performance sismique des barrages-poids en béton compte tenu du glissement de la base. À cet effet, le barrage-poids en béton de Oued Fodda, situé dans la Wilaya de Chlef au Nord Ouest de l'Algérie, est choisi comme un exemple dans la présente étude. En outre, une étude paramétrique basée sur le coefficient de frottement est réalisée. Le modèle de Druker-Prager et le modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique sont employés dans les analyses non-linéaires pour le béton dans le barrage et la roche dans la fondation, respectivement. La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir est modélisée en utilisant l'approche Westergaard.

L'interface de contact dans le système d'interaction barrage-fondation est modélisée par des éléments de contact qui représentent le contact de frottement. Les éléments de contact surface-surface basés sur la loi de frottement de Coulomb sont utilisés pour décrire le frottement. Ces éléments de contact utilisent une surface target et une surface contact pour former une paire de contact. Selon les effets des composants du mouvement du sol et de la contrainte de frottement maximum caractérisant les conditions de contact à l'interface barrage-fondation, le déplacement de glissement peut se produire à l'interface provoquant l'instabilité du barrage. Les résultats montrent que le glissement de la base du barrage dépend de la valeur du coefficient de frottement dans la zone d'interface de contact. En outre, le glissement résultant diminue les contraintes principales dans le barrage ainsi que la contrainte de cisaillement à la base. Toutes les analyses numériques sont effectuées en utilisant software ANSYS.

**Mots clés :** Barrages-poids en béton, Interaction dynamique sol-structure, Contact de frottement, Glissement, Analyse dynamiques non-linéaire, Méthode des éléments finis.

## ABSTRACT

This work presents the effects of dam-foundation contact conditions on seismic performance of concrete gravity dams including base sliding. For illustrative purposes, the Oued Fodda concrete gravity dam, located in Chlef (northwestern Algeria), is selected as an example and linear as well as nonlinear seismic analyses are performed. In addition, a parametric study based on the friction coefficient is carried out. The Druker-Prager and the multilinear kinematic hardening models are employed in the nonlinear analyses for concrete in the dam and rock in the foundation, respectively. The hydrodynamic pressure of the reservoir water is modeled as added mass using the Westergaard approach.

The contact interface in dam-foundation interaction is modeled by contact elements which represent the friction contact. Surface-to-surface contact elements based on the Coulomb's friction law are used to describe the friction. These contact elements use a target surface and a contact surface to form a contact pair. Depending on the component effects of strong ground motion and maximum friction stress characterizing the dam-foundation contact conditions, sliding displacement may occur at the interface causing instability of the dam. The results show that the base sliding displacement depend on the value of friction coefficient at the interface zone. Besides, the sliding displacement decreases the principal stresses in the dam as well as the base shear stress. All numerical analyses are performed using ANSYS software.

**Keywords :** Concrete gravity dams, Dynamic soil-structure interaction, Friction contact, Sliding, Nonlinear dynamic analysis, Finite element method.

## Tables des matières

Résumé .....	i
Table des matières .....	ii
Liste des figures .....	iv
Liste des tableaux .....	vi
Liste des symboles utilisés .....	vi
INTRODUCTION GÉNÉRALE .....	2

### CHAPITRE 1 : INTERACTION SOL-STRUCTURE

1.1 INTRODUCTION .....	6
1.2 FORMULATION D'UN PROBLÈME D'INTERACTION SOL-STRUCTURE..	7
1.3 DIFFÉRENTS TYPES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE .....	9
1.4 MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE .....	10
1.4.1 Méthode globale .....	10
1.4.2 Méthode de sous structures .....	12
1.4.2.1 Méthode de frontière .....	12
1.4.2.2 Méthode de volume .....	15
1.4.3 Méthode hybride .....	17
1.5 CONCLUSION .....	18

### CHAPITRE 2 : INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE

2.1 INTRODUCTION .....	20
2.2 DIFFÉRENTS MÉTHODES D'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE .....	21
2.2.1 Méthode de masse ajoutée .....	21
2.2.1.1 Détermination de la masse d'eau entraînée .....	23
2.2.2 Couplage fluide-structure à l'aide de la méthode des éléments finis .....	24
2.2.2.1 Système couplé fluide-structure .....	24
2.2.2.2 Conditions aux limites .....	25
2.3 CONCLUSION .....	27

### CHAPITRE 3 : MÉCANIQUE DU CONTACT

3.1 INTRODUCTION .....	29
3.2 DÉFINITION DU PROBLÈME ET NOTATIONS .....	31
3.3 ÉQUATIONS CONSTITUTIVES DES INTERFACES DE CONTACT .....	32
3.3.1 Contact normal .....	33
3.3.1.1 Formulation de contrainte .....	33

3.3.2 Contact tangentiel .....	35
3.3.2.1 Loi de Coulomb.....	36
3.4 CAPACITÉS DE CONTAT DANS LE CODE ANSYS .....	38
3.4.1 Éléments de contact .....	38
3.4.1.1 Éléments de contact surface-surface .....	39
3.5 CONCLUSION .....	41

## **CHAPITRE 4 : MODÈLES DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX**

4.1 INTRODUCTION .....	43
4.2 DESCRIPTION DU COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX .....	43
4.2.1 Loi de comportement .....	44
4.3 MODÈLES DE COMPORTEMENT .....	44
4.3.1 Modèle élastique linéaire .....	44
4.3.2 Modèle viscoélastique linéaire équivalent .....	45
4.3.3 Modèle élastoplastique .....	47
4.3.3.1 Fonction de charge .....	49
4.3.3.2 Règles d'écoulement .....	51
4.3.4 Modèle de Drucker-prager .....	53
4.3.5 Modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique .....	54

## **CHAPITRE 5 : APPLICATION NUMERIQUE ET ANALYSE DES RÉSULTATS**

5.1 INTRODUCTION .....	57
5.2 DESCRIPTION DU BARRAGE DE OUED FODDA .....	57
5.3 RISQUE SISMIQUE .....	60
5.4 MODÈLE D'ELEMENTS FINIS DU SYSTÈME BARRAGE-FONDATION .....	60
5.5 MODELISATION DE L'INTERFACE DE CONTACT BARRAGE-FONDATION .....	62
5.5.1 Éléments de contact surface-surface .....	63
5.5.2 Modèle de frottement .....	63
5.6 MODÈLES CONSTITUTIFS NON-LINÉAIRES .....	64
5.7 RÉSULTATS NUMERIQUES ET DISCUSSION .....	66
5.7.1 Réponse sismique du barrage de oued fodda .....	66
5.7.1.1 Déplacements .....	68
5.7.1.2 Contraintes .....	72
5.8 CONCLUSION .....	79
<b>CONCLUSION GÉNÉRALE .....</b>	<b>81</b>
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>84</b>

## Liste des figures

<b>Figure 1.1</b> : Modèle d'interaction sol-structure .....	7
<b>Figure 1.2</b> : Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale.....	11
<b>Figure 1.3</b> : Méthode de sous-structures : méthode de frontière .....	13
<b>Figure 1.4</b> : Méthode de sous-structures : méthode de volume .....	15
<b>Figure 1.5</b> : Méthode Hybride .....	17
<b>Figure 2.1</b> : Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage .....	22
<b>Figure 2.2</b> : Masses ajoutées équivalentes .....	22
<b>Figure 2.3</b> : Technique de détermination de la masse ajoutée (approche de Westergaard) ...	23
<b>Figure 2.4</b> : Présentation du système barrage-réservoir .....	25
<b>Figure 3.1</b> : Problèmes de contact : fondation .....	30
<b>Figure 3.2</b> : Mécanisme de contact de systèmes discrets [19] .....	31
<b>Figure 3.3</b> : Configuration déformée des corps $B^\alpha$ , distance minimum [19] .....	32
<b>Figure 3.4</b> : Contraintes dans l'interface de contact [19] .....	34
<b>Figure 3.5</b> : Force de contact par rapport au gap normal .....	35
<b>Figure 3.6</b> : Collage ou glissement dans la zone de contact .....	36
<b>Figure 3.7</b> : Loi de frottement de Coulomb .....	37
<b>Figure 3.8</b> : Géométrie de l'élément Conta172 [35] .....	40
<b>Figure 3.9</b> : Géométrie de l'élément Targe169 [35] .....	41
<b>Figure 4.1</b> : Modèle de Kelvin-Voigt .....	46
<b>Figure 4.2</b> : Courbe contrainte-déformation dans un essai de traction simple .....	48
<b>Figure 4.3</b> : Fonction de charge $F(\sigma_{ij})$ .....	49
<b>Figure 4.4</b> : Règles d'écrouissage isotrope et cinématique .....	50
<b>Figure 4.5</b> : Principe de travail maximal de Hill .....	52
<b>Figure 4.6</b> : Critères de rupture de Coulomb, Drucker-Prager et Von-Mises [83] .....	54
<b>Figure 4.7</b> : Comportement contrainte-déformation du modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique (effet de Bauschinger) .....	55
<b>Figure 4.8</b> : Comportement contrainte-déformation du modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique .....	55
<b>Figure 5.1</b> : Barrage-poids en béton de Oued Fodda .....	57
<b>Figure 5.2</b> : Localisation du barrage-poids de Oued Fodda sur la carte d'Algérie .....	58
<b>Figure 5.3</b> : Superficie du bassin versant du barrage de Oued Fodda .....	59
<b>Figure 5.4</b> : Dimensions du système barrage-fondation .....	59
<b>Figure 5.5</b> : Modèle d'éléments finis à deux dimensions du système barrage-fondation .....	61
<b>Figure 5.6</b> : Représentation de l'élément Plane82 [35] .....	61
<b>Figure 5.7</b> : Représentation de l'élément Mass21 [35] .....	62
<b>Figure 5.8</b> : Éléments finis de contact : Targe169 et Conta172 [35] .....	63
<b>Figure 5.9</b> : Modèle de frottement de Coulomb [35] .....	64
<b>Figure 5.10</b> : Relation contrainte-déformation dans le cas plastique .....	65

<b>Figure 5.11</b> : Relations normalisées module de cisaillement-déformation de cisaillement et taux d'amortissement pour les roches [87] .....	65
<b>Figure 5.12</b> : Relation contrainte-déformation de la roche de fondation [23] .....	66
<b>Figure 5.13</b> : 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 .....	67
<b>Figure 5.14</b> : Spectre de réponse en accélération de la composante horizontale de la réplique du séisme d'El-Asnam (1980) mise à l'échelle par un facteur de 2,5 pour 5% d'amortissement..	67
<b>Figure 5.15</b> : Déplacements horizontaux maximaux dans la direction amont du barrage selon l'analyse linéaire .....	68
<b>Figure 5.16</b> : Déplacements horizontaux maximaux dans la direction amont du barrage selon l'analyse non-linéaire .....	68
<b>Figure 5.17</b> : Contours des déplacements horizontaux maximums du barrage selon l'analyse linéaire obtenus au : (a) modèle sans éléments de contact à l'instant 2.335 sec et (b) modèle avec 30% du coefficient de frottement à l'instant 3.495 sec .....	69
<b>Figure 5.18</b> : Variation du déplacement horizontal en fonction du temps en crête du barrage selon l'analyse linéaire pour le modèle sans éléments de contact et le modèle avec 30% du coefficient de frottement .....	70
<b>Figure 5.19</b> : Variation du déplacement de glissement en fonction du temps au pied amont du barrage selon l'analyse linéaire pour le modèle sans éléments de contact et le modèle avec 30% du coefficient de frottement .....	70
<b>Figure 5.20</b> : Variation du déplacement horizontal en fonction du temps en crête du barrage selon l'analyse non-linéaire pour le modèle sans éléments de contact et le modèle avec 30% du coefficient de frottement .....	71
<b>Figure 5.21</b> : Variation du déplacement de glissement en fonction du temps au pied amont du barrage selon l'analyse non-linéaire pour le modèle sans éléments de contact et le modèle avec 30% du coefficient de frottement .....	71
<b>Figure 5.22</b> : Distribution des contraintes principales majeures le long la hauteur du barrage selon l'analyse linéaire .....	72
<b>Figure 5.23</b> : Distribution des contraintes principales majeures le long la hauteur du barrage selon l'analyse non-linéaire .....	72
<b>Figure 5.24</b> : Distribution des contraintes principales mineures le long la hauteur du barrage selon l'analyse linéaire .....	73
<b>Figure 5.25</b> : Distribution des contraintes principales mineures le long la hauteur du barrage selon l'analyse non-linéaire .....	73
<b>Figure 5.26</b> : Contours des contraintes principales majeures du barrage selon l'analyse linéaire obtenu au : (a) modèle sans éléments de contact à l'instant 2.340 sec et (b) modèle avec 30% du coefficient de frottement à l'instant 3.050 sec .....	74
<b>Figure 5.27</b> : Contours des contraintes principales mineures du barrage selon l'analyse linéaire obtenu au : (a) modèle sans éléments de contact à l'instant 2.275 sec et (b) modèle avec 30% du coefficient de frottement à l'instant 2,30 sec .....	75
<b>Figure 5.28</b> : Variation des contraintes principales et de cisaillement en fonction du temps pied amont du barrage selon l'analyse linéaire : (a) contrainte principale majeure, (b) contrainte principale mineure et (c) contrainte de cisaillement .....	77

**Figure 5.29 :** Variation des contraintes principales et de cisaillement en fonction du temps au pied amont du barrage selon l'analyse non-linéaire : (a) contrainte principale majeure, (b) contrainte principale mineure et (c) contrainte de cisaillement ..... 78

## Liste des tableaux

<b>Tableau 3.1 :</b> Coefficient de frottement pour les différents appariements de matériaux .....	37
<b>Tableau 5.1:</b> Valeurs maximums des contraintes principales au pied amont du barrage dans les analyses linéaire et non-linéaire .....	60
<b>Tableau 5.2:</b> Propriétés des matériaux du barrage-poids de Oued Fodda .....	76

## Liste des symboles utilisés

### Notations

$U$	Déplacements absolus
$v$	Déplacements de champ libre
$u$	Déplacements ajoutés
$[M]$	Matrice de masse
$[C]$	Matrice d'amortissement
$[K]$	Matrice de rigidité
$\{U\}$	Vecteur des déplacements
$\{\dot{U}\}$	Vecteur des vitesses
$\{\ddot{U}\}$	Vecteur des accélérations
$\{Q\}$	Vecteur de charge
$I$	Vecteur de couplage dynamique
$[S_f]$	Matrice d'impédance du sol.
$f$	Degrés de liberté situés sur la frontière de séparation
$T$	Période du mouvement de l'écran, supposé harmonique
$P(z)$	Surpression sur la face amont
$\rho_w$	Masse volumique du fluide
$h_w$	Niveau d'eau du réservoir
$Z$	Côté de la partie immergée de la face amont
$\ddot{u}_g$	Accélération du sol
$\Delta h_i$	Epaisseur de la tranche $i$
$h_i$	Hauteur de la tranche $i$
$[M_s]$	Matrice de masse de la structure
$[C_s]$	Matrice d'amortissement de la structure
$[K_s]$	Matrice de rigidité de la structure
$[M_F]$	Matrice de masse du fluide
$[C_F]$	Matrice d'amortissement du fluide
$[K_F]$	Matrice de rigidité du fluide

$\alpha, \beta$	Coefficients de Rayleigh
$p$	Pression hydrostatique
$\ddot{u}_n$	Projection des accélérations des particules solides sur la normale $n$
$c$	Célérité des ondes de pression dans l'eau
$g_N$	Gap normal
$t^1$	Vecteur de contrainte
$t_T^{1\beta}$	Contrainte tangentielle
$p_N$	Pression de contact normal
$\dot{g}_T$	Vitesse tangentielle relative
$\mu$	Coefficient de frottement
$\tau$	Contrainte de cisaillement
$(\varepsilon_{ij})$	Tenseur des déformations
$(\sigma_{ij})$	Tenseur des contraintes
$\delta_{ij}$	Symbole de Kronecker
$\nu$	Coefficient de poisson
$E$	Module d'élasticité
$G$	Module de cisaillement
$G_s$	Module de cisaillement sécant
$K$	Module de compressibilité
$\eta$	Coefficient de perte
$\beta$	Pourcentage d'amortissement critique
$\varepsilon^e$	Déformation élastique
$\varepsilon^p$	Déformation plastique
$F(\sigma_{ij})$	Fonction de charge
$k$	Paramètre d'écrouissage
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Contraintes principales
$\varphi$	Angle de frottement interne
$c$	Cohésion
$d\lambda$	Multiplicateur de plasticité
$\sigma_m$	Contrainte moyenne
$(s_{ij})$	Tenseur des contraintes déviatoriques
$H$	Hectare
$M$	Magnitude

## Abréviations

DDL	Degrés de liberté
ISS	Interaction sol-structure (SSI)
PGA	Accélération maximale du sol (Peak ground acceleration, PGA)



# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères 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.

Une analyse dynamique précise des barrages-poids en béton nécessite attention particulière pour les interactions impliquées dans ce problème [1-3]. Ce sont l'interaction barrage-fondation et l'interaction barrage-réservoir. Le problème de l'interaction barrage-fondation a été étudié par Chopra et Chakrabarti [4], Leger et Boughoufalah [5], Nuss et al. [6], Lemos et Gomes [7], Moussaoui et Tiliouine [8], Saleh et Madabhushi [9], Lebon et al. [10], Saouma et al. [11], Hariri-Ardebili et Mirzabozorg [12], Burman et al. [13], Hariri-Ardebili et Mirzabozorg [14], et Hariri-Ardebili [15].

Au cours d'un tremblement de terre, un déplacement de glissement peut se produire le long de l'interface entre la base du barrage et la fondation, provoquant l'instabilité du barrage. Traditionnellement, ce phénomène résultant à l'interface de contact barrage-fondation est ignoré dans la modélisation classique pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages-poids en béton. Dans les dernières années, ce problème d'interaction a été abordé sur la base de la discipline de la mécanique du contact [16-19], qui a permis d'analyser le problème plus efficacement.

Plusieurs chercheurs ont étudié la stabilité sismique des barrages-poids en béton contre le glissement le long de l'interface entre la base du barrage et la fondation rocheuse [20-23]. Leger et Katsouli [24] ont étudié la stabilité sismique d'un barrage-poids en béton dans lequel le glissement à l'interface a été représenté par des éléments gap-frottement. L'étude a indiqué que la déformation non-linéaire dans la région entre la base du barrage et la fondation rocheuse réduit la réponse sismique du barrage. Chopra et Zhang [25] ont utilisé un modèle simplifié pour étudier la réponse de glissement d'un barrage-poids fondé sur une fondation rigide. Leur étude a montré que le glissement de la base est plus important que le balancement du barrage au niveau de l'orteil ou du talon. Chavez et Fenves [26] ont développé un modèle

pour calculer la réponse sismique des barrages-poids en béton compte tenu du glissement à l'interface de contact barrage-fondation. Les résultats ont suggéré que le glissement peut se produire lors d'un séisme modéré. Chavez et Fenves [27] ont utilisé la procédure de domaine fréquence-temps pour estimer la réponse de glissement des barrages-poids compte tenu de l'interaction barrage-réservoir et de l'interaction barrage-fondation. Les résultats ont illustré que le glissement de la base du barrage est affectée par l'interaction barrage-fondation et la compressibilité de l'eau du réservoir.

L'analyse non-linéaire du barrage de Pine Flat compte tenu du glissement de la base a été présentée par Viladkar et Al-Assady [28]. L'analyse du système barrage-fondation a montré un glissement considérable, en particulier au niveau du talon du barrage. Amirpour et Mirzabozorg [29] ont utilisé un élément de contact spécial dans la modélisation des joints paramétriques pour quantifier les états limites qualitatives dans l'évaluation de la performance sismique des barrages voûtes en béton. L'effet de la variation du contact de frottement à l'interface barrage-fondation sur la réponse sismique des barrages-poids en béton a été étudié par Ouzandja et Tiliouine [30].

D'autres chercheurs ont également étudié la réponse de glissement des barrages-poids et ont fourni des procédures analytiques [31] ainsi que des formules [32] pour estimer le déplacement de glissement induit à la base des barrages-poids en béton.

La réponse sismique d'un barrage-poids en béton dépend de l'interaction de contact avec la fondation, qui est représentés par des éléments de contact. Le présent travail consiste à présenter les effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la performance sismique des barrages-poids. Le barrage-poids de Oued Fodda est choisi dans la présente étude. À cet effet, un modèle d'éléments finis à deux dimensions (2D) est utilisé pour la modélisation du système barrage-fondation. La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir est modélisée en utilisant le concept de masse ajoutée [33]. Dans l'analyse non-linéaire, le modèle de Drucker-Prager [34] est employé pour le béton du barrage, et le modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique est employé pour la fondation rocheuse. Les éléments de contact surface-surface basés sur la loi de frottement de Coulomb sont utilisés pour décrire le contact de frottement. Toutes les analyses numériques sont effectuées en utilisant software ANSYS [35].

La présente thèse est structurée en cinq chapitres, une introduction au problème et une conclusion générale :

Le premier chapitre est consacré essentiellement à l'étude des différentes méthodes du phénomène d'interaction sol-structure et le deuxième fait l'objet de la même étude, cependant celle-ci porte sur le phénomène d'interaction fluide-structure.

Dans le troisième chapitre, nous exposons les principes fondamentaux de la mécanique du contact qui peut traiter et résoudre beaucoup de problèmes de contact ainsi que les capacités actuelles du code d'éléments finis ANSYS dans le domaine du contact mécanique.

Le quatrième chapitre présente une description sommaire des différents modèles de comportement des matériaux.

Le cinquième chapitre comporte une application numérique détaillée, et une présentation des résultats des analyses effectuées qui sont comparés et discutés. Il consiste à exposer les effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la performance sismique des barrages-poids

Enfin, la thèse est clôturée par une conclusion générale qui retrace les grandes lignes du travail effectué.

# **CHAPITRE 1**

## **INTERACTION SOL-STRUCTURE**

## INTERACTION SOL-STRUCTURE

### 1.1. INTRODUCTION

On entend généralement, improprement, par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. L'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. Pour certains ouvrages, fondés superficiellement, elle peut être pratiquement négligeable. Par contre, la nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants : barrages, centrales nucléaires, réservoirs de gaz naturel liquéfié [36].

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure [37]. L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encastrée à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique [38,39]. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques des ces dernières de manière significative [40].

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol, de la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que de la capacité de résistance de la superstructure. Les caractéristiques du sol jouent un rôle important sur les trois premiers aspects.

L'abondance de la littérature concernant l'interaction sol-structure traduit à la fois la complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté nombre de chercheurs [41,42]. La prise en compte de l'interaction sol-structure sous son aspect général nécessite la mobilisation de

moyens et de temps de calcul considérables dont la mise en œuvre ne se justifie que pour des structures exceptionnelles.

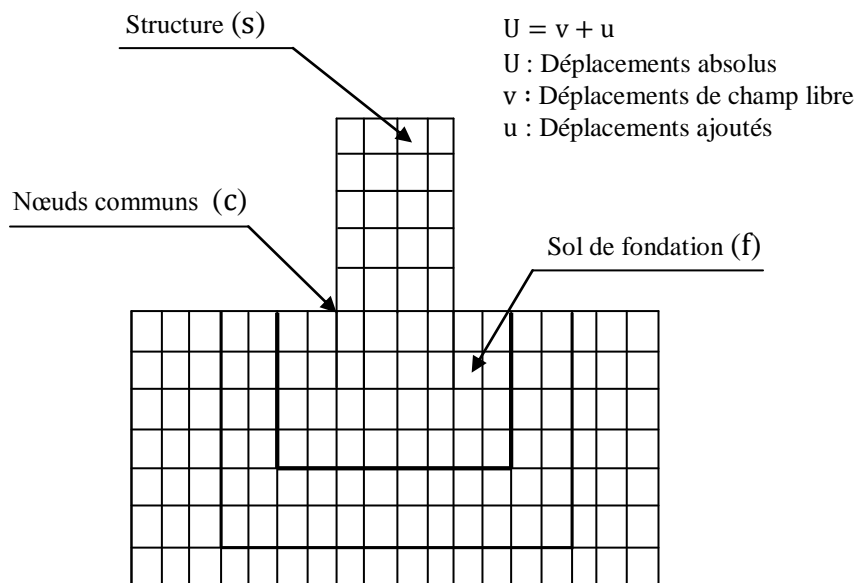
## 1.2. FORMULATION D'UN PROBLÈME D'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Une analyse complète d'un problème d'interaction doit prendre en compte :

- La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur;
- Le comportement non linéaire du sol;
- Le caractère tridimensionnel du problème;
- Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendrent le mouvement;
- L'interaction avec les structures voisines.

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte 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.

Dans les problèmes d'interaction sol-structure, le sol de fondation et la structure ne vibrent pas comme systèmes séparés sous excitations externes, plutôt qu'ils agissent ensemble de manière couplée. Par conséquent, ces problèmes doivent être traités d'une manière couplée. Afin de développer les équations fondamentales d'équilibre dynamique de l'interaction sol-structure, nous considérons le système sol-structure représenté sur la figure 1.1.



**Figure 1.1** Modèle d'interaction sol-structure

Considérons que le modèle d'ISS est divisé en trois ensembles de points nodaux [43]. Les nœuds communs à l'interface de la structure et de la fondation sont identifiés avec "c"; les autres nœuds à l'intérieur de la structure sont des nœuds "s"; et les autres nœuds à l'intérieur de la fondation sont des nœuds "f". L'équilibre de la force dynamique du système est donné en fonction des déplacements absolus, U, par l'équation suivante :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.1)$$

où la masse et la rigidité au niveau des nœuds de contact sont la somme de la contribution de la structure (s) et de la fondation (f), et sont donnés par :

$$M_{cc} = M_{cc}^{(s)} + M_{cc}^{(f)} \quad C_{cc} = C_{cc}^{(s)} + C_{cc}^{(f)} \quad K_{cc} = K_{cc}^{(s)} + K_{cc}^{(f)} \quad (1.2)$$

En termes de mouvement absolu, il n'ya pas de forces extérieures agissant sur le système. Afin d'éviter de résoudre ce problème d'ISS directement, la réponse dynamique de la fondation sans structure est calculée. Dans plusieurs cas, la solution en champ libre peut être obtenue à partir d'un modèle unidimensionnel simple de site. La solution en champ libre est désignée par les déplacements en champ libre v. Par un changement simple de variables, il est maintenant possible d'exprimer les déplacements absolus U en termes de déplacements u, relatifs aux déplacements en champ libre v.

$$\begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} \quad (1.3)$$

L'équation (1.1) peut maintenant être écrite comme suit :

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} = \\ & - \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (1.4)$$



Si le déplacement en champ libre  $v_c$  est constant sur la base de la structure, le terme  $v_s$  est le mouvement de corps rigide de la structure. Par conséquent, l'équation (1.4) peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^{(s)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.5)$$

En outre, le mouvement dynamique en champ libre de la fondation exige que :

$$\begin{bmatrix} M_{cc}^{(f)} & M_{cf} \\ M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{cc}^{(f)} & C_{cf} \\ C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc}^{(f)} & K_{cf} \\ K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_c \\ v_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.6)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (1.4) peut être écrit :

$$R = \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc}^{(s)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.7)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (1.4) ne contient pas la masse de la fondation. L'équation de l'équilibre dynamique en trois dimensions, pour le système complet sol-structure avec amortissement ajouté, est de la forme suivante :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[m_x]\ddot{v}_x(t) - [m_y]\ddot{v}_y(t) - [m_z]\ddot{v}_z(t) \quad (1.8)$$

où  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement, du modèle sol-structure. Les déplacements relatifs ajoutés,  $\{u\}$ , existent pour le système sol-structure et doivent être mis à zéro sur les côtés et le fond de la fondation. Les termes  $\ddot{v}_x(t)$ ,  $\ddot{v}_y(t)$  et  $\ddot{v}_z(t)$  sont les composants en champ libre de l'accélération, si la structure n'est pas présente. Les matrices de colonnes,  $[m_i]$ , sont des masses de direction pour la structure seulement.

### 1.3. DIFFÉRENTS TYPES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Si 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. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction.

## 1.4. MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, on peut distinguer la méthode globale (directe), la méthode de sous-structures, et la méthode hybride. Chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle sol-structure.

### 1.4.1. Méthode globale

La méthode globale (ou méthode directe) traite le problème d'interaction sol-structure en un tout : le modèle numérique se base sur la discrétisation spatiale de la structure et du sol. L'analyse du système complet s'effectue en une seule étape [44,45]. Cette méthode permet d'inclure en principe tout comportement non linéaire du sol ou de la structure et toute hétérogénéité présente dans le sol. Il est aussi possible de traiter avec ce genre de méthode, les conditions de contact à l'interface sol-structure et la condition de radiation et de dissipation d'énergie dans la partie infinie du sol non borné. Les principales techniques utilisées pour traiter cette condition sont : l'utilisation de frontières absorbantes, le couplage éléments finis-éléments de frontière et le couplage éléments finis-éléments infinis ainsi que d'autres techniques. Le problème à résoudre est celui défini par l'équation :

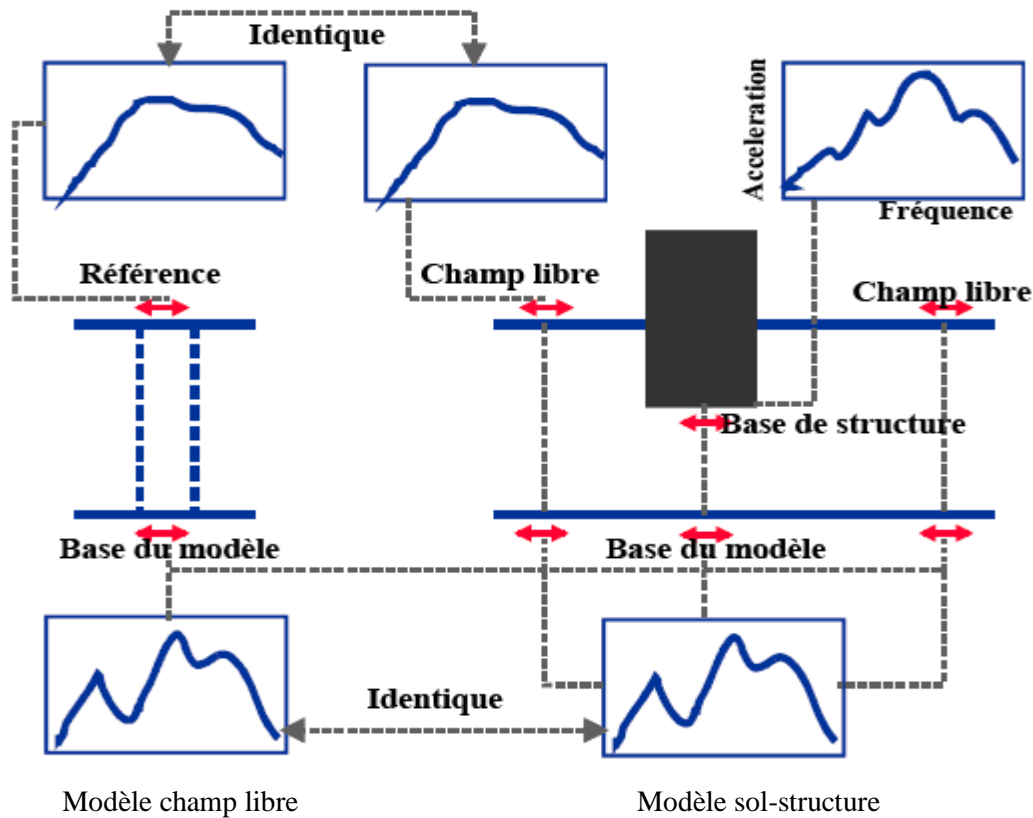
$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{Q\} \quad (1.9)$$

où les matrices  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  désignent la masse, l'amortissement et la rigidité du système complet sol-structure. Le vecteur  $\{Q\}$  comprend les forces d'excitation sismique agissant à la base du modèle. Le vecteur  $\{U\}$  contient les déplacements des nœuds du modèle par rapport à la base. Les dérivées temporelles  $\{\dot{U}\}$  et  $\{\ddot{U}\}$  sont les vitesses et les accélérations.

Si les accélérations sismiques  $\ddot{u}_g(t)$  sont connues en profondeur alors le vecteur  $\{Q\}$  est tout simplement le produit de la masse totale par le vecteur des accélérations sismiques ramenées aux nœuds du modèle,  $I$  est le vecteur de couplage dynamique dont les composantes qui correspondent aux degrés de liberté de même direction que le mouvement sismique sont égales à un et les autres sont nulles.

$$\{Q\} = -[M] I \ddot{u}_g(t) \quad (1.10)$$

La mise en œuvre pratique de telles solutions est illustrée sur la figure 1.2. Un problème important afférent à cette méthode réside dans la mise en œuvre du chargement sismique à appliquer au modèle numérique. Elle nécessite la déconvolution en champ libre du mouvement de contrôle défini à la surface du sol. Le mouvement calculé à la base du modèle est imposé à la base du système sol-structure.



**Figure 1.2** Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale

En théorie, la méthode globale peut être étendue aux cas tridimensionnels et est susceptible d'appréhender les comportements non linéaires dus à la loi de comportement d'un des matériaux (sol le plus souvent) ou aux interfaces sol-structure (décollement ou glissement d'ouvrages sur leur fondation). En pratique, le coût de résolution de problèmes bidimensionnels est nettement prohibitif et on doit se restreindre aux problèmes bidimensionnels. Il faut garder à l'esprit que, si la méthode globale est généralement coûteuse du point de vue ordinateur, elle requiert souvent moins de temps humain que d'autres méthodes approchées exigeant une grande réflexion. Ce temps de réflexion représente également un coût non négligeable [46].

Un des avantages principaux de la méthode globale est sa capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non linéarités. Par ailleurs, l'expérience montre qu'elle est généralement mieux adaptée et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.

Un des programmes de calcul les plus utilisés dans la pratique pour résoudre les problèmes d'interaction sol-structure par une méthode globale est le programme de FLUSH [47]. Ce programme incorpore une loi de comportement du type viscoélastique linéaire équivalent pour le sol, avec résolution dans le domaine fréquence. Ce programme dispose de frontières absorbantes permettant de réduire de façon significative les dimensions du maillage d'éléments finis.

#### **1.4.2. Méthode de sous-structures**

Cette méthode s'appuie sur le principe de superposition. Le système global est subdivisé en deux parties désignées par sous-structures qui concernent la structure elle-même et le sol sur lequel elle est posée. Chacune des sous structures peut être analysée séparément et la réponse totale est obtenue par la superposition des contributions des deux réponses à l'interface liant les deux sous structures [36]. La méthode permet de réduire considérablement la taille du problème : elle est par conséquent beaucoup plus rapide que la méthode globale. Toutefois, le fait qu'elle soit basée sur le principe de superposition restreint son domaine d'application aux cas linéaires. Elle est inadaptée aux problèmes d'interaction tenant compte du comportement non linéaire des matériaux.

Les différentes méthodes de sous-structures se différencient par la décomposition en sous modèles du modèle global : on distingue la méthode dite de frontière et la méthode de volume.

##### ***1.4.2.1. Méthode de frontière***

Cette méthode a été développée par Chopra-Gutierrez [48], Gutierrez [49], Kausel et al. [50]. Le modèle global sol-structure est divisé en deux sous-modèles représentant la structure et le sol (figure 1.3), tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures. Avec les notations de la figure 1.3, les différentes équations d'équilibre s'écrivent :

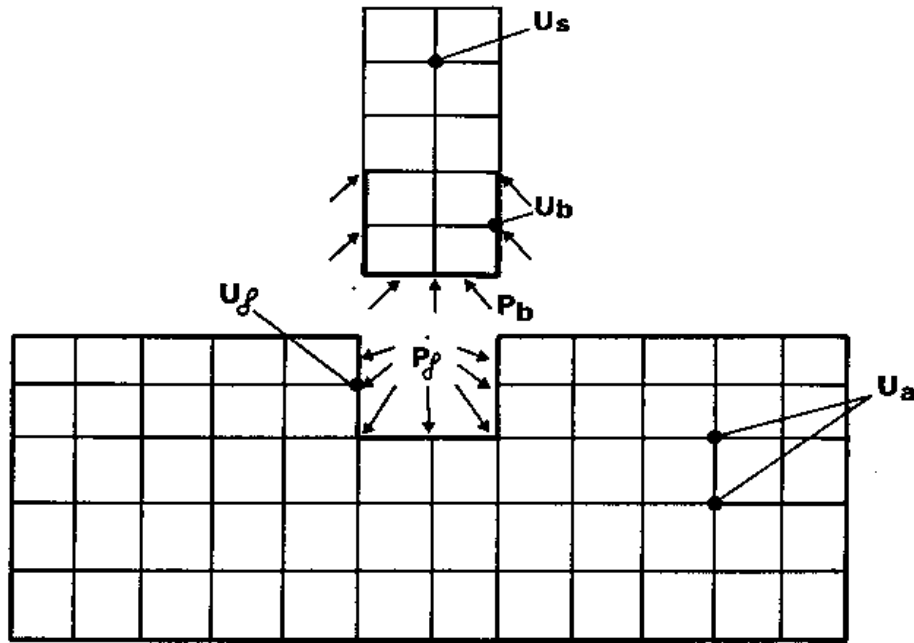
- structure :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (1.11)$$

- sol :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f \\ \ddot{U}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fa} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.12)$$

Dans les équations précédentes  $[M]$ ,  $[K]$  ont les significations usuelles des matrices de masse et de raideur et  $\{U\}$  représente le vecteur des déplacements absolus. Pour alléger la présentation, les termes d'amortissement ont été négligés. Les solutions numériques sont obtenues, pour la méthode de sous-structures, par intégration dans le domaine des fréquences.



**Figure 1.3** Méthode de sous-structures : méthode de frontière

L'analogie de l'équation (1.12) s'écrit en l'absence de structure :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^* \\ \ddot{U}_a^* \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_a^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.13)$$

Elle régit le mouvement en champ libre, la structure n'existant plus mais l'excavation étant présente.

Par soustraction des équations (1.12) et (1.13), et en désignant par  $\{U^i\} = \{U\} - \{U^*\}$  les déplacements d'interaction, on obtient :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^i \\ \ddot{U}_a^i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^i \\ U_a^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.14)$$

Jusqu'à ce stade, la formulation des équations a été faite dans le domaine temps. L'obtention de solutions par la méthode de sous-structures dans le domaine temps est possible mais extrêmement complexe et inefficace du point de vue numérique. Elle nécessite la résolution d'équation intégral-différentielle. Le domaine fréquence conduit à une formulation plus simple. L'équation (1.14) s'écrit alors en désignant avec le symbole  $\sim$  les transformées de Fourier  $U = \sum U(\omega)e^{i\omega t}$  :

$$[-\omega^2 [M] + [K]] \{\tilde{U}^i\} = \{-\tilde{P}\} \quad (1.15)$$

Cette équation peut être condensée, pour chaque fréquence, aux  $f$  degrés de liberté situés sur la frontière de séparation :

$$[S_f(\omega)] \{\tilde{U}_f^i(\omega)\} = \{-\tilde{P}_b(\omega)\} \quad (1.16)$$

La matrice  $[S_f]$  est la matrice d'impédance du sol.

Tenant compte de la condition de compatibilité des déplacements à l'interface sol-structure :

$$\{\tilde{U}_f\} = \{\tilde{U}_b\} \quad (1.17)$$

et de la relation :

$$\{\tilde{U}_f^i\} = \{\tilde{U}_f\} - \{\tilde{U}_f^*\} \quad (1.18)$$

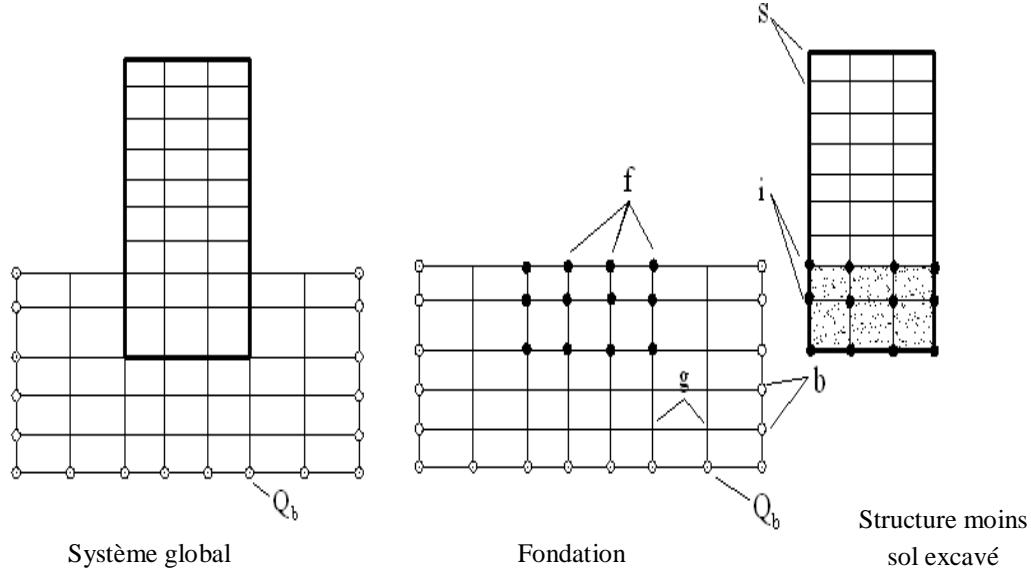
La substitution de l'équation (1.16) dans l'équation (1.11) conduit à :

$$\left[ -\omega^2 \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + S_f \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \tilde{U}_s \\ \tilde{U}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ S_f \tilde{U}_f^* \end{Bmatrix} \quad (1.19)$$

Cette équation définit le mouvement de la structure, en termes de déplacements absolus, lorsque celle-ci est soumise aux forces, résultant du mouvement du champ libre, imposées le long de la frontière, interface ave le sol.

### 1.4.2.2. Méthode de volume

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol-structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol [51], comme cela apparaît par la division en sous-structures définie sur la figure 1.4.



**Figure 1.4** Méthode de sous-structures : méthode de volume

Les équations du problème peuvent alors être formulées comme pour la méthode de sous-structures envisagées précédemment. Tenant compte du fait que cette méthode n'est pratiquement utilisable que pour une intégration dans le domaine fréquence et pour alléger les notations, on désigne par  $[A]$  la matrice :

$$[A] = [K] - \omega^2 [M] \quad (1.20)$$

La matrice de raideur  $[K]$  est formée à partir des modules complexes. En se référant à la figure 2.4, les équations d'équilibre des diverses sous-structures sont :

- sol :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (1.21)$$

$\{Q_f\}$  représente le vecteur des forces d'interaction.

- structure (moins sol excavé) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -Q_f \end{Bmatrix} \quad (1.22)$$

En choisissant les limites extérieures du modèle suffisamment éloignées de la structure, le mouvement du champ libre est défini par :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_b^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (1.23)$$

Par soustraction des équations (1.23) et (1.21), et par condensation aux  $f$  degrés de liberté, on obtient de façon analogue à l'équation (1.16) :

$$\{Q_f\} = [X_f] \{\{U_f\} - \{U_f^*\}\} \quad (1.24)$$

L'équation du mouvement de la structure s'obtient par substitution dans l'équation (1.22) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} + X_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ X_f U_f^* \end{Bmatrix} \quad (1.25)$$

$[X_f]$  représente la matrice d'impédance du sol.

La solution du problème d'interaction a été réduite aux trois étapes suivantes :

- détermination de la réponse en champ libre. Aucun problème de diffraction n'existe à ce stade; si les couches de sol sont horizontales, le problème peut alors être résolu.
- détermination de la matrice d'impédance  $[X_f]$ . Cette dernière contient plus de termes que celle de la méthode de frontière; cependant, dans le cas de couches horizontales, on peut avantageusement utiliser la propriété d'axisymétrie du problème, alliée à des frontières absorbantes [52].
- détermination de la réponse dynamique de la structure. il s'agit d'un problème classique.

Cette méthode a été incorporée dans un programme de calcul SASSI [51] qui permet de traiter le problème d'interaction sol-structure; le caractère tridimensionnel du problème peut être pris en compte, à un cout raisonnable, si la stratigraphie reste relativement régulière autour de la structure.

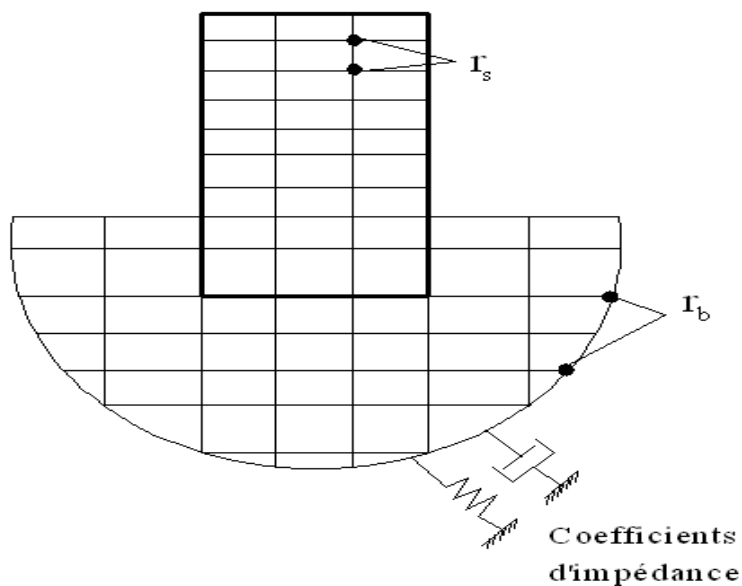


### 1.4.3. Méthode hybride

Exception faite du cas où il existe une solution analytique, ou une solution déjà publiée pour une configuration proche de celle étudiée, la résolution du problème d'impédance constitue une étape longue et coûteuse dans la méthode de sous-structures. La solution au problème d'impédance nécessite la résolution, pour un grand nombre de fréquences, de l'équation (1.16).

Pour s'affranchir de cette étape, Gupta et al. [53] ont développé une méthode hybride qui, dans son principe, consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain (figure 1.5). Le champ lointain est modélisé à l'aide d'une matrice d'impédance. En d'autres termes, le concept de sous-structures est étendu de façon à inclure le champ proche dans le modèle de structure. Le problème consiste alors à définir les coefficients de la matrice du champ lointain. Gupta et al. ont résolu ce problème à l'aide d'une méthode d'identification permettant de s'assurer que le modèle hybride redonne les impédances, connues, d'un disque circulaire en surface d'un semi-espace.

La difficulté de la méthode réside dans l'obtention, le long de la frontière séparant le champ proche du champ lointain, de la solution du problème de diffraction du champ incident. Gupta et al. ont négligé cet aspect en admettant un mouvement uniforme, égal à celui du champ libre en surface, tout le long de la frontière. De toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode.



**Figure 1.5** Méthode Hybride

## **1.5. CONCLUSION**

Ce chapitre expose de façon sommaire le problème d'interactions sol-structure ainsi que la modélisation de cette interaction compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol.

## **CHAPITRE 2**

# **INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE**

## INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE

### 2.1. INTRODUCTION

L'interaction fluide-structure est très probablement, après l'interaction sol-structure, l'interaction la plus fréquemment rencontrée. Une analyse de la réponse sismique des structures telles que les barrages, les réservoirs de stockage et les structures offshore, nécessite la considération des effets d'interaction fluide-structure et, dans quelques circonstances, de la compressibilité de l'eau. Ces effets peuvent introduire des modifications substantielles dans les caractéristiques modales de la structure, telles que les fréquences et modes propres de vibrations.

Les problèmes d'interaction fluide-structure peuvent intervenir dans divers domaines des sciences de l'Ingénieur. En particulier, l'importance du phénomène d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique des barrages poids en béton sous actions sismiques constitue un domaine actif de recherche. La prédiction des mouvements couplés du système barrage-réservoir ainsi que l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage est une tâche particulièrement complexe.

La première solution au problème des pressions hydrodynamiques sur les barrages ayant un parement amont vertical exposé à un mouvement horizontal et harmonique a été publiée pour la première fois par Westergaard [33]. Depuis, beaucoup de recherches sont apparues sur ce sujet dans lesquelles différents aspects du problème ont été pris en compte. Différentes méthodes de modélisation du fluide ont été développées, modélisation par des éléments finis ou bien des éléments infinis. Ces différentes méthodes se basent sur diverses hypothèses :

- Le barrage est supposé infiniment rigide;
- Le fluide est considéré comme homogène, non visqueux et incompressible;
- Le phénomène des ondes de surface est négligé;
- Le mouvement du liquide est considéré comme irrotationnel;
- Aucun changement n'intervient dans la configuration géométrique de la région occupée par le liquide durant les vibrations;
- Seules les vibrations de petit ordre sont prises en considération.

## 2.2. DIFFÉRENTES MÉTHODES D'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE

### 2.2.1. Méthode de masse ajoutée

La première approche de ce problème a été abordée par Westergaard [33], qui a calculé la répartition des pressions sur un écran vertical limitant un réservoir semi-infini de profondeur constante dans l'hypothèse d'un mouvement horizontal harmonique de l'écran de période  $T$ .

Le problème de compressibilité de l'eau a été pris en considération dans une étude faite par Westergaard, et d'après ces résultats, il a remarqué que pour une hauteur du parement limitée à 100 m, l'augmentation en pression n'excède pas 5%, alors la compressibilité peut être négligée.

L'effet du fluide non compressible peut être simplement pris en compte par ajout d'une masse appropriée à chaque nœud de contact barrage-fluide du parement amont (technique dite de "masse ajoutée". Cette technique fut conçue par Westergaard.

Selon Westergaard, l'effet du fluide sur la structure est caractérisé par l'adjonction à la matrice masse de la structure d'une matrice des masses ajoutées, pour cela, il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole (figure 2.1).

Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode :

- Le barrage est rigide;
- La face amont est un plan vertical;
- Le liquide est incompressible;
- Le réservoir est étendu à l'infini dans la direction amont.

La surpression due à l'inertie de l'eau, peut être représentée par un diagramme parabolique (ou elliptique éventuellement), défini par l'expression :

$$P(z) = \frac{7}{8} \rho_w h \left(1 - \frac{z}{h}\right)^{1/2} \ddot{u}_g \quad (2.1)$$

Avec :

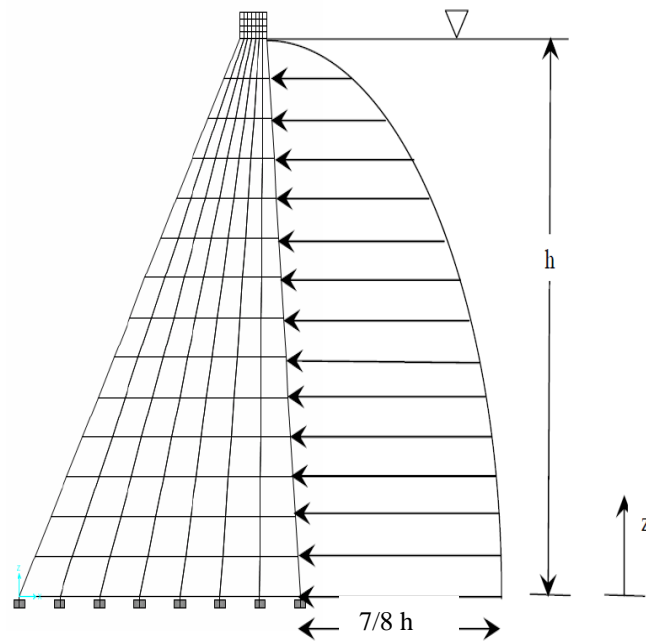
$P$  : surpression sur la face amont,

$\rho_w$  : masse volumique du fluide,

$h$  : niveau d'eau du réservoir,

$Z$  : coté de la partie immergée de la face amont,

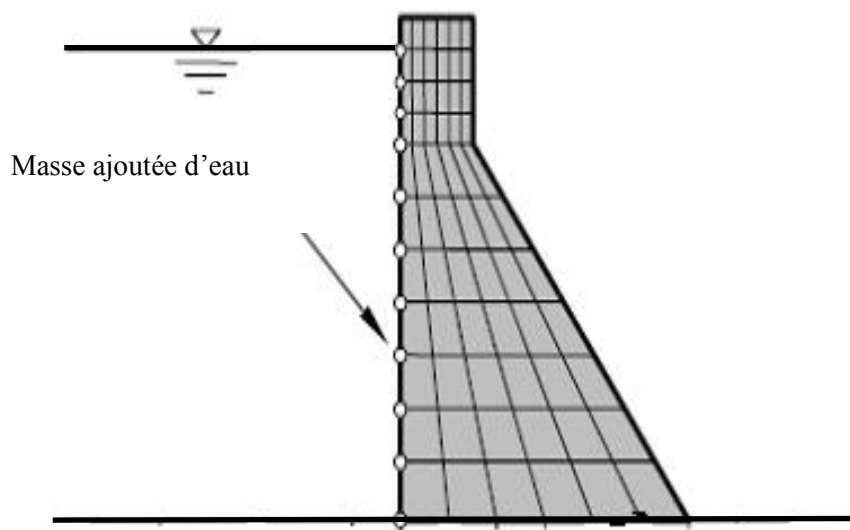
$\ddot{u}_g$  : accélération du sol.



**Figure 2.1** Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage

Le même effet peut être obtenu par un bloc d'eau attaché à la face amont du barrage. Conformément à la théorie de Westergaard, ce bloc doit avoir une forme parabolique avec une épaisseur à la base égale à  $7/8 h$  (figure 2.1).

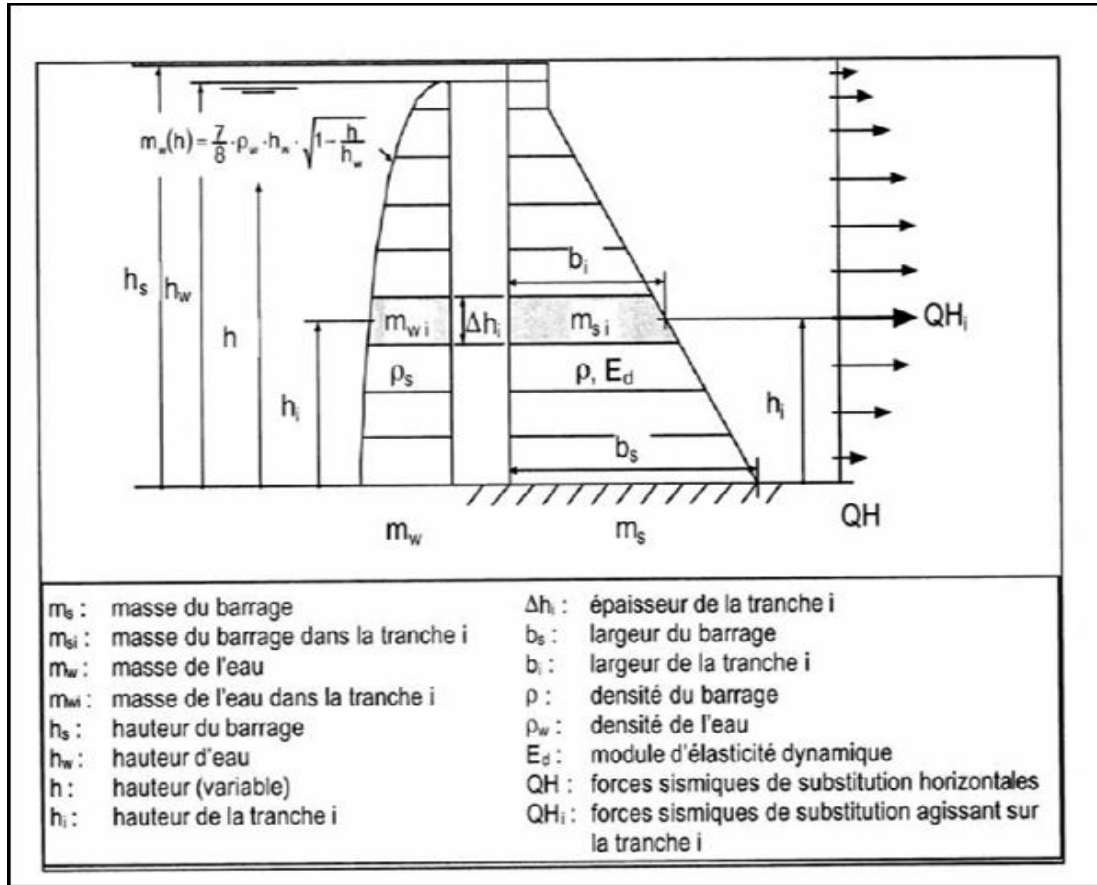
Les masses ajoutées ( $m_1, m_2, \dots, m_n$ ) (figure 2.2), aux éléments de la matrice de masse du barrage, correspondant aux D.D.L de l'interface barrage-fluide, sont proportionnelles aux aires tributaires de chaque nœud de la face amont.



**Figure 2.2** Masses ajoutées équivalentes

### 2.2.1.1. Détermination de la masse d'eau entraînée

La masse oscillant avec le barrage représentant l'effet hydrodynamique de l'eau sur le barrage avec un parement amont approximativement vertical se calcule en fonction de la hauteur  $h$  selon l'équation suivante de Westergaard (figure 2.3) :



**Figure 2.3** Technique de détermination de la masse ajoutée (approche de Westergaard)

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \rho_w h_w \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}} \quad (2.2)$$

Pour des raisons pratiques, le barrage est divisé en plusieurs tranches horizontales. Le choix de cette division se fait en fonction de la forme du barrage, du niveau d'eau et de la précision souhaitée du calcul. Les différentes tranches peuvent être d'épaisseur variable. Pour la tranche  $i$ , on peut écrire :

$$m_{wi}(h) = \frac{7}{8} \rho_w h_w \sqrt{1 - \frac{h_i}{h_w}} \Delta h_i \quad (2.3)$$

### 2.2.2. Couplage fluide-structure à l'aide de la méthode des éléments finis

De nombreux travaux de recherche antérieurs réalisés par Chopra et al. [54-56] ont été spécifiquement effectués dans le domaine fréquentiel en utilisant une discrétisation par éléments finis bidimensionnels des monolithes de barrage supposés linéairement élastiques et une représentation analytique de la solution de l'équation des ondes de pression régnant dans un réservoir semi-infini. Ces efforts ont ainsi permis d'identifier un certain nombre de paramètres susceptibles d'avoir un effet significatif sur la réponse sismique des barrages.

Néanmoins, la nécessité de représenter des configurations géométriques quelconques du réservoir et des conditions aux frontières complexes ne se prêtant pas toujours à un traitement analytique, ainsi que le besoin de prédire les dégâts susceptibles d'être engendrés par le comportement non linéaire des barrages en zones de forte sismicité impliquent que la solution doit être déterminée dans le domaine temporel.

#### 2.2.2.1. Système couplé fluide-structure

Dans ce qui suit, une modélisation par éléments finis est utilisée aussi bien pour le barrage que pour le réservoir. La flexibilité du barrage et la compressibilité du fluide sont intégrées dans le modèle proposé. Les interfaces du fluide avec les frontières solides  $\Gamma_I$  et  $\Gamma_F$ , la surface libre du réservoir  $\Gamma_S$  ainsi que la limite de troncature du réservoir  $\Gamma_T$  sont illustrées sur la figure 2.4. L'écriture du système global couplé s'obtient en regroupant les deux systèmes en un seul comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ \rho Q^T & M_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_s & 0 \\ 0 & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_s & -Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_g \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

où :

$\rho$  : masse volumique du fluide du réservoir,

Les vecteurs  $U$  et  $P$  désignent respectivement les déplacements nodaux de la structure et les pressions nodales dans le réservoir.

Les matrices  $M_s$ ,  $C_s$  et  $K_s$  représentent les matrices assemblées de masse, d'amortissement et de rigidité de la structure, et les matrices  $M_F$ ,  $C_F$  et  $K_F$  sont leurs analogues pour le fluide.

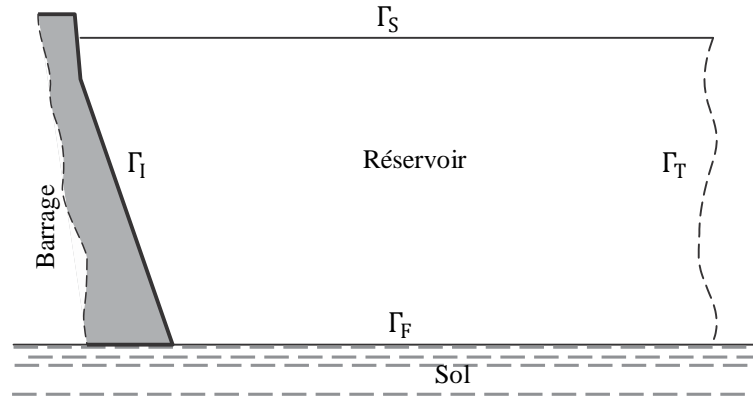
L'amortissement global du barrage est évalué selon le concept d'amortissement de Rayleigh :  $C_s = \alpha M_s + \beta K_s$ , avec  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes de proportionnalité fonctions du taux d'amortissement et des fréquences propres de vibration de la structure.

Le vecteur force  $F_s = -M_s \ddot{u}_g$  contient les composantes des forces d'entraînement générées par le vecteur des accélérations sismiques appliquées aux nœuds de la structure.

Les forces hydrodynamiques agissant sur la face amont du barrage sont reliées au vecteur inconnu des pressions nodales, à travers la matrice d'interaction fluide-solide  $Q$ .



La matrice globale "masse fluide"  $M_F$  inclue la compressibilité de l'eau et les effets des ondes de surface.



**Figure 2.4** Présentation du système barrage-réservoir

#### 2.2.2.2. Conditions aux limites

En se référant à la figure (2.4), la frontière du réservoir est constituée de la surface libre ( $\Gamma_S$ ), du fond ( $\Gamma_F$ ), de l'interface avec le barrage ( $\Gamma_I$ ), et de la limite de troncature géométrique ( $\Gamma_T$ ) dans la direction amont. Dans ce qui suit, les conditions aux limites du problème de vibration du réservoir seront traitées.

- **Condition à l'interface fluide- structure**

Sur l'interface fluide-structure  $\Gamma_I$ , on suppose que les particules fluides soient parfaitement solidaires avec les particules solides du barrage, par conséquent l'équation d'équilibre s'écrit pour cette limite comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_n \quad (2.5)$$

où  $\ddot{u}_n$  représente la projection des accélérations des particules solides sur la normale  $n$  à la face amont du barrage.

- **Condition à la surface libre**

La condition la plus simple consiste à prendre une pression hydrostatique nulle sur la surface de l'eau, ce qui revient à négliger les fluctuations de la surface libre. Ceci conduit également à un potentiel nul sur la surface.

$$p = 0 \quad (2.6)$$

Cette condition est utilisée dans la plupart des travaux traitant le problème de la réponse sismique des barrages. De plus il a été montré que les effets de ballonnement ou de fluctuation de la surface libre de l'eau sur le comportement dynamique de l'ensemble barrage-réservoir sont souvent négligeables [55,57].

- **Condition sur la surface en fond de réservoir**

Le fond du réservoir est constitué de couches de sédiments saturés pouvant être considérés comme des solides poroélastiques. Ces couches peuvent avoir des épaisseurs très variables d'un barrage à un autre. Il a été montré dans plusieurs travaux que ces couches peuvent avoir un effet d'absorption sur les ondes de pression [58-62], lors de matériau relativement perméables.

Si l'on néglige cet effet d'absorption, et si l'on considère le sol comme non poreux, on retrouve la même condition que celle de l'interface barrage -réservoir donnée par :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_F \quad (2.7)$$

Pour le cas d'un fond horizontal et d'excitation sismique aussi horizontale, le vecteur déplacement  $u$  et le vecteur normal  $n$  étant perpendiculaires, la condition se réduit simplement à :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad (2.8)$$

- **Condition à la limite sur la surface de troncature**

Le principal effet dynamique dans cette région est dû à la propagation d'ondes de pression voyageant à partir de l'interface fluide-structure vers l'amont du réservoir, supposé étendu assez loin pour être considéré comme infini et sans source de réflexion d'ondes. La condition peut alors s'écrire comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{c} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (2.9)$$

où :

$c$  : célérité des ondes de pression dans l'eau

Cette condition, appelée condition de radiation de Sommerfeld, a été appliquée pour les problèmes d'interaction fluide-structure par Zienkiewicz [57, 63].

## **2.3. CONCLUSION**

Dans ce chapitre nous avons surtout essayé de mettre en évidence le problème de l'interaction fluide-structure ainsi que la méthode de Westergaard qui est fréquemment utilisée dans l'analyse dynamique des barrages et qui reste une bonne approximation de la distribution verticale de la pression hydrodynamique dans un liquide incompressible.

**CHAPITRE 3**

**MÉCANIQUE DU CONTACT**

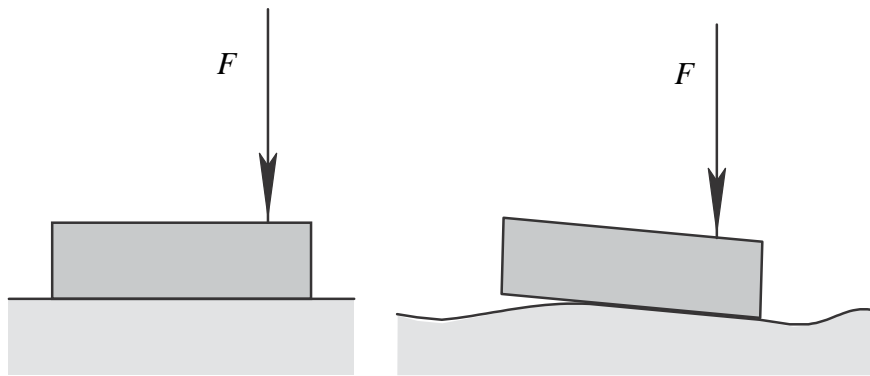
## MÉCANIQUE DU CONTACT

### 3.1. INTRODUCTION

La mécanique du contact traite des calculs impliquant des corps élastiques, viscoélastiques ou plastiques lors de contacts statiques ou dynamiques. La mécanique du contact est l'un des fondements de l'ingénierie mécanique et est indispensable pour la conception de projets sûrs et énergiquement efficaces. Elle peut être appliquée dans différents domaines tel que le contact roue-rail, les embrayages, les freins, les pneumatiques, les paliers et roulements, les moteurs à combustion, les liaisons mécaniques, les joints, les machines de production, le soudage par ultrasons, les contacts électriques et bien d'autres.

En raison de la nature non-linéaire de la mécanique du contact, de tels problèmes dans le passé ont souvent été approchés par des hypothèses particulières dans le processus de conception. En raison de l'amélioration rapide de la technologie informatique moderne, on peut aujourd'hui appliquer les outils de la mécanique de calcul pour simuler des applications qui comprennent les mécanismes de contact numériquement. Ceci peut être réalisé avec une précision suffisante à des fins de conception. Cependant, la plupart des logiciels d'éléments finis standard n'est pas entièrement capable de résoudre les problèmes de contact, y compris le frottement, avec des algorithmes robustes. Par conséquent, il est encore un défi pour la société d'éléments finis de concevoir des méthodes efficaces et robustes pour la mécanique du contact de calcul.

Les problèmes impliquant le contact sont d'une grande importance dans l'industrie liés au génie mécanique et civil. Le domaine d'application de la mécanique du contact commence avec des problèmes relativement simples comme les fondations (figure 3.1) en génie civil, où le décollage de la fondation du sol dû à des forces excentriques agissant sur un bâtiment sont considérées.



**Figure 3.1** Problèmes de contact : fondation

En outre, les problèmes de roulement classiques de constructions en acier, le raccordement des éléments de structure par des boulons ou des vis sont les domaines dans lesquels l'analyse de contact entre dans le processus de conception en génie civil. La plupart de ces problèmes peuvent généralement être traitées par l'hypothèse de petites déformations, cependant des problèmes comme les raccordements en acier ont besoin de l'examen des équations constitutives inélastiques et des déformations parfois aussi finies. Mais, même si le problème de contact peut être formulé en tant que problème élastique linéaire alors, en raison de la nature des problèmes de contact avec une zone de contact à priori inconnue, toutes les applications ne sont pas linéaires et nécessitent des algorithmes spéciaux de solution.

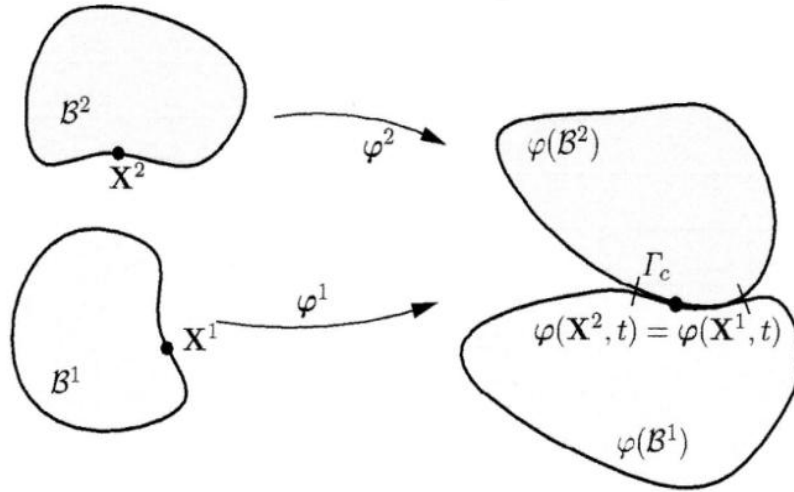
Il existe plusieurs méthodes permettant d'inclure les conditions aux limites de contact dans la modélisation par éléments finis : la méthode de pénalité, la méthode des multiplicateurs de Lagrange et les méthodes mixtes (ou méthodes hybrides) qui sont les combinaisons des deux méthodes par formulation du problème de complémentarité sont les plus couramment utilisées.

Les problèmes de contact sont fortement non-linéaires et nécessitent des ressources informatiques importantes à résoudre. Il est important que nous comprenions la physique du problème et de prendre le temps pour mettre en place notre modèle afin de fonctionner aussi efficacement que possible.

Les problèmes de contact présentent deux difficultés principales. D'abord, nous ne savons pas généralement les régions de contact jusqu'à ce que nous ayons exécuté le problème. Selon les chargements, les matériaux, les conditions aux limites, et d'autres facteurs, les surfaces peuvent entrer en et sortir de contact avec l'autre d'une manière largement imprévisible et brusque. Deuxièmement, la plupart des problèmes de contact doivent tenir compte du frottement. Il ya plusieurs lois et modèles de frottement à choisir, et ils sont tous non-linéaires. La réponse de frottement peut être chaotique, ce qui fait une difficulté dans la convergence de la solution.

### 3.2. DÉFINITION DU PROBLÈME ET NOTATIONS

Beaucoup de problèmes de contact impliquent de grandes déformations des corps qui sont en contact. Pour illustrer le concept de contact, considérons deux ou plusieurs corps  $B^\alpha$  se rapprochent les uns des autres au cours d'un processus de déformation finie et entrent en contact sur des parties de leurs frontières indiquées par  $\Gamma_c$  (figure 3.2). Nous observons que les deux points,  $x^1$  et  $x^2$ , dans la configuration initiale des corps qui sont distincts peuvent occuper la même position dans la configuration actuelle,  $\varphi(x^1) = \varphi(x^2)$ , dans le processus de déformation. Par conséquent, les conditions de contact doivent être formulées en ce qui concerne la configuration actuelle. En général, deux étapes doivent être effectuées afin de détecter si le contact a lieu ou non. Ce sont la recherche globale pour le contact et la mise en place de relations cinématiques locales qui sont nécessaires pour formuler les contraintes de contact [19].

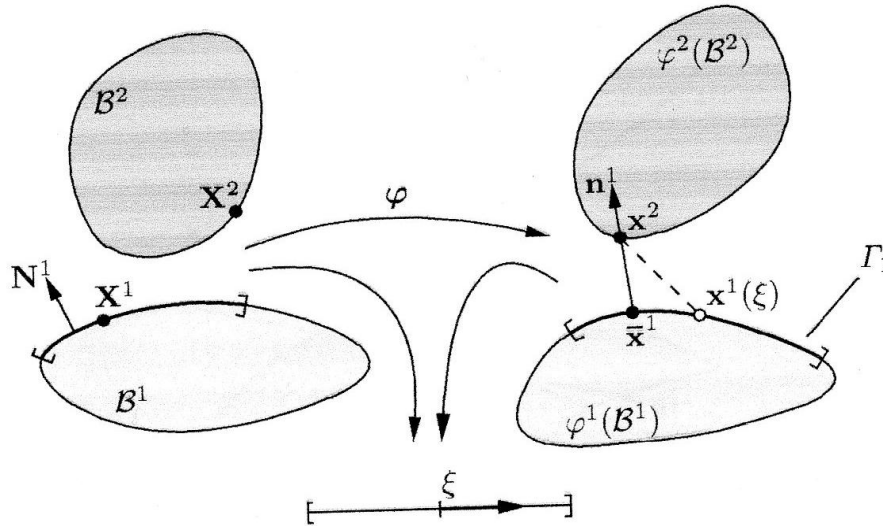


**Figure 3.2** Mécanisme de contact de systèmes discrets [19]

Dans une grande déformation, la formulation à base continuum de la cinématique de contact, la distance entre les corps en contact est minimisée, comme il est indiqué dans la condition de non-pénétration classique [64].

Dans le cas où une petite pénétration due à l'approche des deux corps en contact doit être autorisée, la cinématique de contact est développée par Wriggers et Miehe [65]. Cette fonction de non-pénétration joue également un rôle significatif pour la définition de la vitesse tangentielle à l'interface de contact, qui est nécessaire pour formuler des problèmes de frottement [66-68].

Preons deux corps élastiques  $B^\alpha$  (figure 3.3),  $\alpha = 1, 2$ , chacun occupant le domaine borné  $\Omega^\alpha \subset \mathbb{R}^3$ . La frontière  $\Gamma^\alpha$  d'un corps  $B^\alpha$  se compose en trois parties :  $\Gamma_\sigma^\alpha$  avec les charges de surface prescrites,  $\Gamma_u^\alpha$  avec les déplacements prescrits, et  $\Gamma_c^\alpha$ , où les deux corps  $B^1$  et  $B^2$  entrent en contact [19]. Dans la zone de contact, nous devons formuler les équations de contrainte pour le contact normal, ainsi que les relations cinématiques pour le contact tangentiel.



**Figure 3.3** Configuration déformée des corps  $B^\alpha$ , distance minimum [19]

### 3.3. ÉQUATIONS CONSTITUTIVES DES INTERFACES DE CONTACT

La conception des systèmes techniques dépend considérablement de la connaissance du comportement de contact dans les interfaces qui relient les différentes parties du système. Liée à la précision qui est nécessaire pour résoudre le comportement mécanique dans l'interface de contact, différentes approches ont été établies au cours des siècles pour modéliser le comportement mécanique dans la zone de contact.

Deux techniques principales peuvent être suivies à imposer les conditions de contact dans la direction normale. Il s'agit de la formulation de la condition de non-pénétration et le développement d'une des lois constitutives élastiques ou élastoplastiques pour l'approche micromécanique à l'intérieur de la zone de contact, ce qui donne une fonction de réponse des contraintes de contact normal. Ces équations constitutives sont souvent dérivées de modèles statistiques.

Pour la direction tangentielle, on a la même situation que pour le contact normal quand l'adhérence dans l'interface de contact est considérée. Encore, soit une équation de contrainte géométrique peut être formulée, ou une loi constitutive pour les déplacements relatifs



tangentiels entre les corps de contact peut être appliquée. Pour le glissement tangentiel entre les corps, on a toujours de dériver une équation constitutive pour le frottement qui peut être indiqué sous la forme d'une équation d'évolution. Habituellement, l'évolution de frottement dépend de différents paramètres, comme la force normale, la vitesse tangentielle relative, la température et la distance totale de glissement.

### 3.3.1. Contact normal

Les deux sections suivantes discutent de la formulation de contact normal en introduisant des équations constitutives qui décrivent l'approche des surfaces de contact. Dans le cas de frottement, la contrainte tangentielle doit également être prise en considération.

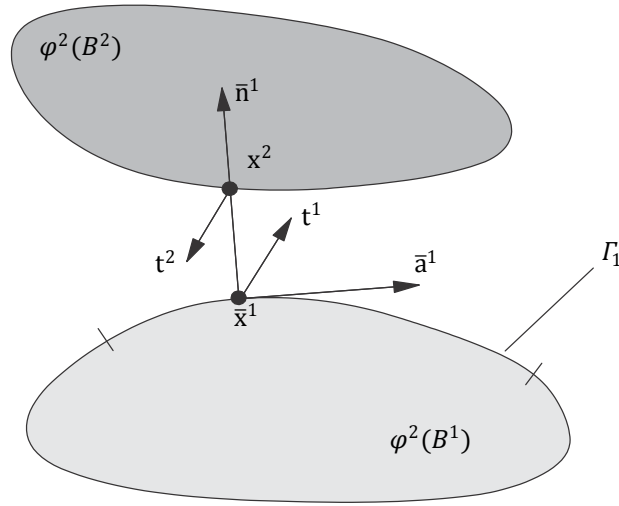
#### 3.3.1.1. Formulation de contrainte

La formulation qui traite le contact normal comme un problème de contrainte unilatérale est en général utilisée lorsqu'il est essentiel d'imposer les contraintes géométriques d'une manière correcte. Dans ce cas, il n'est pas nécessaire de spécifier les relations constitutives dans l'interface de contact. Par conséquent, la pression de contact normal ne peut pas être calculée à partir d'une équation constitutive, mais est obtenue alors comme une réaction dans la zone de contact, et peut donc être déduite à partir des équations de contrainte. Cette procédure est la façon classique de formuler les contraintes de contact, ainsi de nombreux chercheurs ont utilisé cette stratégie [16,69].

La condition mathématique pour non-pénétration est désignée par :  $g_N \geq 0$ , où  $g_N$  est le gap normal, ce qui empêche la pénétration du corps  $B^1$  dans le corps  $B^2$ . Lorsque  $g_N$  est égal à zéro, le contact se produit. Dans ce cas, la composante normale associée  $p_N^1$  du vecteur de contrainte :

$$\mathbf{t}^1 = \sigma^1 \bar{\mathbf{n}}^1 = p_N^1 \bar{\mathbf{n}}^1 + t_T^{1\beta} \bar{\mathbf{a}}_\beta^1 \quad (3.1)$$

doit être non nulle dans l'interface de contact. Le vecteur de contrainte agit sur les deux surfaces (figure 3.4) obéissant au principe action-réaction:  $\mathbf{t}^1 = -\mathbf{t}^2$  dans le point de contact  $\bar{\mathbf{x}}^1$ . Nous avons  $p_N = p_N^1 = p_N^2 < 0$ , puisque les contraintes adhésives ne seront pas autorisées dans l'interface de contact tout au long de nos considérations. Dans l'équation (3.1), la contrainte tangentielle  $t_T^{1\beta}$  est nulle dans le cas de contact sans frottement.

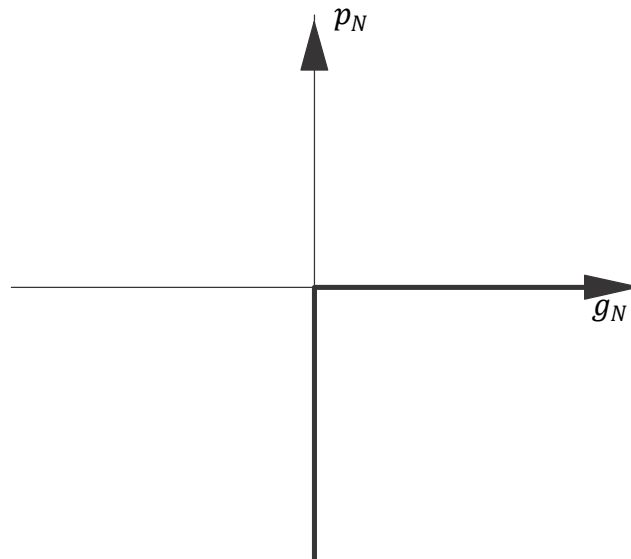


**Figure 3.4** Contraintes dans l'interface de contact [19]

Si les corps entrent en contact,  $g_N = 0$  et  $p_N < 0$ , où  $p_N$  est la pression de contact normal. S'il ya un gap entre les corps,  $g_N > 0$  et  $p_N = 0$ . Cela conduit à certaines déclarations qui sont connues sous conditions de Hertz-Signorini-Moreau pour un contact sans frottement [19] :

$$g_N \geq 0, \quad p_N \leq 0, \quad p_N g_N = 0 \quad (3.2)$$

Ces conditions fournissent la base du traitement des problèmes de contact sans frottement dans le cadre de l'optimisation de contrainte. Cette loi a été exprimée par sous-gradients [70,71]. Dans la théorie d'optimisation, un tel ensemble d'équations est appelé condition de Kuhn-Tucker. Comme on peut le voir sur la figure 3.5, les équations (3.2) conduisent à une loi de contact non lisse pour la pression de contact normal.



**Figure 3.5** Force de contact par rapport au gap normal

### 3.3.2. Contact tangentiel

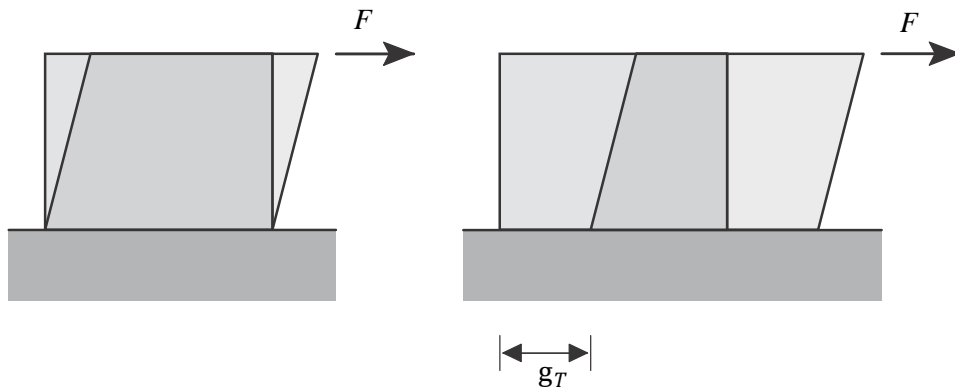
Le comportement interfacial lié à la réponse de frottement est très important dans la plupart des applications techniques. La science liée à ce thème est appelée tribologie, qui est principalement concerné par les systèmes techniques où le frottement est présent. La tribologie couvre des sujets tels que l'adhérence, le frottement, et le contact. Du point de vue économique, la tribologie est une science importante, d'où elle peut être appliquée pour estimer le temps jusqu'à ce qu'une pièce mécanique perd son utilité.

Parfois, il est souhaitable de maximiser le frottement tel que pour le contact entre un pneu de voiture et la route pendant le freinage, ou pour les fondations des bâtiments lorsque les forces horizontales agissent. Cependant, il est souvent important de réduire le frottement tel que pendant le ski ou le patin à glace. Etant donné que le frottement est directement lié à l'usure, il est nécessaire de diminuer le frottement dans les processus de production, par exemple, dans les paliers et dans toutes les pièces mobiles des moteurs,...etc.

L'équation constitutive la plus fréquemment utilisée est la loi classique de Coulomb. Cependant, d'autres lois de frottement sont disponibles qui prennent en compte des phénomènes micromécaniques dans l'interface de contact [72]. Un aperçu concernant la modélisation numérique peut être présenté par Oden et Martins [73].

Au cours des dernières années, les phénomènes de frottement ont également été pris en considération dans le cadre de la théorie de plasticité. Cela conduit à des règles de glissement non-associatives, pour lesquelles différentes relations ont été proposées par Bowden et Tabor [74], Michalowski et Mroz [75] et Curnier [76]. Les lois qui étudient le caractère non local de frottement peuvent être trouvées par Oden et Pires [77,78].

A l'interface de contact, la réponse dans la direction tangentielle peut être divisée en deux actions différentes. Dans la première, aucun déplacement relatif tangentiel ne se produit dans la zone de contact sous un chargement due à, par exemple, la force  $F$ . Ce comportement est appelé collage (la partie gauche de la figure 3.6). La deuxième action due à la force  $F$  est associée à un mouvement tangentiel relatif  $g_T$  dans l'interface de contact, qui désigne le glissement (la partie droite de la figure 3.6).



**Figure 3.6** Collage ou glissement dans la zone de contact

Le collage (ou l'adhérence) est équivalent au cas où la vitesse tangentielle relative est nulle. Par conséquent, la condition de collage peut être donnée par :

$$\dot{g}_T = 0 \Leftrightarrow g_T = 0 \quad (3.3)$$

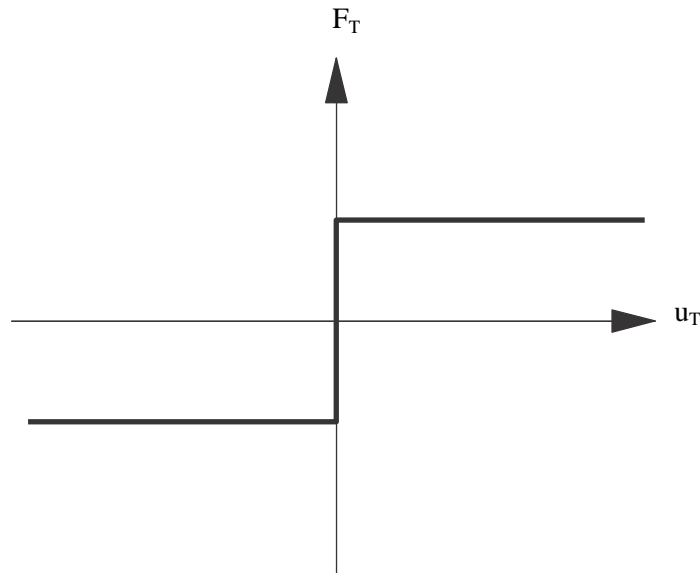
Cette condition est formulée dans la configuration actuelle, et donc en général impose une équation de contrainte non-linéaire sur le mouvement dans l'interface de contact.

### 3.3.2.1. Loi de Coulomb

Une fois que les forces tangentielles sont au-dessus d'une certaine limite (figure 3.7) puis les surfaces de contact ne se collent pas les unes par rapport aux autres, mais se déplacent les unes par rapport aux autres. Ce mouvement tangentiel relatif est appelé glissement, et est décrit par la loi de Coulomb. Elle prend la forme :

$$\mathbf{t}_T = -\mu |p_N| \quad \text{si} \quad \|\mathbf{t}_T\| > \mu |p_N| \quad (3.4)$$

où  $\mu$  est le coefficient de frottement. Ce coefficient est constant dans la loi de Coulomb classique. Il dépend de l'appariement matériel des solides en contact. Le tableau 3.1 contient certaines valeurs pour les différents matériaux.



**Figure 3.7** Loi de frottement de Coulomb

Appariement matériel	Coefficient de frottement $\mu$
Béton-béton	0.5—1.0
Béton-sable	0.35—0.6
Béton-acier	0.2—0.4
Métal-bois	0.3—0.65
Caoutchouc-acier	0.15—0.65
Acier-acier	0.2—0.8
Acier-glace	0.015—0.03
Bois-acier	0.5—1.2
bois-bois	0.1—1.0

**Tableau 3.1** Coefficient de frottement pour les différents appariements de matériaux [19]

On peut voir à partir de la variation du coefficient de friction pour un appariement matériel spécifique que ce coefficient doit être influencé par d'autres conditions physiques et géométriques. En général, le coefficient de frottement dépend de différents paramètres tels que la rugosité de surface, la vitesse de glissement relative  $\dot{g}_T$  entre les corps en contact, la pression de contact normal  $p_N$  et la température.

### **3.4. CAPACITÉS DE CONTACT DANS LE CODE ANSYS**

Les Problèmes de contact se répartissent en deux catégories générales: rigide-flexible et flexible-flexible. Dans les problèmes de contact rigide-flexible, une ou plusieurs surfaces en contact sont traitées comme rigides. En général, un matériau souple entre en contact avec un matériau dur, le problème peut être supposé rigide-flexible. Beaucoup de problèmes de formage des métaux entrent dans cette catégorie. L'autre classe, flexible-flexible, est le type le plus commun. Dans ce cas, les deux (ou tous) corps en contact sont déformables. Un exemple de contact flexible-flexible est les brides boulonnées.

Pour modéliser un problème de contact, nous devons d'abord identifier les parties à être analysées pour leur interaction possible. Si l'une des interactions est à un point, la composante correspondante de notre modèle est un nœud. Si l'une des interactions est sur une surface, la composante correspondante du modèle est un élément. Le modèle d'éléments finis reconnaît paires de contact possibles par la présence d'éléments de contact spécifiques. Ces éléments de contact sont recouverts sur les parties du modèle qui sont analysées pour l'interaction.

#### **3.4.1. Éléments 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 nœuds géométriquement confondues ce qui permet de modéliser les discontinuités de décollement et de glissement.

Lorsqu'on utilise des 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.

Cinq modèles de contact sont disponibles dans le code ANSYS [35] : nœud-nœud, nœud-surface, surface-surface, ligne-ligne, et ligne-surface. Chaque type des modèles utilise un ensemble différent d'éléments de contact et est approprié aux types spécifiques de problèmes.

À ce stade, nous allons présenter les éléments de contact surface-surface qui seront utilisés dans le travail de la thèse.

#### ***3.4.1.1. Éléments de contact Surface-surface***

Les éléments de contact surface-surface sont utilisés pour modéliser soit le contact rigide-flexible ou le contact flexible-flexible entre les surfaces. Ces éléments de contact utilisent une "surface target" et une "surface contact" pour former une paire de contact.

- La surface target est modélisée avec soit Targe169 ou Targe170 (pour les modèles à deux dimensions (2D) et les modèles à trois dimensions (3D), respectivement)
- La surface contact est modélisée avec des éléments Conta171, Conta172, Conta173 et Conta174.

Ces éléments surface-surface sont bien adaptés pour des applications telles que le contact d'assemblage ou le contact d'entrée, le forgeage, et les problèmes d'emboutissage. Les éléments de surface-surface ont plusieurs avantages par rapport aux autres éléments. Ces éléments :

- Soutiennent des éléments d'ordre supérieur et inférieur sur la surface contact et la surface target.
- Fournissent de meilleurs résultats de contact nécessaires à des fins d'ingénierie typiques, tels que la pression normale et les contours de contrainte de frottement.
- N'ont aucune restriction sur la forme de la surface target. Les discontinuités de surface peuvent être physiques ou dues à la discrétisation du maillage.

Les éléments de contact sont restreints contre la pénétration de la surface target. Cependant, les éléments target peuvent pénétrer à travers la surface de contact. Pour le contact rigide-flexible, la désignation est évidente : la surface target est toujours la surface rigide et la surface contact est toujours la surface déformable. Pour le contact flexible-flexible, les deux surfaces target et contact sont associés aux corps déformables, le choix de quelle surface est désignée contact ou target peut causer une quantité de pénétration et donc affecter la précision de la solution. Considérons les instructions suivantes lors de la désignation des surfaces :

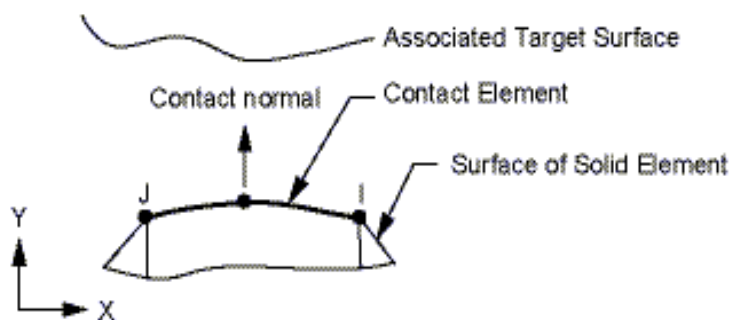
- Si une surface convexe est prévue à entrer en contact avec une surface plane ou convexe, la surface plane /convexe devrait être la surface target.

- Si une surface présente un maillage fin et, par comparaison, l'autre a un maillage grossier, le maillage fin devrait être la surface contact et le maillage grossier devrait être la surface target.
- Si une surface est plus rigide que l'autre, la surface la plus souple doit être la surface contact et la surface rigide devrait être la surface target.
- Si une surface est nettement plus grande que l'autre surface, comme dans le cas où une surface entourant l'autre surface, la plus grande surface devrait être la surface target.

Ainsi, dans les prochaines applications, un seul type des éléments de contact surface-surface sera utilisé dans la modélisation en deux dimensions (2D), nous parlons de Conta172 et Targe169.

- **Description de l'élément Conta172**

Conta172 est utilisé pour représenter le contact et le glissement entre les surfaces target (Targe169) en deux dimensions et une surface déformable, défini par cet élément. L'élément est applicable aux analyses de contact structurales en deux dimensions (2D). Il a les mêmes caractéristiques géométriques que la face de l'élément solide avec laquelle il est relié (figure 3.8). Le contact se produit lorsque la surface de l'élément pénètre l'un des éléments target (Targe169) sur une surface target spécifiée. Frottement de Coulomb et la contrainte de cisaillement de frottement sont autorisés. Cet élément permet également la séparation du contact collé à simuler l'interface délamination.

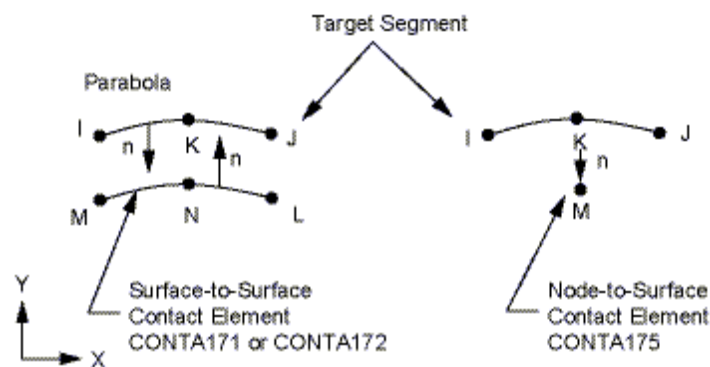


**Figure 3.8** Géométrie de l'élément Conta172 [35]



- **Description de l'élément Targe169**

Targe169 est utilisé pour représenter plusieurs surfaces target en deux dimensions pour les éléments de contact associés (Conta171, Conta172). Les éléments de contact recouvrent les éléments solides qui décrivent la frontière d'un corps déformable et sont potentiellement en contact avec la surface target, définie par Targe169. Cette surface target est discrétisée par un ensemble d'éléments target (Targe169) et est jumelé avec sa surface de contact associée via un ensemble constant partagé. Nous pouvons imposer une translation ou rotation, une température, une tension, et un potentiel magnétique sur l'élément target. Nous pouvons également imposer des forces et des moments sur les éléments target.



**Figure 3.9** Géométrie de l'élément Targe169 [35]

### 3.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons donné un aperçu des principes fondamentaux de la mécanique du contact qui peut traiter et résoudre beaucoup de problèmes de contact. En outre, nous avons exposé sommairement les capacités actuelles du code d'éléments finis ANSYS dans le domaine du contact mécanique.

**CHAPITRE 4**

**MODÈLES DE COMPORTEMENT DES  
MATÉRIAUX**

## MODÈLES DE COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX

### 4.1. INTRODUCTION

Les modèles de comportement des matériaux sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des matériaux, aussi bien sous sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du matériau. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des matériaux sont complexes et demandent, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexes. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes éléments finis, bidimensionnels ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

### 4.2. DESCRIPTION DU COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX

Une description complète du comportement du matériau est obtenue si, partant d'un état d'équilibre caractérisé par un champ de contrainte  $\sigma$  et un champ de déformation  $\varepsilon$ . Il est possible de déterminer le nouvel état de déformation obtenu après application d'un incrément de contrainte  $d\sigma$ . Cette description est obtenue à l'aide de la loi de comportement du matériau.

La loi de comportement est une relation liant le tenseur de contrainte  $\sigma$ , le tenseur de déformation  $\varepsilon$  et leurs incréments  $d\sigma$  et  $d\varepsilon$ . La formulation de la loi de comportement est obtenue dans le cadre d'une théorie donnée, élasticité, viscoélasticité et élastoplasticité. Cependant, en raison de la complexité de description de ce comportement, une approche plus expérimentale et plus pragmatique est souvent employée en mécanique des matériaux. Cette approche est un substitut au modèle théorique que constitue la loi de comportement.

### 4.2.1. Loi de comportement

La détermination de la loi de comportement se fait, dans le cas d'une théorie donnée, à partir d'un nombre de résultats expérimentaux. Le modèle ainsi déterminé permet d'évaluer le comportement du matériau soumis à des chemins de contraintes quelconques. Ces chemins de contraintes peuvent être plus complexes que ceux ayant servi à l'établir. Pour être totalement valable, il doit pouvoir être testé sous des chemins de contraintes différents de ceux ayant servi à l'établir. Pour cela, les moyens expérimentaux dont on dispose étant relativement limités, le modèle doit rester simple et ne pas faire intervenir un grand nombre de paramètres dont la détermination nécessiterait la mise en œuvre de l'ensemble des moyens disponibles.

La deuxième approche, plus expérimentale, consiste à anticiper le mode de chargement auquel va être soumis en place un élément de matériau lors de la sollicitation. Ce mode de chargement est reproduit au laboratoire de façon aussi fidèle que possible, compte tenu des moyens expérimentaux qu'il est possible de concevoir. Le comportement du matériau sous ce type de chargement est alors caractérisé par une courbe ou relation contrainte-déformation qui est directement utilisée pour rendre compte du comportement du matériau en place.

## 4.3. MODÈLES DE COMPORTEMENT

Nous allons expliquer sommairement les trois types principaux des modèles de comportement.

### 4.3.1. Modèle élastique linéaire

Il ressort des constatations expérimentales que le matériau ne peut être représenté par un modèle élastique, tout au moins sur une plage de déformations. L'étude du comportement du matériau à l'intérieur de son domaine d'élasticité est cependant importante, car il existe une gamme de problèmes pour lesquels ce modèle est valable, c'est le cas des vibrations des massifs de machines et les sollicitations sismiques de faible amplitude.

Un comportement élastique d'un matériau implique la réversibilité des déformations du milieu. Les déformations peuvent alors être reliées aux contraintes par une relation fonctionnelle linéaire. Dans le cas d'un comportement élastique linéaire isotrope, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes via la relation de Hooke, en composantes dans un repère cartésien :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (4.1)$$

et la relation inverse :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (4.2)$$

avec :

$\delta_{ij}$  : symbole de Kronecker

E : module de Young

$\nu$  : coefficient de Poisson.

E et  $\nu$  sont les deux paramètres de l'élasticité isotrope, qui peuvent être substitués par le module de compressibilité K et le module de cisaillement G par les relations suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.3)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (4.4)$$

Le chargement dynamique des matériaux peut conduire à des relations contrainte-déformation différentes de celle du chargement statique. Mais, même en chargement statique monotone, le comportement du matériau est non linéaire. Il existe un domaine de faibles déformations où le comportement du matériau peut être élastique linéaire, et au-delà duquel apparaissent des déformations plastiques irréversibles.

Ainsi, l'utilisation du modèle élastique linéaire ne peut être justifiée que dans le cas de faibles amplitudes de chargement. Il perd sa validité dans le cas des études à des amplitudes de chargement très élevés.

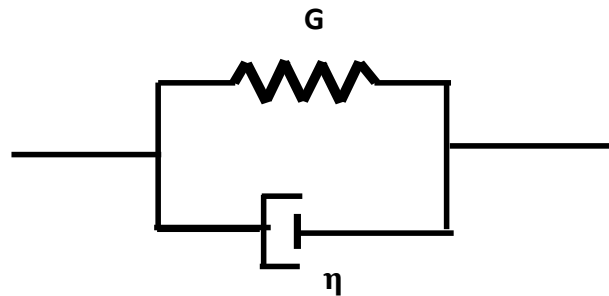
### 4.3.2. Modèle viscoélastique linéaire équivalent

La vibration d'un matériau est accompagnée d'une perte d'énergie. L'énergie est dissipée suivant plusieurs formes d'amortissement, visqueux et d'hystérésis :

- pour ce premier type d'amortissement, l'amortissement visqueux, l'énergie dissipée dépend de la fréquence de sollicitation. C'est en particulier le cas des matériaux viscoélastiques. Du point de vue rhéologique, un modèle viscoélastique linéaire peut être représenté par un ressort et un amortisseur montés en parallèle (modèle de Kelvin-Voigt) donné sur la figure 4.1;

- dans le deuxième type d'amortissement, l'amortissement d'hystérésis, l'énergie dissipée ne dépend pas de la fréquence de sollicitation. L'amortissement d'hystérésis, généré par le frottement interne des particules constituant le matériau, est proportionnel au déplacement. Dans ce cas, les matériaux sont caractérisés par des non-linéarités importantes à fort niveau

de déformation. L'amortissement est attribué à des déformations plastiques au niveau des cristaux ou des grains constituant la structure.



**Figure 4.1** Modèle de Kelvin-Voigt

Le comportement non-linéaire du matériau a été approché par un modèle viscoélastique linéaire équivalent. L'équivalence est fonction des caractéristiques du matériau, mais également de la sollicitation harmonique. Le modèle viscoélastique faisant apparaître une boucle d'hystérésis sous chargement harmonique, il est tentant de représenter, pour ces sollicitations, le comportement réel du matériau à l'aide d'un tel modèle. Pour cela, on a recours à une procédure de linéarisation qui consiste à remplacer le modèle non-linéaire par un modèle linéaire équivalent ayant des propriétés dissipatives plus ou moins équivalentes à celles du matériau réel. Ce type de linéarisation a été introduit par Jacobsen [79]. De toute évidence, l'équivalence est fonction des caractéristiques du matériau et de la sollicitation harmonique, qui est la base de la solution de beaucoup de problèmes dynamiques.

Dans la mesure où l'énergie dissipée au cours d'un cycle dépend dans le modèle viscoélastique de la fréquence de la sollicitation, ce qui n'est pas le cas pour le matériau réel, il est nécessaire de modéliser le comportement du matériau en faisant d'abord une analyse viscoélastique linéaire avec un module de cisaillement effectif pour modéliser la rigidité effective, en introduisant ensuite une quantité équivalente d'amortissement visqueux dans le but de modéliser la dissipation d'énergie dans le matériau.

Cette approche est très utilisée pour rendre compte de façon simple du comportement des matériaux sous chargement cyclique. Les modèles de ce type sont employés de façon extensive dans la pratique courante. Utilisés en conjonction avec un processus itératifs permettant de choisir des valeurs du module de cisaillement  $G$  (module sécant) et de l'amortissement  $\beta$  compatibles avec le niveau moyen de déformation induite. Ces modèles ont par ailleurs le mérite de la simplicité, puisqu'ils ne nécessitent que la mesure de trois paramètres (un de plus que le modèle élastique) : module de cisaillement  $G$ , coefficient de poisson  $\nu$  et coefficient de perte  $\eta$  (égal à  $2\beta$ ) du matériau. Le matériau étant non linéaire, ces paramètres dépendent bien entendu de l'état de contrainte ou de déformation.

Le modèle viscoélastique linéaire équivalent est couramment utilisé au cas des problèmes unidimensionnels. Pour les problèmes bidimensionnels, voire tridimensionnels, la génération de ce modèle est difficile. La loi de comportement sous sollicitation harmonique s'écrit alors :

$$\tau = G^* \gamma \quad (4.5)$$

où  $G^*$  désigne le module de cisaillement complexe faisant intervenir le module de cisaillement  $G$  et le pourcentage d'amortissement critique équivalent  $\beta$  :

$$G^* = G (1 + i \eta) \quad (4.6)$$

En posant  $2\beta = \eta$ , la relation (4.6) prend la forme :

$$G^* = G (1 + 2i \beta) \quad (4.7)$$

Lysmer [47] a proposé une formulation différente du module de cisaillement complexe :

$$G^* = G_s (1 - 2\beta^2 + 2i \beta \sqrt{1 - \beta^2}) \quad (4.8)$$

où  $G_s$  : module de cisaillement réel (module sécant).

La principale limitation de ces modèles est leur incapacité à fournir des valeurs correctes des déformations (ou déplacements). Les déformations rémanentes calculées par ce modèle sont, en particulier, nécessairement nulles.

Si une représentation plus fidèle du comportement du matériau est nécessaire, plus particulièrement pour évaluer les déformations cycliques ou rémanentes, le recours aux modèles non linéaires est obligatoire.

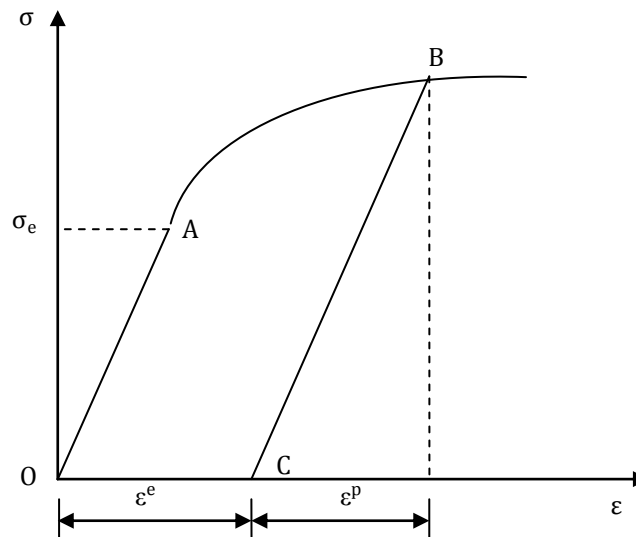
### 4.3.3. Modèle élastoplastique

La plasticité des matériaux est caractérisée par l'apparition des déformations élastiques réversibles et des déformations irréversibles, qui se manifestent lorsque la contrainte atteint un certain seuil, appelé limite élastique. Le comportement élastoplastique est caractérisé par une déformation totale  $\varepsilon$  composée d'une déformation élastique  $\varepsilon^e$  et d'une déformation plastique  $\varepsilon^p$  :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (4.9)$$

L'essai classique de traction simple permet de mettre en évidence la non-linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique des matériaux courants (figure 4.2). Le comportement du matériau soumis à l'essai de traction simple est élastique linéaire jusqu'au point A. En déchargeant, on revient au point de départ O, toutes les déformations sont alors réversibles. En continuant le chargement jusqu'au point B et en déchargeant, des déformations irréversibles apparaissent. Dans ce cas, la déformation totale est la somme des déformations élastique et plastique. Le point A est appelé seuil de plasticité initial et la contrainte  $\sigma_e$  correspondante est appelée limite élastique du matériau.

Lors d'une recharge CB, la plastification réapparaît à partir du point de décharge B, qui définit le seuil de plasticité actuel. L'augmentation du seuil de plasticité constitue le phénomène d'écrouissage. Si le seuil actuel  $\sigma_B$  est toujours croissant, le matériau est dit écrouissable.



**Figure 4.2** Courbe contrainte-déformation dans un essai de traction simple

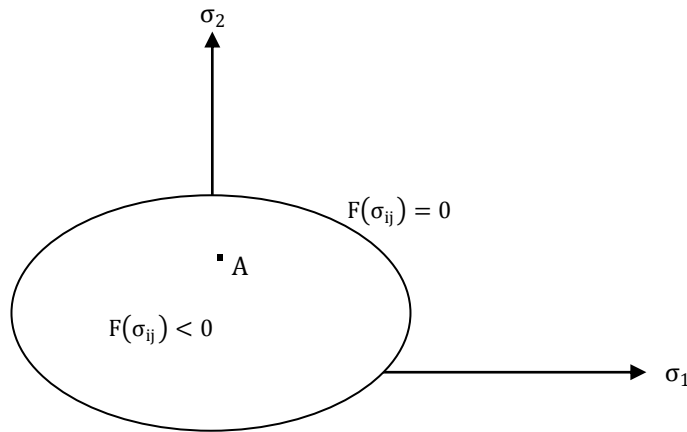
Les deux problèmes à résoudre pour préciser la valeur de la déformation plastique sont donc :

- à quel moment y a-t-il apparition de déformation plastique ?  
C'est la détermination du critère ou fonction de charge.
- quelle est l'amplitude et la direction de cette déformation ?  
C'est la détermination de la règle d'écoulement.



#### 4.3.3.1. Fonction de charge

La fonction de charge, ou critère, est une fonction de l'état des contraintes. Il est commode, et utile, de la représenter comme une surface limitant un domaine convexe dans l'espace des contraintes. Si le point représentatif de l'état des contraintes est situé à l'intérieur du domaine limité par la surface  $F(\sigma_{ij}) < 0$  (point A de la figure 4.3), les déformations sont élastiques.

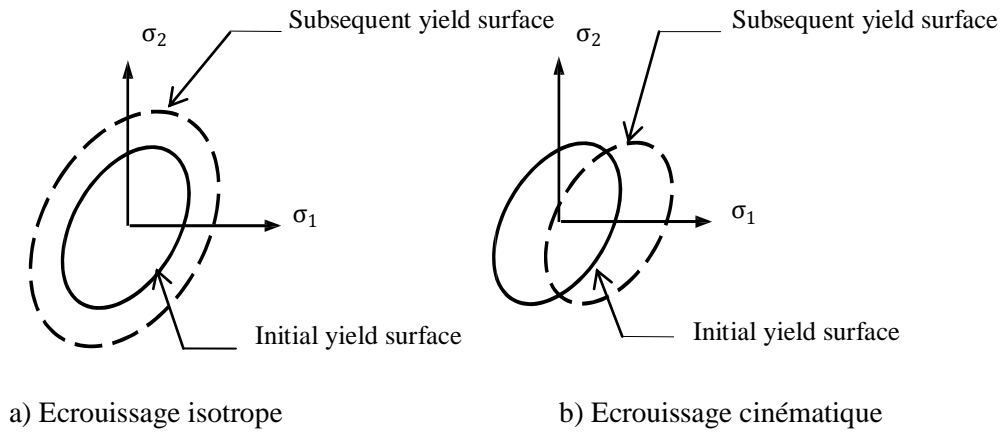


**Figure 4.3** Fonction de charge  $F(\sigma_{ij})$

Lorsque le point atteint la surface, les déformations plastiques apparaissent. Dans le cas d'un matériau écrouissable, la fonction de charge dépend non seulement de l'état des contraintes  $\sigma_{ij}$  mais également des déformations plastiques  $\epsilon_{ij}^p$ , et des caractéristiques d'écrouissage représentées par le paramètre  $k$ . Le critère s'écrit alors de la forme générale :

$$F(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p, k) = 0 \quad (4.10)$$

L'état d'écrouissage du matériau n'évolue que lorsqu'il y a évolution de la déformation plastique, c'est-à-dire uniquement lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la fonction de charge. Dans le cas où les paramètres d'écrouissage sont caractérisés par une grandeur scalaire, le domaine d'élasticité se transforme par homothétie de centre O (figure 4.4a). On dit qu'il y a écrouissage isotrope [80]. Dans le cas où ils sont caractérisés par un paramètre tensoriel, les frontières successives du domaine d'élasticité se déduisent de la frontière initiale par translation dans l'espace des contraintes (figure 4.4b). On dit qu'il y a écrouissage cinématique [81]. Il est également possible d'avoir à la fois écrouissage isotrope et écrouissage cinématique : on parle alors écrouissage combiné.



**Figure 4.4** Règles d'écrouissage isotrope et cinématique

Les fonctions de charge les plus couramment employées sont celles de Tresca ou Von-Misès. Pour le critère de Tresca, le domaine d'élasticité du matériau, supposé isotrope, est limité dans l'espace des contraintes par un prisme hexagonal régulier d'axe la première trisectrice. Dans sa forme la plus simple, ce critère s'écrit dans l'espace des contraintes principales  $\sigma_1, \sigma_2$  et  $\sigma_3$  :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \frac{1}{2} \max \{ |\sigma_1 - \sigma_2|, |\sigma_2 - \sigma_3|, |\sigma_3 - \sigma_1| \} - k = 0 \quad (4.11)$$

où  $k$  est une constante correspondant à la contrainte maximale de cisaillement à la rupture. Le critère de Tresca défini ci-dessus est indépendant de la partie sphérique du tenseur des contraintes; il ne dépend que de la partie déviatorique.

Le critère de Von-Misès, également indépendant de la partie sphérique du tenseur des contraintes principales, correspond à un domaine d'élasticité cylindrique dans l'espace des contraintes. Pour le matériau isotrope, l'axe du cylindre est la trisectrice. Appelant  $S_{ij}$  les composantes de la partie déviatorique du tenseur des contraintes, la fonction de charge s'écrit :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \frac{1}{2} S_{ij} S_{ij} - k^2 = 0 \quad (4.12)$$

On peut citer aussi le critère de Mohr-Coulomb qui constitue une généralisation du critère de Tresca, celui-ci suppose que la plastification apparaisse lorsque la contrainte de cisaillement atteint une valeur limite et postule que cette dernière est fonction de la contrainte normale. Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe intrinsèque de ce critère est une droite, appelé

droite intrinsèque et dans l'espace des contraintes principales est pyramide dont l'axe est la première trisectrice. L'expression analytique du critère de Mohr-Coulomb est donnée par :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1-\sin \varphi} = 0 \quad (4.13)$$

où :

$\varphi$  : angle de frottement interne du sol

$c$  : cohésion du sol.

Il existe d'autres types de critère, tels que celui de Druker-Prager [34] qui constitue une généralisation du critère de Von-Mises. Celui-ci est représenté dans l'espace des contraintes principales par un cône à section circulaire et d'axe la première trisectrice. La fonction de charge associée à ce mobile est de la forme :

$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \quad (4.14)$$

où  $\alpha$  et  $k$  sont des constantes caractéristiques du matériau,  $I_1$  le 1<sup>er</sup> invariant des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2$  et  $\sigma_3$ ) et  $J_2$  le 2<sup>ème</sup> invariant des contraintes principales déviatoriques ( $s_1, s_2$  et  $s_3$ ).

#### 4.3.3.2. Règles d'écoulement

Elle donne la direction et l'amplitude de la déformation plastique  $\varepsilon^p$ . Pour que cette déformation soit non nulle, il faut que le point représentatif de l'état des contraintes soit sur la fonction de charge  $F$ , et que l'incrément de contrainte soit dirigé vers l'extérieur du domaine limité par  $F$ , c'est-à-dire que :

$$F(\sigma_{ij}, k) = 0 \quad (4.15)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \geq 0$$

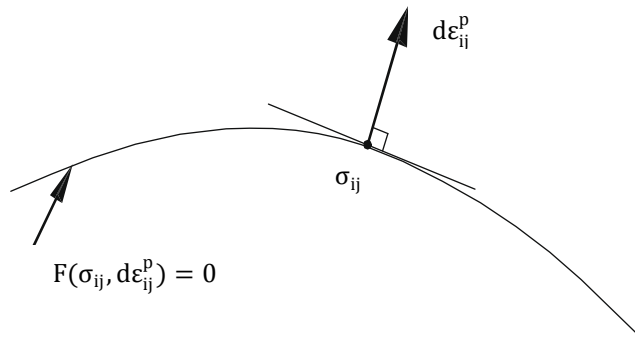
La formulation précédente suppose que la surface  $F$  est régulière. Dans le cas d'un matériau obéissant au principe du travail maximal de Hill [82] (figure 4.5), on peut montrer que l'incrément de déformation plastique est nécessairement de la forme :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.16)$$

où  $d\lambda > 0$  est le multiplicateur de plasticité, qui caractérise l'amplitude de la déformation plastique. L'incrément de déformation plastique est donc coaxial à la normale extérieure à la surface de charge. Il en résulte que le multiplicateur de plasticité  $d\lambda$  est nécessairement de la forme :

$$d\lambda = \frac{1}{H} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (4.17)$$

où  $H$  est un scalaire positif appelé module d'écrouissage. La loi d'écoulement est dans ce cas dite associée.



**Figure 4.5** Principe de travail maximal de Hill

Dans le cas le plus général où le matériau n'obéit pas au principe du travail maximal, l'incrément de déformation plastique est sous la forme :

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.18)$$

où  $G(\sigma_{ij}, k)$  est le potentiel plastique donnant la direction de la déformation plastique. On peut interpréter l'équation précédente en considérant que l'incrément de déformation plastique, non plus normal à la surface de charge, mais à une surface appelée potentiel plastique. La loi d'écoulement est dite non associée.

Les modèles fondés sur la théorie de l'élastoplasticité permettent un traitement des problèmes bidimensionnels et tridimensionnels, mais leurs paramètres sont souvent très difficiles à déterminer à l'aide des essais simples de laboratoires.

On se limitera aux modèles utilisés dans l'analyse non-linéaire correspondants à notre étude, c'est-à-dire, le modèle de Drucker-Prager et le modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique, dont une description sommaire est donnée ci-après.

#### 4.3.4. Modèle de Drucker-Prager

Le modèle de Drucker-Prager est très répandu dans les codes de modélisation numérique aux éléments finis, en particulier ceux qui visent des applications à la géomécanique et à la géotechnique. En effet, ce modèle représente une approche simple du comportement matériaux à frottement interne, cohérents ou non (sols, roches, béton et matériaux granulaires divers). Le critère de Drucker-Prager [34] est une généralisation du critère de Von-Misès pour les matériaux à frottement interne. La surface de rupture représentant le critère de Von-Misès est un cylindre parallèle à la trisectrice de l'espace des contraintes principales, et celle représentant le critère de Drucker-Prager est un cône à section circulaire admettant le même axe pour axe de symétrie (figure 4.6) [83]. L'équation de cette surface peut être définie par :

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k \quad (4.19)$$

où  $\alpha$  et  $k$  sont des constantes qui dépendent de cohésion  $c$  et l'angle de frottement interne  $\varphi$  du matériau donnés par :

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (4.20)$$

$$k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$$

dans l'équation (4.19),  $I_1$  est le premier invariant du tenseur des contraintes ( $\sigma_{ij}$ ) formulé comme suit:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (4.21)$$

et  $J_2$  est le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques ( $s_{ij}$ ) donné par :

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} \quad (4.22)$$

où  $s_{ij}$  est les contraintes déviatoriques comme donné ci-dessous :

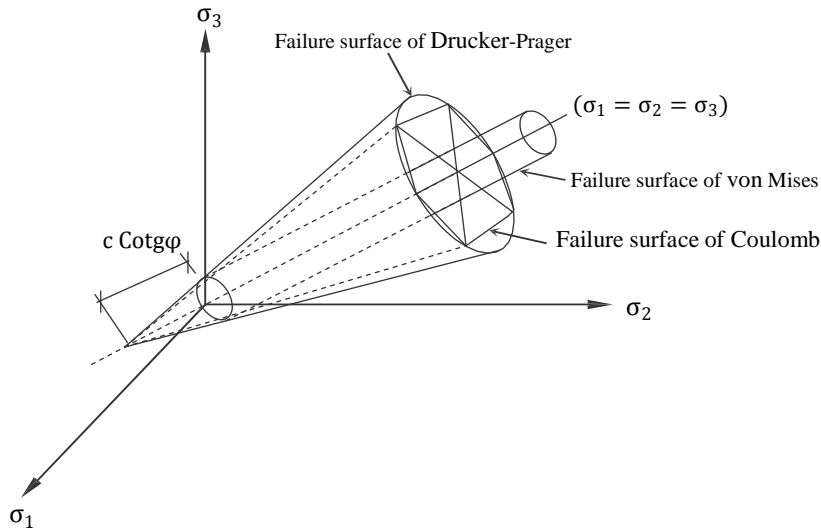
$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \sigma_m \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (4.23)$$

dans l'équation (4.23),  $\delta_{ij}$  est le symbole de Kronecker, qui est égale à 1 pour  $i = j$ ; 0 pour  $i \neq j$ , et  $\sigma_m$  est la contrainte moyenne et obtenu comme suit:

$$\sigma_m = \frac{I_1}{3} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3} = \frac{\sigma_{ii}}{3} \quad (4.24)$$

Si les termes dans l'équation (4.23) sont obtenus par l'équation (4.24) et remplacés dans l'équation (4.22), le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques peut être obtenu comme suit:

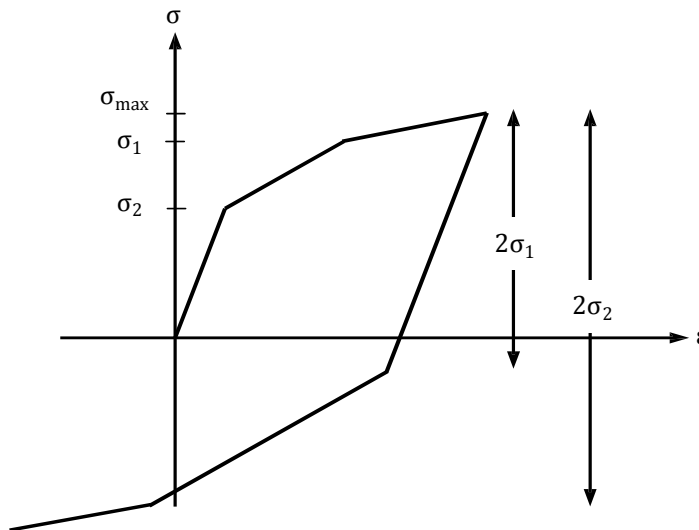
$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2] + \sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2 \quad (4.25)$$



**Figure 4.6** Critères de rupture de Coulomb, Drucker-Prager et Von-Mises [83]

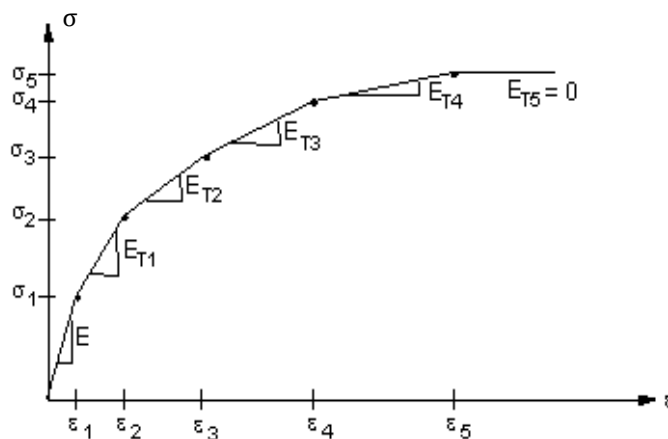
#### 4.3.5. Modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique

Le modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique peut être utilisé pour modéliser le comportement plastique sous chargement cyclique. Les équations constitutives sont basées sur le critère de Von-Mises avec la règle d'écoulement associé. Ce modèle utilise le modèle de Besseling [84], également appelé modèle de superposition [85] pour caractériser le comportement plastique du matériau. Le comportement du matériau est supposé être composé de différentes sections (ou sous-volumes), mais chaque sous-section ayant une limite d'élasticité différente. Chaque sous-volume a une réponse simple contrainte-déformation, mais lorsqu'il est combiné, le modèle peut représenter un comportement complexe. Cela permet une courbe multilinéaire contrainte-déformation qui présente l'effet de Bauschinger (écrouissage cinématique) (Figure 4.7).



**Figure 4.7** Comportement contrainte-déformation du modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique (effet de Bauschinger)

La réponse est représentée par des sections multiples du matériau plastique; la réponse totale est obtenue par le comportement moyen pondéré de toutes les sections. Les points individuels sont dérivés de la courbe contrainte-déformation (figure 4.8). Le comportement uniaxial est décrit par une courbe contrainte-déformation linéaire par morceaux à partir de l'origine. La pente de la première section de la courbe doit correspondre au module d'élasticité du matériau et aucune pente de section ne doit être plus grande. La pente de la courbe contrainte-déformation est supposée être nulle au-delà du dernier point de données contrainte-déformation défini par l'utilisateur.



**Figure 4.8** Comportement contrainte-déformation du modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique

## **CHAPITRE 5**

# **APPLICATION NUMÉRIQUE ET ANALYSE DES RÉSULTATS**



## APPLICATION NUMÉRIQUE ET ANALYSE DES RÉSULTATS

### 5.1. INTRODUCTION

Cette section consiste à exposer la description du barrage étudié de Oued Fodda, les propriétés des différents matériaux, les différents éléments utilisés dans la modélisation de l'interaction barrage-fondation par le code d'éléments finis ANSYS [35] ainsi que l'application numérique et analyse des résultats concernant les effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la performance sismique des barrages-poids en béton.

### 5.2. DESCRIPTION DU BARRAGE DE OUED FODDA

Le barrage de Oued Fodda (figure 5.1), appelé aussi "barrage Steeg", est le premier des grands barrages construits en Algérie. 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 5.2), 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".



a) face amont



b) face aval

**Figure 5.1** Barrage-poids en béton de Oued Fodda



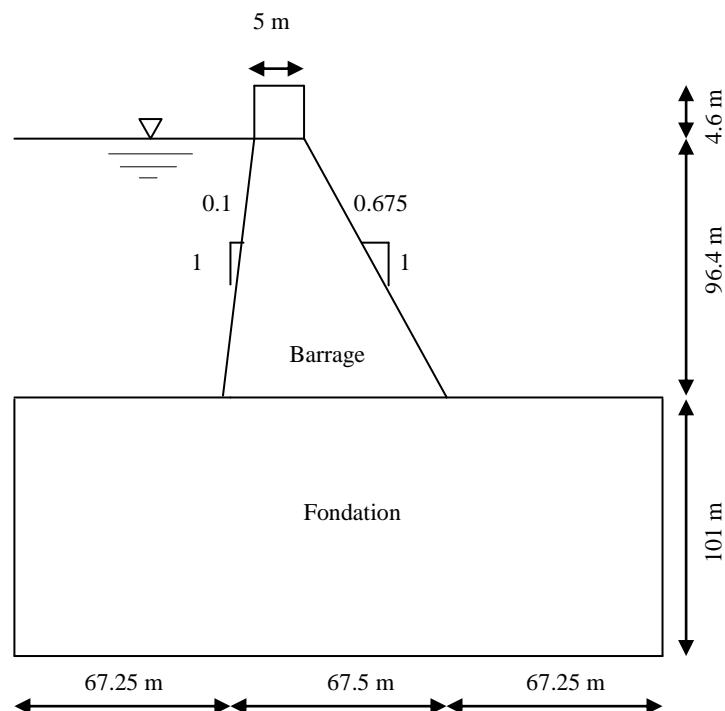
**Figure 5.2** Localisation du barrage-poids de Oued Fodda sur la carte d’Algérie

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 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  $800 \text{ km}^2$  (figure 5.3). Sa capacité de  $225 \text{ Hm}^3$  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 5.3** Superficie du bassin versant du barrage de Oued Fodda

Le barrage de Oued Fodda est un barrage-poids en béton, mesurant 101 m de hauteur, 67.5 m de largeur à la base et 182 m de longueur en crête. Les caractéristiques géométriques du système barrage-fondation sont présentées dans la figure 5.4 [86].



**Figure 5.4** Dimensions du système barrage-fondation

Les propriétés mécaniques des matériaux du barrage-poids en béton et de la fondation rocheuse sont récapitulées dans le tableau 5.1. Le béton du barrage a une résistance à la traction de 1,6 MPa et une résistance à la compression de 20 MPa.

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

**Tableau 5.1** Propriétés des matériaux du barrage-poids de Oued Fodda

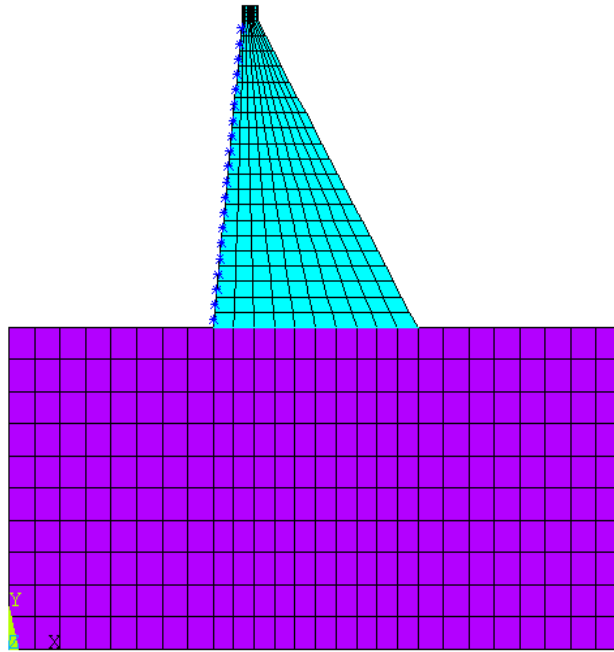
### 5.3. RISQUE SISMIQUE

L'histoire sismique de la région de Chlef, classé comme zone de forte sismicité dans l'actuel Règlement Parasismique Algérien, est incontestablement un élément important dans la perspective de l'évaluation de l'aléa sismique de cette région. Il à noter que le barrage a subi, le 9 septembre 1954 un tremblement de terre, dont les conséquences, aucun dégât n'a été signalé, les débits des fuites étaient restés stationnaires, et lors du séisme d'El Asnam de 10 octobre 1980 (M7) qui a causé beaucoup plus de dégâts humains et matériels, le barrage a été violemment secoué, dont l'épicentre était à 30 km de l'ouvrage, et malgré l'importance des composantes d'accélération qu'il a dû ressentir, n'a subi aucun dommage.

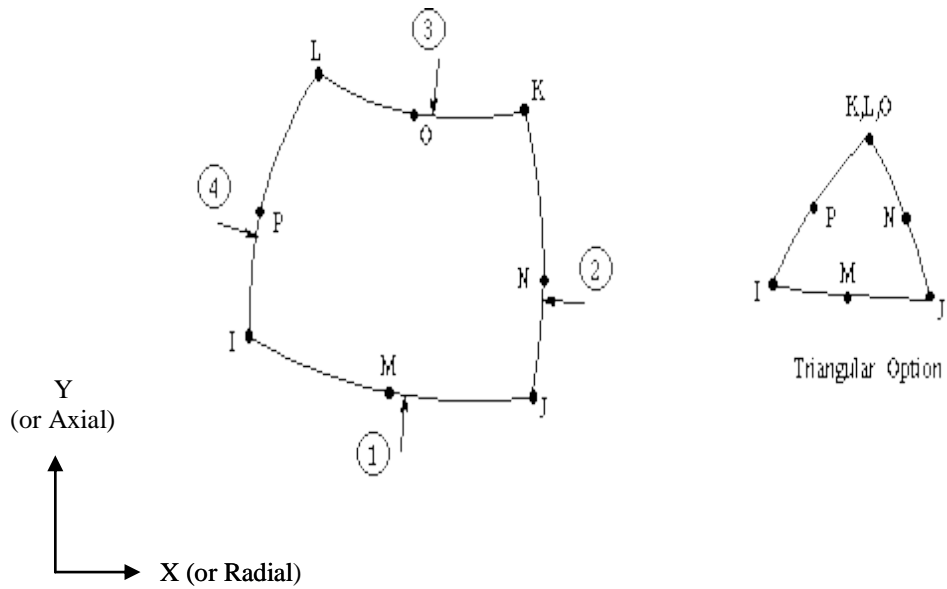
### 5.4. MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS DU SYSTÈME BARRAGE-FONDATION

Une discrétisation par éléments finis à deux dimensions (2D) représentée dans la figure 5.5, est utilisée pour la modélisation du système barrage-fondation. Ce modèle d'éléments finis est créé en utilisant software ANSYS [35] 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 [33] basée sur le concept de masse ajoutée.

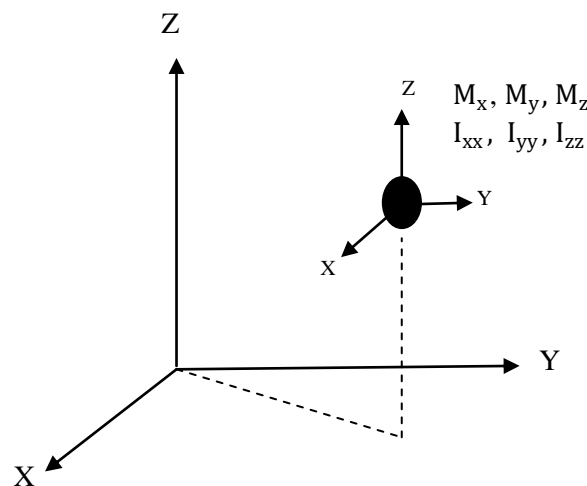
Un modèle d'éléments finis avec 500 éléments plans solides (Plane82) (figure 5.6) est utilisé pour modéliser le barrage et la fondation. Un modèle d'élément finis avec 20 masses structurales (Mass21) (figure 5.7) est utilisé pour modéliser le réservoir d'eau. L'interface de contact barrage-fondation possède 10 paires d'éléments contact-target. Des éléments de contact surface-surface basés sur la loi de frottement de Coulomb sont utilisés pour décrire le contact de frottement. S'il ne doit pas tenir compte du frottement dans le modèle, l'interaction entre les corps est toujours collée (ou adhérente).



**Figure 5.5** Modèle d'éléments finis à deux dimensions du système barrage-fondation



**Figure 5.6** Représentation de l'élément Plane82 [35]



**Figure 5.7** Représentation de l'élément Mass21 [35]

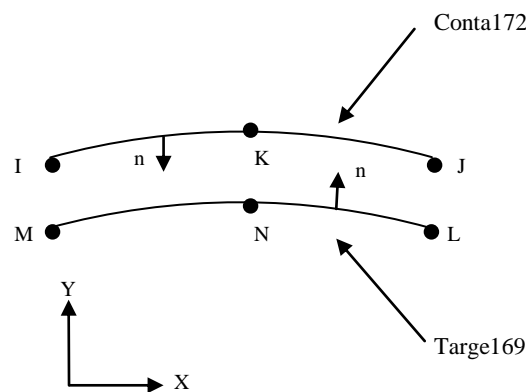
## 5.5. MODÉLISATION DE L'INTERFACE DE CONTACT BARRAGE-FONDATION

La réponse sismique d'un barrage-poids en béton dépend de l'interaction de contact avec sa fondation. Ce phénomène d'interaction est généralement modélisé en deux manières : contact collé et contact de frottement. Le contact de frottement, qui est représenté par des éléments de contact, est utilisé pour calculer la réponse sismique des barrages-poids compte tenu du glissement de la base. À cet effet, des éléments de contact surface-surface basée sur la loi de frottement de Coulomb sont utilisés pour la modélisation de l'interface de contact barrage-fondation.

Pour examiner l'effet du contact de frottement sur le comportement sismique des barrages-poids en béton, une étude paramétrique basée sur le coefficient de frottement est effectuée. Ce coefficient est déterminée expérimentalement et dépend des propriétés matérielles des solides en contact (béton-roche), mais il ya d'autres facteurs qui peuvent affecter progressivement la valeur de frottement à l'interface de contact barrage-fondation avec le temps. Trois valeurs de coefficient de frottement sont prises en considération pour les éléments de contact: 30%, 50% et 70%. Le modèle collé (ou adhérent) correspond au cas où aucun des éléments de contact sont utilisés. La réponse sismique du barrage de Oued Fodda est d'abord étudiée dans le cas linéaire. Le modèle de Druker-Prager [34] et le modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique sont ensuite utilisés dans les analyses non-linéaires pour le béton dans le barrage et la roche dans la fondation, respectivement.

### 5.5.1. Éléments de contact surface-surface

Pour modéliser un problème de contact, nous devons d'abord identifier les pièces à être analysés pour leur interaction possible. Le modèle d'éléments finis reconnaît les paires de contact possibles par la présence des éléments de contact spécifiques. Ces éléments de contact sont recouverts sur les parties du modèle qui sont analysées pour l'interaction. Il existe différents éléments de contact. Les éléments de contact surface-surface générés par le code ANSYS [35] sont choisis. Ces éléments de contact utilisent une surface target (Targe169) et une surface contact (Conta172) pour former une paire de contact (figure 5.8).



**Figure 5.8** Éléments finis de contact : Targe169 et Conta172 [35]

### 5.5.2. Modèle frottement

Dans le modèle de base du frottement de Coulomb, deux surfaces de contact peuvent supporter une contrainte de cisaillement jusqu'à une certaine mesure à travers leurs interfaces avant qu'elles commencent le glissement l'une par rapport à l'autre. Ce cas est appelé "collage ou adhérence". Le modèle de frottement de Coulomb représentée sur la figure 5.9 définit une contrainte de cisaillement équivalente  $\tau$ , dans laquelle le glissement sur la surface commence comme une partie de la pression de contact  $p$ . Cette contrainte est :

$$\tau = \mu p + c \quad (5.1)$$

où  $\mu$  est le coefficient de frottement et  $c$  la cohésion de contact. Une fois que la contrainte de cisaillement est dépassée, les surfaces de contact se déplacent l'une par rapport à l'autre. Ceci est appelé "glissement". Le coefficient de frottement de "0" se réfère aux problèmes de contact sans frottement. Toutefois, le coefficient de frottement est "1" pour les surfaces collées.

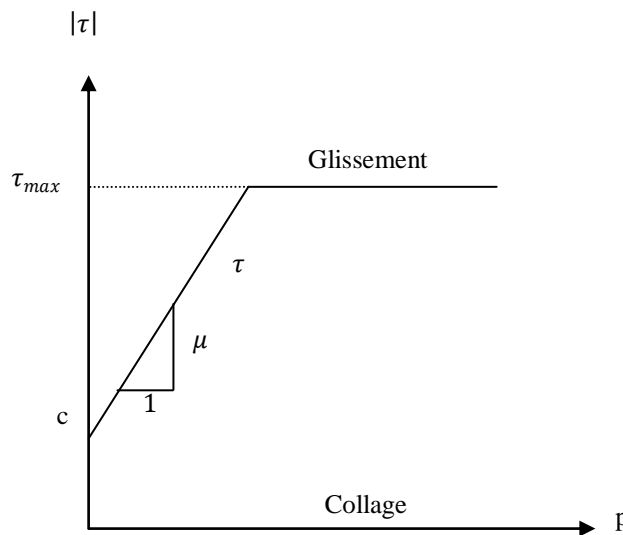
La contrainte de frottement maximum peut être introduit de sorte que, quelle que soit la grandeur de la pression de contact normal. À l'interface de contact, le comportement de connexion est divisé en deux états cinématiques:

- Si la contrainte de cisaillement est inférieure à la contrainte de frottement maximum, aucun déplacement relatif tangentiel n'a lieu dans la région de contact. Ceci est appelé collage qui peut être décrit par la condition :

$$\tau_{\max} < \mu p + c \quad (5.2)$$

- Une fois que la contrainte de cisaillement devient supérieure à la contrainte de frottement maximum, les corps de contact se déplacent l'un par rapport à l'autre. Ceci est appelé glissement qui peut être formulé par :

$$\tau_{\max} \geq \mu p + c \quad (5.2)$$



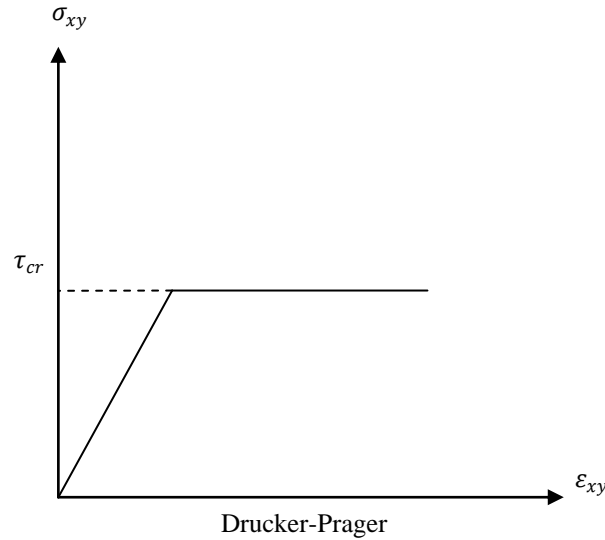
**Figure 5.9** Modèle de frottement de Coulomb [35]

## 5.6. MODÈLES CONSTITUTIFS NON LINÉAIRES

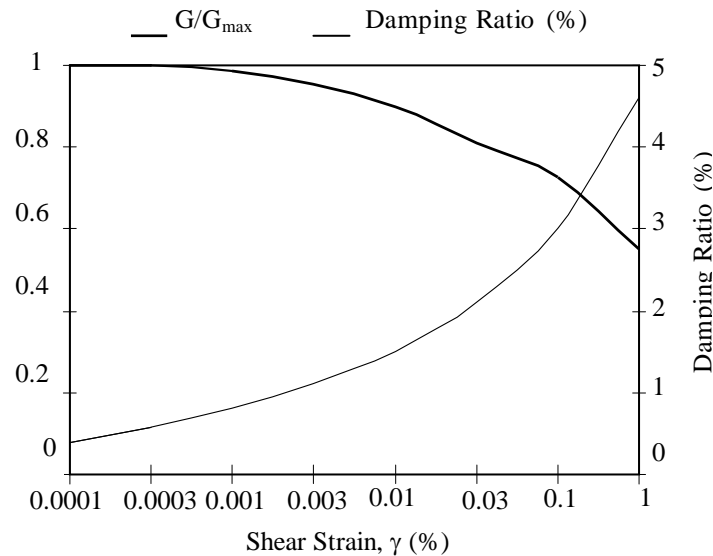
Le modèle de Drucker-Prager [34] est utilisé pour le béton du barrage dans l'analyse non-linéaire. Ce modèle est représenté par une courbe contrainte-déformation montré dans la figure 5.10. La cohésion et l'angle de frottement interne du corps du barrage sont supposés être de 2,50 MPa et 35°, respectivement. La réponse non-linéaire de la fondation est déterminée par le modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique. Dans cette méthode, la courbe contrainte-déformation du matériau non-linéaire est nécessaire. Cette courbe peut être représentée par une courbe obtenue à partir des relations module de cisaillement-déformation



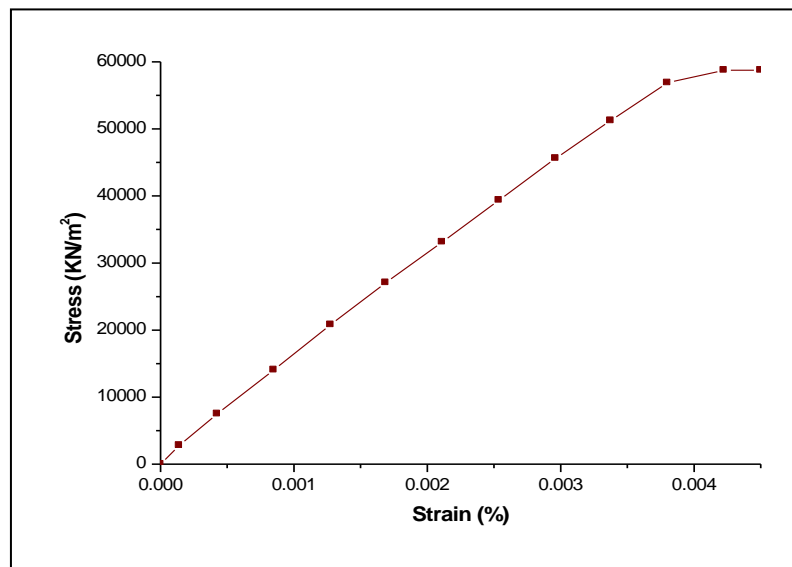
de cisaillement des matériaux rocheux. En outre, la relation module de cisaillement-déformation de cisaillement représentée par une courbe pour les sols rocheux provenant d'études expérimentales par Schnabel et al. [87] est utilisée pour la fondation rocheuse (figure 5.11). En utilisant ces courbes, la courbe contrainte-déformation de la roche dans la fondation est montrée dans la figure 5.12 [23].



**Figure 5.10** Relation contrainte-déformation dans le cas plastique



**Figure 5.11** Relations normalisées module de cisaillement-déformation de cisaillement et taux d'amortissement pour les roches [87]

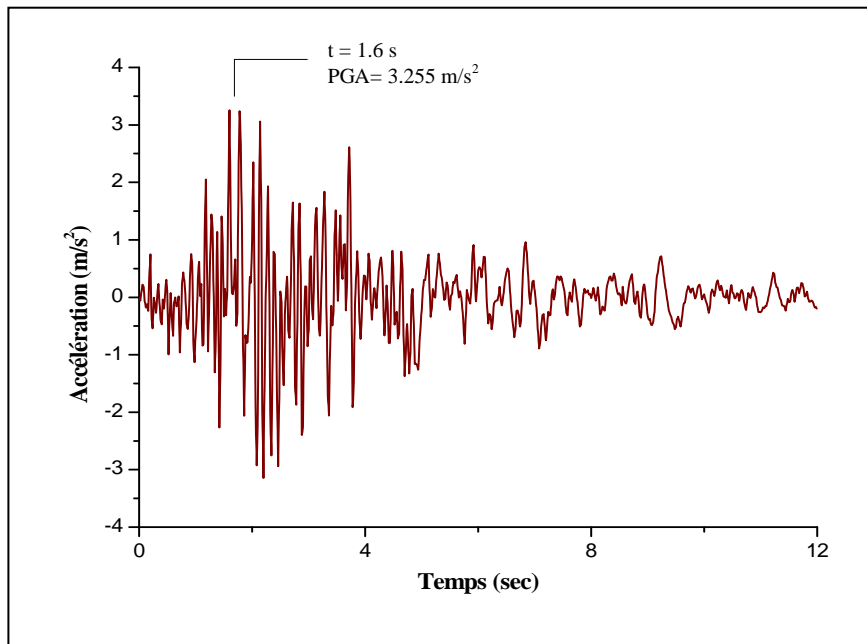


**Figure 5.12** Relation contrainte-déformation de la roche de fondation [23]

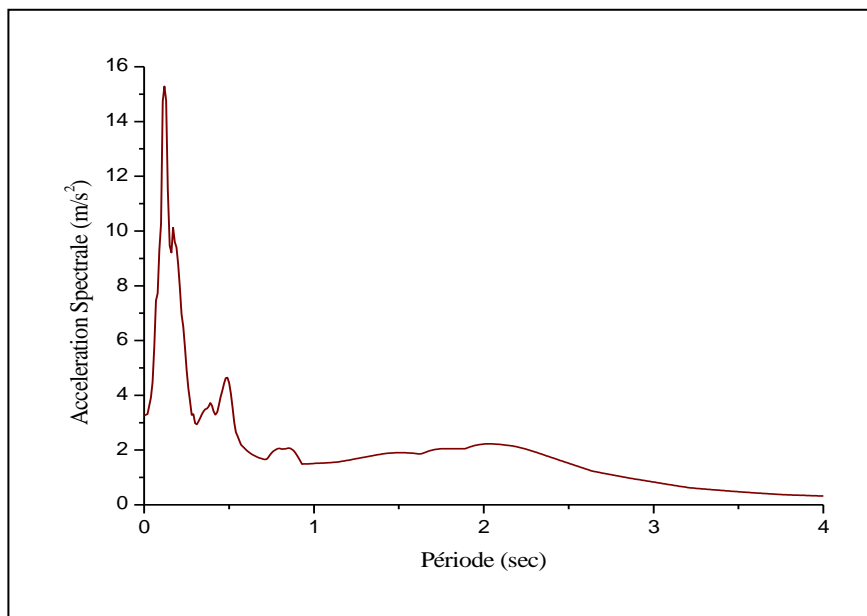
## 5.7. RÉSULTATS NUMÉRIQUES ET DISCUSSION

### 5.7.1. Réponse sismique du barrage de Oued Fodda

Cette étude présente les effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur le comportement sismique du barrage-poids de Oued Fodda. À cet effet, la composante horizontale de la réplique du séisme d'El-Asnam (1980) mise à l'échelle par un facteur de 2,5 est utilisée dans les analyses (figure 5.13). Cette zone est classée zone de forte sismicité dans l'actuel règlement parasismique Algérien. Elle a été déjà secouée par le séisme de forte magnitude (M7) en 1980. Malheureusement, nous ne disposons que d'un enregistrement d'une réplique de ce séisme avec une accélération maximale (PGA) 0,132 g. Par conséquent, nous avons choisi l'enregistrement de la réplique du séisme d'El-Asnam avec un facteur d'échelle de 2,5 pour obtenir un enregistrement sismique avec une accélération maximale (PGA) 0,33 g, presque égale à l'accélération maximale (PGA) de l'enregistrement du fort séisme (M7) qui a eu lieu en 1980. Le spectre de réponse en accélération de cet enregistrement sismique pour 5% d'amortissement est également représenté sur la figure 5.14. Dans les analyses linéaire et non-linéaire, les déplacements horizontaux maximaux dans la direction amont et les contraintes principales maximales dans le barrage le long de sa hauteur sont présentés pour les différentes valeurs du coefficient de frottement.



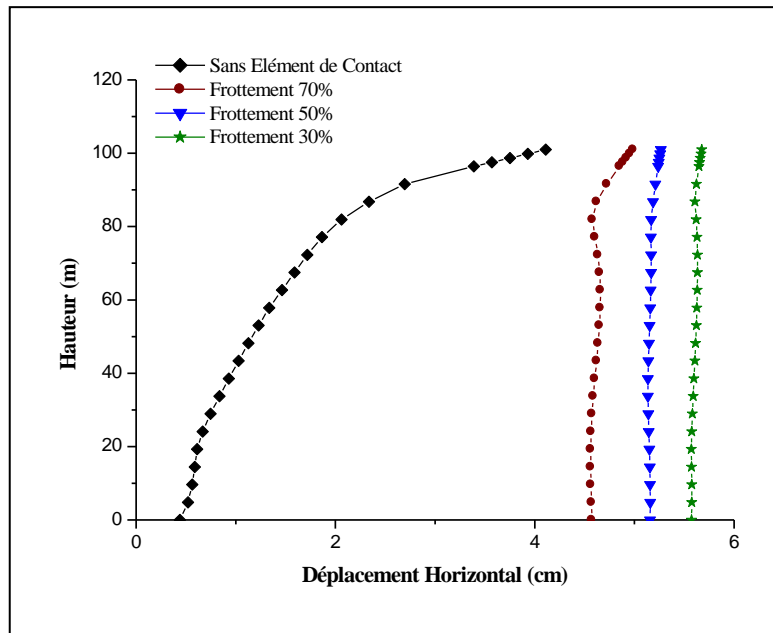
**Figure 5.13** Enregistrement sismique de la composante horizontale de la réplique du séisme d'El-Asnam (1980) mise à l'échelle par un facteur de 2,5



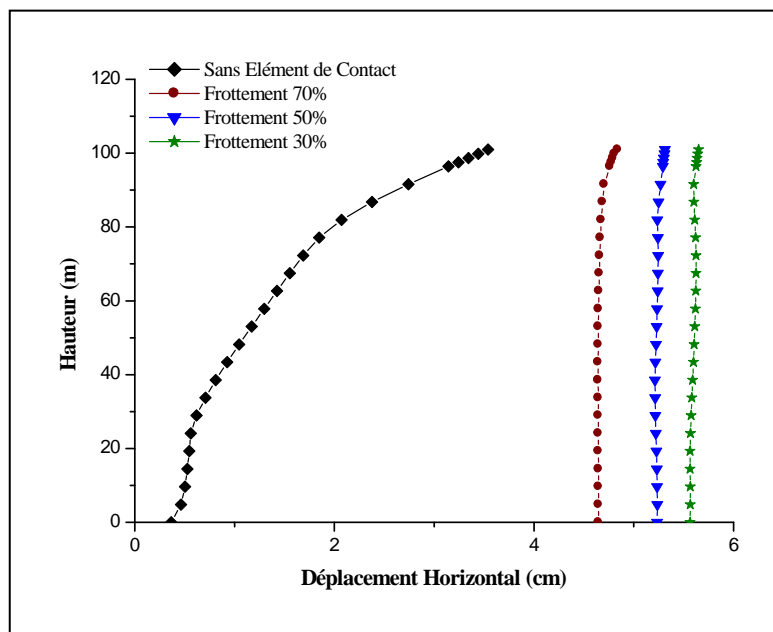
**Figure 5.14** Spectre de réponse en accélération de la composante horizontale de la réplique du séisme d'El-Asnam (1980) mise à l'échelle par un facteur de 2,5 pour 5% d'amortissement

### 5.7.1.1. Déplacements

Cette section présente les déplacements horizontaux maximaux du barrage dans la direction amont obtenus à partir des analyses transitoires linéaire et non-linéaire suivant les différentes valeurs du coefficient de frottement. Les résultats d'analyse sont présentés sur les figures 5.15 et 5.16.



**Figure 5.15** Déplacements horizontaux maximaux dans la direction amont du barrage selon l'analyse linéaire

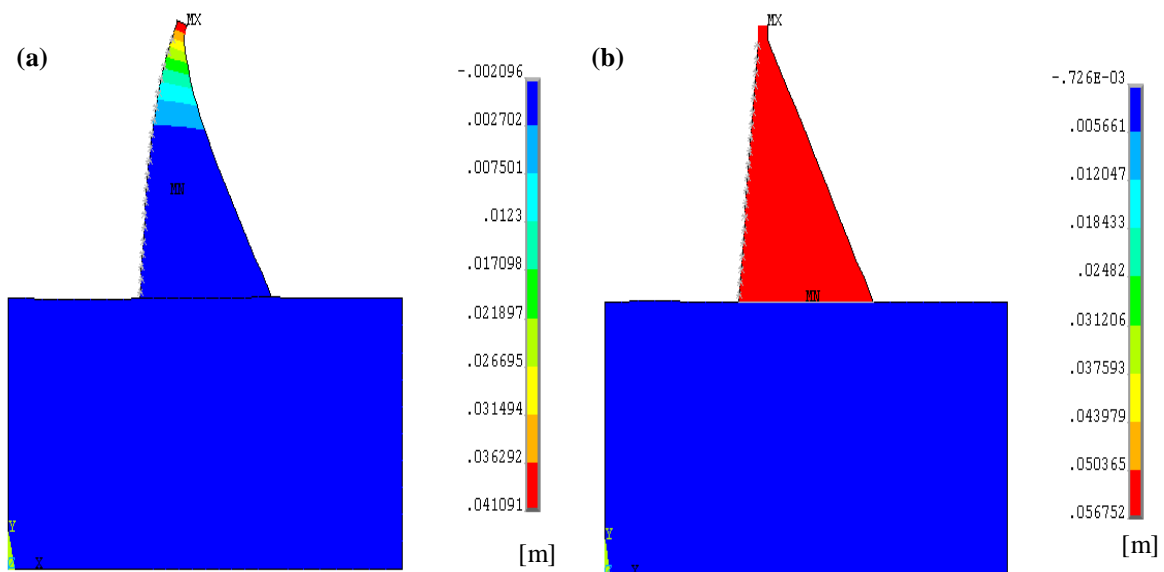


**Figure 5.16** Déplacements horizontaux maximaux dans la direction amont du barrage selon l'analyse non-linéaire

L'analyse linéaire (figure 5.15) montre que la présence des éléments de contact à l'interface barrage-fondation augmente les déplacements horizontaux maximaux le long de la hauteur du barrage comparativement au cas où aucun des éléments de contact sont utilisés. Il est clair que lorsque le contact de frottement est utilisé, le phénomène de glissement est observé, ce qui est un signe de rupture par cisaillement. Les valeurs des déplacements horizontaux maximaux en crête du barrage sont égales à 4.11 et 5.67 cm, respectivement, pour les modèles sans éléments de contact et avec un coefficient de frottement de 30%. Par conséquent, une variation de 38% a été observée entre les résultats des deux cas.

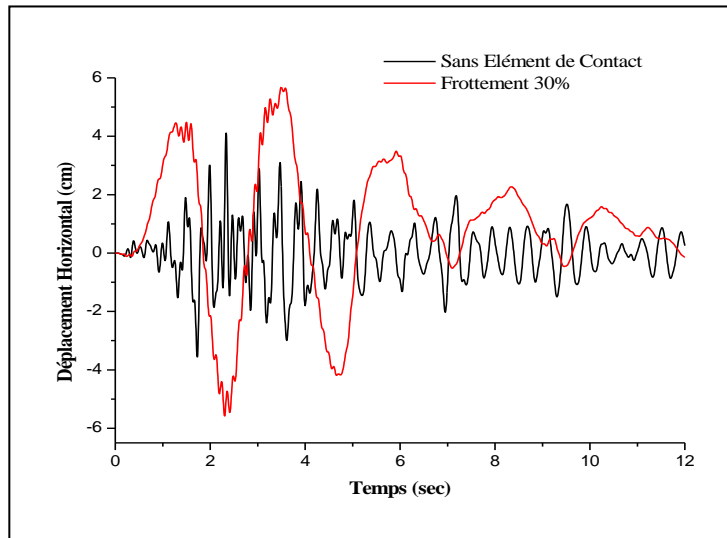
On remarque également que les déplacements horizontaux relatifs sont généralement négligeables dans les modèles avec contact de frottement. En outre, le déplacement de glissement au pied amont du barrage a une valeur maximum de 5.57 cm dans le modèle avec 30% du coefficient de frottement.

Lorsqu'on compare les analyses linéaire (figure 5.15) et non-linéaire (figure 5.16), nous constatons que les déplacements horizontaux maximaux en crête du barrage pour les modèles sans éléments de contact et avec 70% du coefficient de frottement diminuent de 4,11 et 4.98 cm dans l'analyse linéaire à 3,54 et 4.83 cm dans l'analyse non-linéaire, respectivement. Cependant, il faut reconnaître que l'utilisation de la non-linéarité matérielle dans le barrage et la fondation pourrait augmenter ou réduire les déplacements selon les caractéristiques du mouvement du sol, les propriétés de la fondation environnante et les propriétés mécaniques du barrage [24,88]. La figure 5.17 représente les contours des déplacements horizontaux maximaux en crête du barrage dans l'analyse linéaire. On constate sur la figure 5.17(b) 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 maximum.



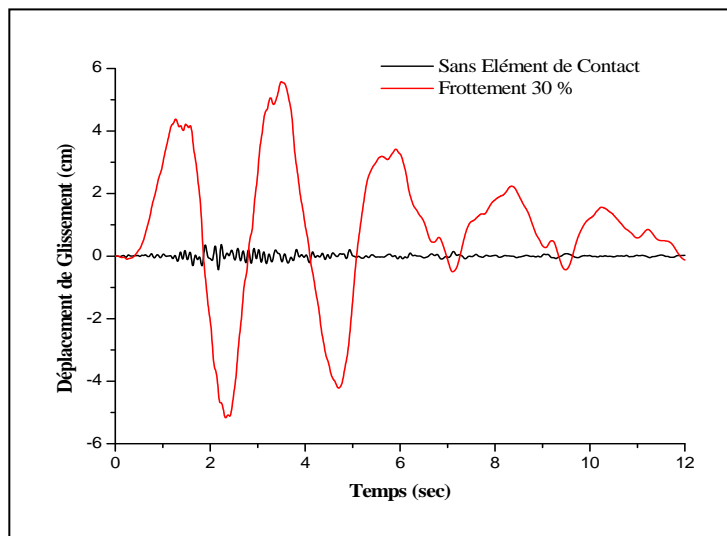
**Figure 5.17** Contours des déplacements horizontaux maximaux du barrage selon l'analyse linéaire obtenus au : (a) modèle sans éléments de contact à l'instant 2.335 sec et (b) modèle avec 30% du coefficient de frottement à l'instant 3.495 sec

La figure 5.18 montre la variation du déplacement horizontal en fonction du temps en crête du barrage dans l'analyse linéaire pour les deux, modèle sans éléments de contact et modèle avec 30% du coefficient de frottement.



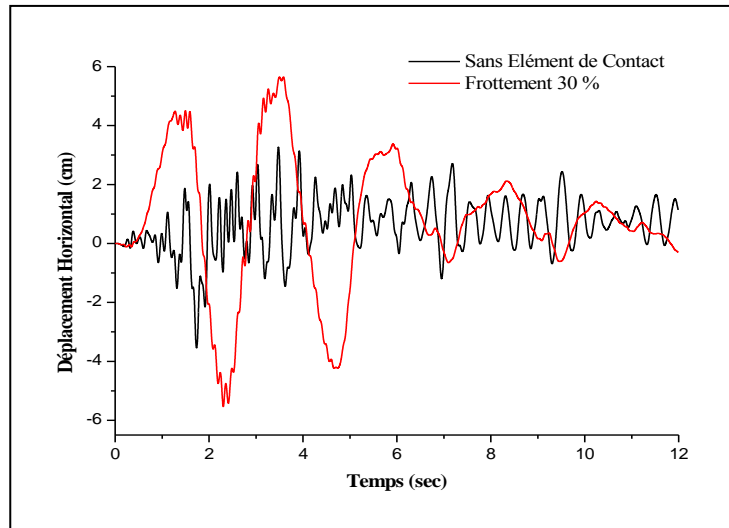
**Figure 5.18** Variation du déplacement horizontal en fonction du temps en crête du barrage selon l'analyse linéaire pour le modèle sans éléments de contact et le modèle avec 30% du coefficient de frottement

La variation du déplacement de glissement en fonction du temps au niveau du pied amont du barrage est représentée sur la figure 5.19. Le déplacement maximum de glissement au pied amont pour le modèle avec 30% du coefficient de frottement est de 5.57 cm.

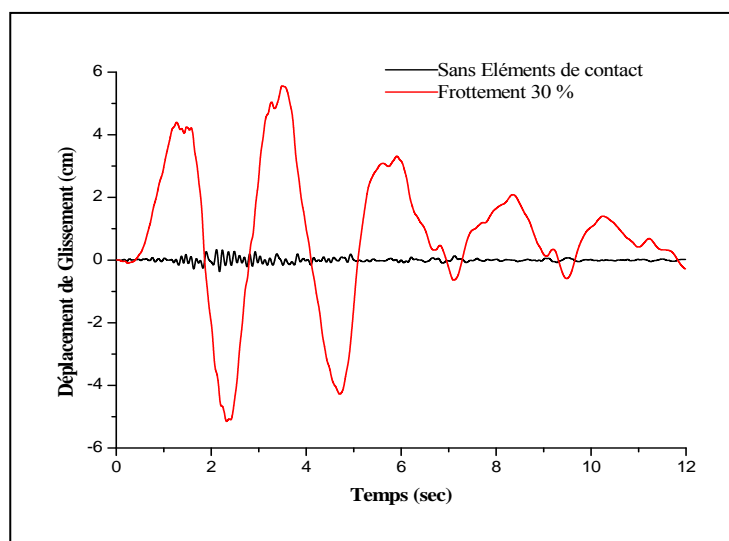


**Figure 5.19** Variation du déplacement de glissement en fonction du temps au pied amont du barrage selon l'analyse linéaire pour le modèle sans éléments de contact et le modèle avec 30% du coefficient de frottement

Les Figures 5.20 et 5.21 montrent la variation du déplacement horizontal en fonction du temps en crête ainsi que le déplacement de glissement au niveau du pied amont dans l'analyse non-linéaire, pour les modèles sans éléments de contact et avec 30% du coefficient de frottement. Grandes différences sont observées entre les deux cases lorsqu'on considère les éléments de contact.



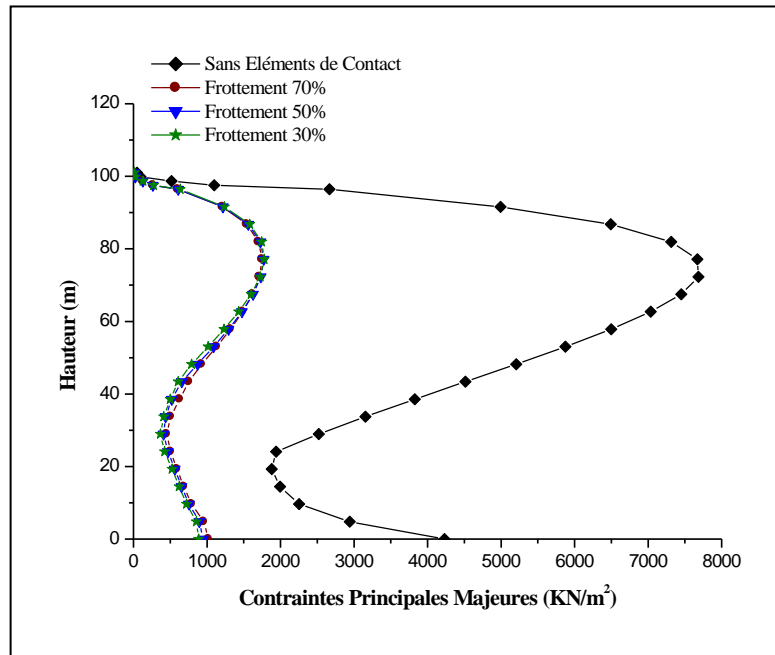
**Figure 5.20** Variation du déplacement horizontal en fonction du temps en crête du barrage selon l'analyse non-linéaire pour le modèle sans éléments de contact et le modèle avec 30% du coefficient de frottement



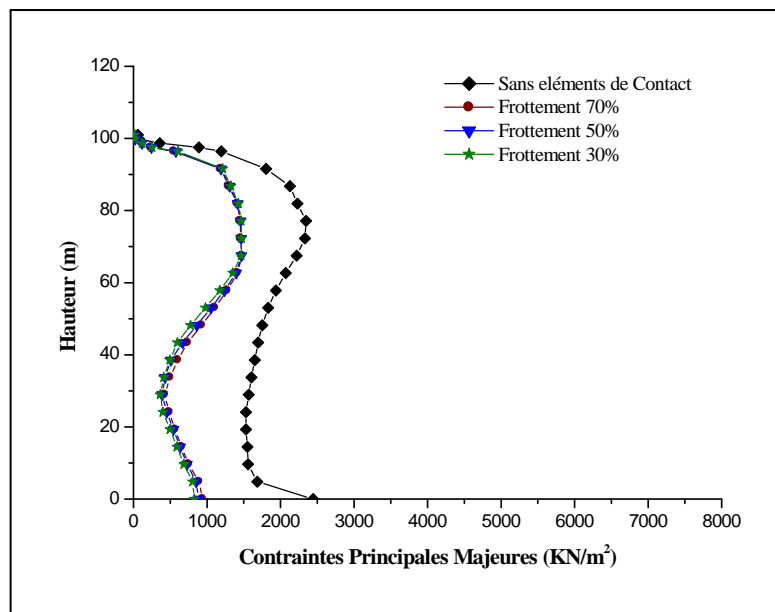
**Figure 5.21** Variation du déplacement de glissement en fonction du temps au pied amont du barrage selon l'analyse non-linéaire pour le modèle sans éléments de contact et le modèle avec 30% du coefficient de frottement

### 5.7.1.2. Contraintes

Les distributions des contraintes principales majeure et mineure le long de la hauteur du barrage sont représentées dans les figures 5.22, 5.23, 5.24 et 5.25.

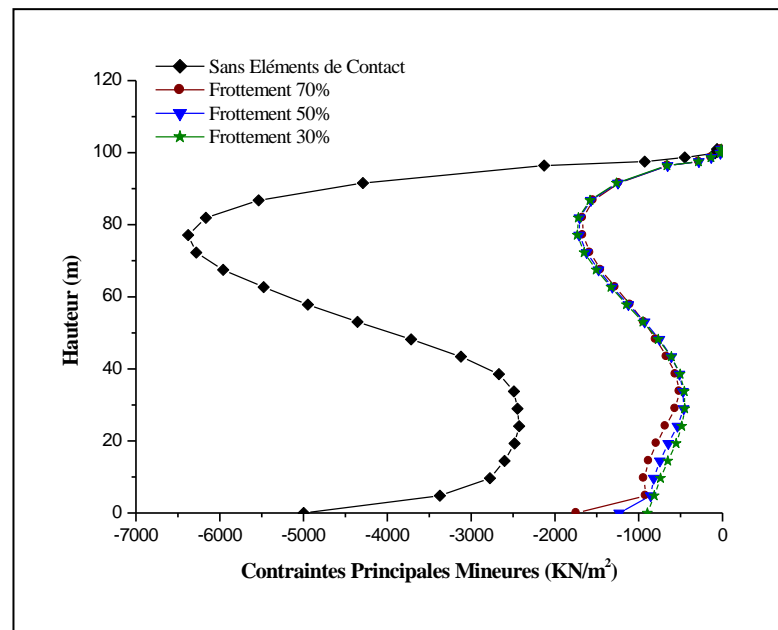


**Figure 5.22** Distribution des contraintes principales majeures le long la hauteur du barrage selon l'analyse linéaire

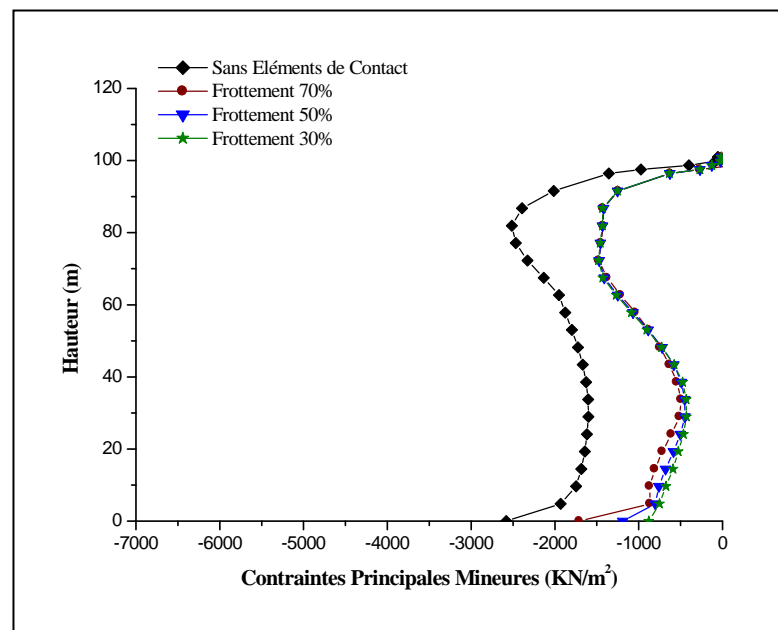


**Figure 5.23** Distribution des contraintes principales majeures le long la hauteur du barrage selon l'analyse non-linéaire



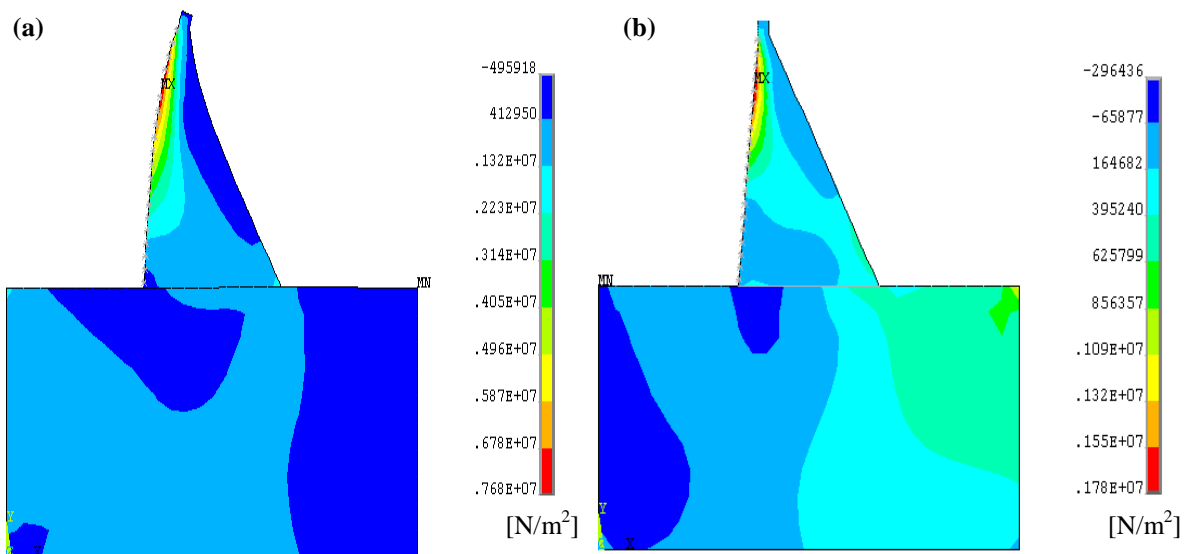


**Figure 5.24** Distribution des contraintes principales mineures le long la hauteur du barrage selon l'analyse linéaire

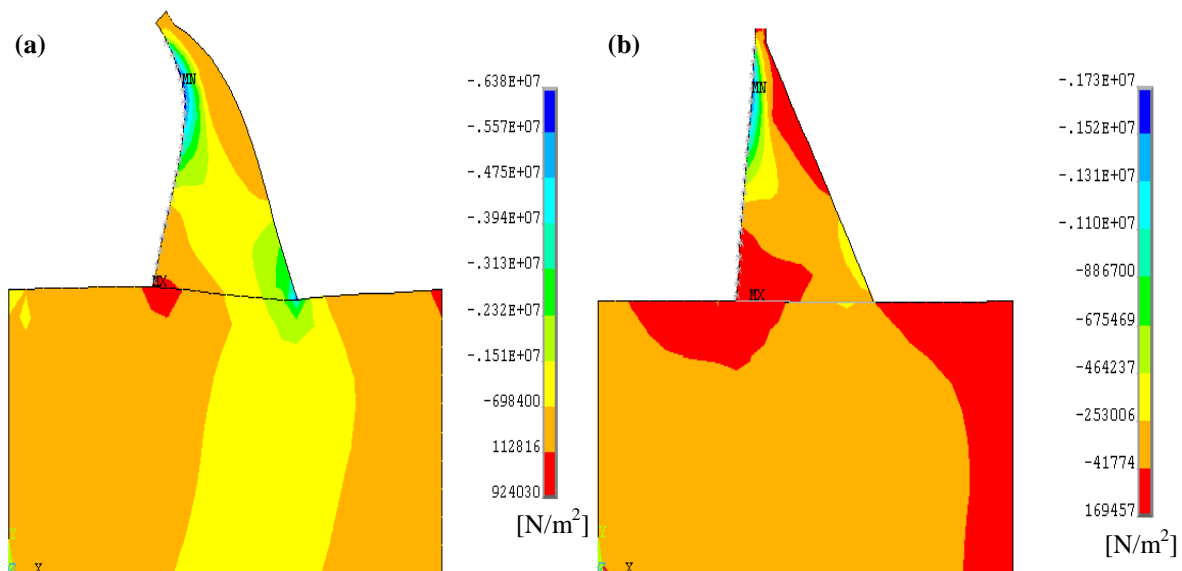


**Figure 5.25** Distribution des contraintes principales mineures le long la hauteur du barrage selon l'analyse non-linéaire

D'après l'analyse linéaire (figures 5.22 et 5.24), les contraintes principales majeure et mineure augmentent clairement dans le modèle sans éléments de contact. Les valeurs maximums de la contrainte principale majeure atteignent de 7683.90 et 1778.60 kN/m<sup>2</sup>, respectivement, pour les modèles sans éléments de contact et avec 30% du coefficient de frottement. Les valeurs maximums de la contrainte principale mineure atteignent de -6376,90 et -1731,63 kN/m<sup>2</sup>, respectivement, pour les modèles sans éléments de contact et avec 30% du coefficient de frottement. Par conséquent, pour le modèle avec contact de frottement, une diminution de 77 et 73%, respectivement, dans la magnitude des contraintes principales majeure et mineure a été remarqué. Pour les modèles avec éléments de contact, il apparaît que l'effet de la variation du coefficient de frottement sur les contraintes principales majeure et mineure dans le corps du barrage est négligeable à partir d'une certaine hauteur. Les figures 5.26 et 5.27 représentent les contours des contraintes principales maximums dans l'analyse linéaire.



**Figure 5.26** Contours des contraintes principales majeures du barrage selon l'analyse linéaire obtenu au : (a) modèle sans éléments de contact à l'instant 2.340 sec et (b) modèle avec 30% du coefficient de frottement à l'instant 3.050 sec



**Figure 5.27** Contours des contraintes principales mineures du barrage selon l'analyse linéaire obtenu au : (a) modèle sans éléments de contact à l'instant 2.275 sec et (b) modèle avec 30% du coefficient de frottement à l'instant 2,30 sec

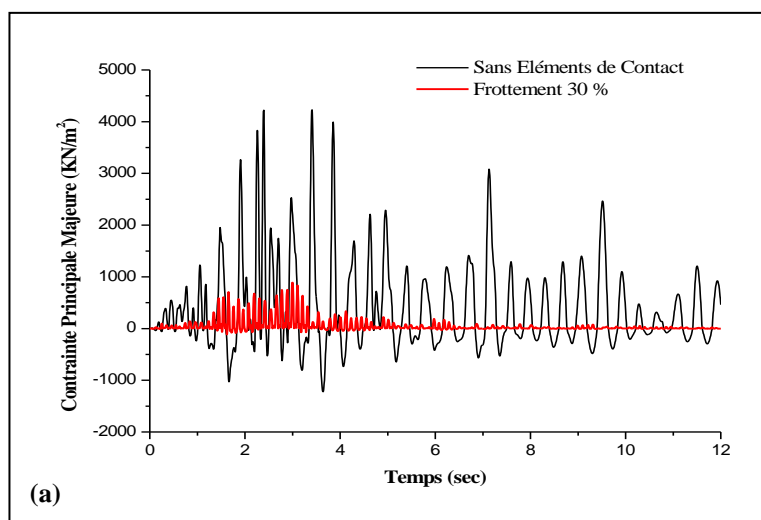
Lorsqu'on compare les analyses linéaire (figures 5.22 et 5.24) et non-linéaire (figures 5.23 et 5.25), une diminution substantielle dans la distribution des contraintes principales majeure et mineure en raison des effets de non-linéarité des matériaux, peut être observée sur les figures 5.23 et 5.25.

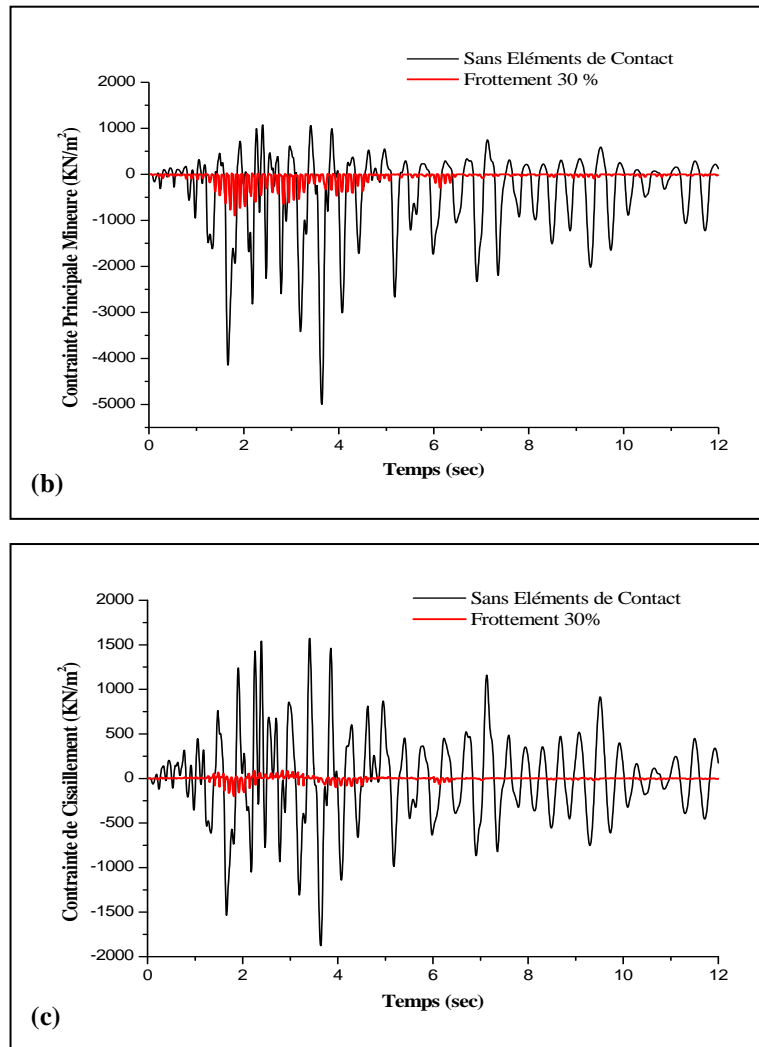
Le tableau 5.2 ci-dessous montre les valeurs des contraintes principales maximums au pied amont du barrage en utilisant les analyses linéaire et non-linéaire. On constate que la non-linéarité matérielle de la fondation et du barrage diminue les contraintes principales au pied du barrage comparativement au modèle où les matériaux de la fondation et du barrage sont considérés linéaires. Par conséquent, la non-linéarité de la fondation et du barrage pourrait diminuer les contraintes dans le barrage selon les caractéristiques du mouvement du sol [24,88].

Modèle	Analyse linéaire		Analyse non-linéaire	
	Contrainte principale majeure (kN/m <sup>2</sup> )	Contrainte principale mineure (kN/m <sup>2</sup> )	Contrainte principale majeure (kN/m <sup>2</sup> )	Contrainte principale mineure (kN/m <sup>2</sup> )
Modèle sans éléments de contact	4229.046	-4998.51	2443.51	-2581.37
Modèle avec 70% du coefficient de frottement	1022.19	-1741.32	940.563	-1707.37
Modèle avec 50% du coefficient de frottement	947.397	-1231.89	885.145	-1189.76
Modèle avec 30% du coefficient de frottement	888.94	-896.658	829.045	-878.656

**Tableau 5.2** valeurs maximums des contraintes principales au pied amont du barrage dans les analyses linéaire et non-linéaire

La figure 5.28 montre la variation des contraintes principales ainsi que la contrainte de cisaillement en fonction du temps au pied amont du barrage dans l'analyse linéaire. En général, le déplacement de glissement du barrage long de sa base conduit à diminuer les contraintes principales et de cisaillement au pied en comparaison avec le modèle sans éléments de contact. Pour le modèle sans éléments de contact, les contraintes principales majeure et mineure ainsi que la contrainte de cisaillement au pied sont de 4229,05, -4998,51 et 1876,06 kN/m<sup>2</sup>, respectivement, tandis que ceux-ci se réduisent à 888,94, -896,66 et 200,28 kN/m<sup>2</sup>, respectivement, pour le modèle avec 30% du coefficient de frottement. Par conséquent, pour le modèle avec contact de frottement, une diminution de 79%, 82% et 89,32% respectivement, dans la magnitude des contraintes principales et de cisaillement a été remarqué.

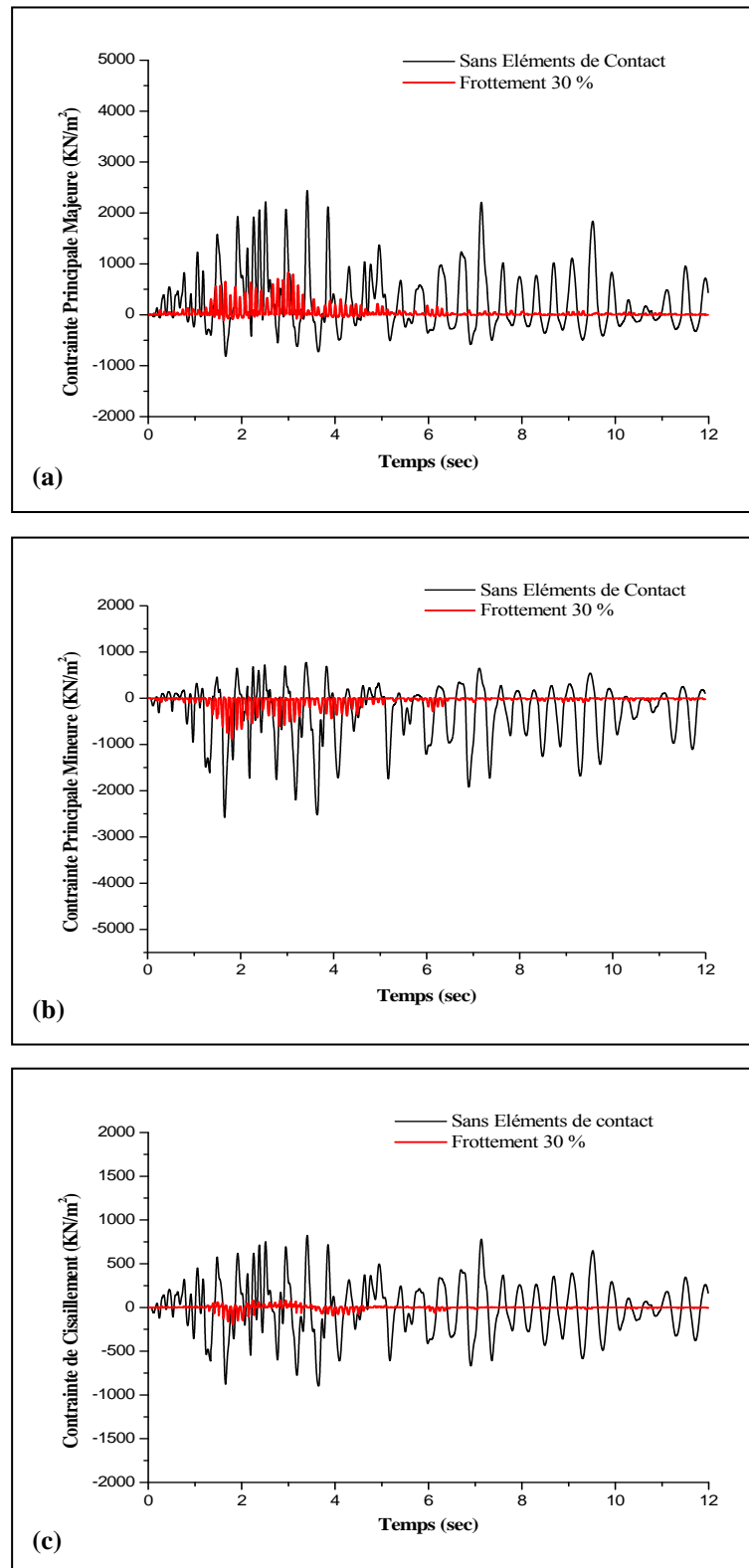




**Figure 5.28** Variation des contraintes principales et de cisaillement en fonction du temps au pied amont du barrage selon l'analyse linéaire : (a) contrainte principale majeure, (b) contrainte principale mineure et (c) contrainte de cisaillement

La figure 5.29 montre la variation des contraintes principales ainsi que la contrainte de cisaillement en fonction du temps au pied amont du barrage dans l'analyse non-linéaire pour les modèles sans éléments de contact et avec 30% du coefficient de frottement. On observe que les contraintes principale majeure et mineure ainsi que la contrainte de cisaillement diminuent de 2443,51, -2581,37 et 896,63  $\text{kN/m}^2$  dans le modèle sans éléments de contact à 829,05, -878,66 et 192,70  $\text{kN/m}^2$  dans le modèle avec 30% du coefficient de frottement.

Lorsqu'on compare les analyses linéaire (figure 5.28) et non-linéaire (figure 5.29), il est clair que la prise en compte de la non-linéarité matérielle de la fondation et du barrage produit des contraintes faibles en comparaison avec le modèle où les matériaux de la fondation et du barrage sont supposés linéaires. Cependant, l'effet de la non-linéarité de la fondation et du barrage est pratiquement faible dans le modèle avec contact de frottement.



**Figure 5.29** Variation des contraintes principales et de cisaillement en fonction du temps au pied amont du barrage selon l'analyse non-linéaire : (a) contrainte principale majeure, (b) contrainte principale mineure et (c) contrainte de cisaillement

## 5.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a examiné les effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la réponse sismique du barrage-poids de Oued Fodda compte tenu du contact collé et du contact de frottement. Le contact de frottement est assuré par l'utilisation des éléments de contact surface-surface qui sont basés sur la loi de frottement de Coulomb.

D'après les résultats obtenus, la prise en compte des éléments de contact le long de l'interface de contact barrage-fondation peut :

- entraîner le phénomène du glissement à la base du barrage.
- réduire les valeurs des paramètres de réponse du barrage.

## **CONCLUSION GÉNÉRALE**



## CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent travail de recherche apporte une contribution à l'analyse des effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la réponse sismique des barrages-poids en béton. À cet effet, Le barrage-poids de Oued Fodda est sélectionné comme un exemple dans cette étude ainsi que les analyses linéaire et non-linéaire sont effectuées. En outre, une étude paramétrique basée sur la variation du coefficient de frottement est réalisée. D'après les résultats numériques obtenus dans cette étude, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- 1- La présence du contact de frottement le long de l'interface barrage-fondation peut :
  - conduire au phénomène de glissement à la base du barrage et à une amplification des déplacements horizontaux.
  - diminuer les contraintes principales de traction et de compression dans le corps du barrage ainsi que les déplacements horizontaux relatifs.
  - réduire la force de cisaillement à la base.
- 2- Les résultats de l'analyse linéaire pour le modèle sans éléments de contact montrent des contraintes de traction élevées au pied amont ainsi que au haut du barrage. Lorsque le contact de frottement est inclus dans le modèle, les contraintes de traction à la base et à la région supérieure diminuent drastiquement. Ainsi, le contact de frottement peut réduire les valeurs de réponse.
- 3- Il est également observée dans le modèle sans éléments de contact que les régions supérieure et du pied du barrage sont les zones les plus gravement stressés, donc on peut s'attendre à l'apparition des fissures autour de ces parties.
- 4- Lorsque le glissement se produit le long de l'interface barrage-fondation, les contraintes de traction au haut du barrage diminuent mais pas de telle réduction qui est observé au niveau du pied amont du barrage. Les parties supérieure et inférieure du barrage sont encore sensibles à la fissuration importante dans ce cas.
- 5- Lorsque la non-linéarité matérielle de la fondation et du barrage est prise en considération, les déplacements horizontaux et les contraintes principales décroissent comparativement au cas linéaire.

- 6- À partir d'une certaine hauteur du barrage, l'effet de la variation du coefficient de frottement sur les contraintes principales de traction et de compression devient négligeable.
- 7- Le déplacement de glissement à l'interface de contact barrage-fondation peut entraîner une instabilité du barrage lorsque la valeur du contact frottement n'est pas considérable.

Ainsi, il est important que les modèles analytiques utilisés dans l'évaluation sismique des barrages-poids en béton considèrent explicitement les effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation durant les excitations sismiques.

En perspective, nous suggérons de prendre en compte de l'effet du contact de frottement à l'interface réservoir- barrage-fondation sur la réponse sismique des barrages-poids en béton.

## **RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. 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).
2. Medina, F., Dominguez, J. and Tassoulas, J.L. (1990). Response of dams to earthquakes including effects of sediments. *Journal of Structural Eng. ASCE*, 116, 3108-3121.
3. 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).
4. Chopra, A. K. and Chakrabarti, P. Earthquake analysis of concrete gravity dams including damwater-foundation rock interaction. *Earthquake Eng. Struct. Dynam.*, 9, 363-383 (1981).
5. Leger, P. and Boughoufalah, M. Earthquake input mechanisms for time domain analysis of damfoundation systems. *Eng. Struct.*, 11, 37-46 (1989).
6. 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).
7. 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).
8. Moussaoui, S.E. and Tiliouine, B. Analyse du comportement dynamique des barrages poids compte tenu de l'interaction fluide-sol-structures. In 1<sup>st</sup> International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, ENSET, Oran, (Algeria), October 12-14, 2009.
9. 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).
10. Lebon, G., Saouma, V. and Uchita, Y. 3D rock-dam seismic interaction. *Dam Eng.*, 21, No.2, 101-130 (2010).
11. Saouma, V., Miura, F., Lebon, G. and Yagome, Y. A simplified 3D model for soil-structure interaction with radiation damping and free field input. *Bull. Earthquake Eng.*, 9, No.5, 1387-1402 (2011).

12. 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).
13. 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).
14. Hariri-Ardebili, M.A. and Mirzabozorg, H. A comparative study of the seismic stability of coupled arch dam-foundation-reservoir systems using infinite elements and viscous boundary models. *International Journal of Structural Stability and Dynamic* 13(6), 1350032-1--350032-24 (2013). doi: 10.1142/S0219455413500326.
15. Hariri-Ardebili, M.A. Impact of foundation nonlinearity on the crack propagation of high concrete dams. *Soil Mechanics and Foundation Engineering* 51(2), 72-82 (2014).
16. Kikuchi, N. and Oden, J.T. *Contact Problems in Elasticity: A Study of Variational Inequalities and Finite Element Methods*. SIAM, Philadelphia (1988).
17. Zhong, Z.H. *Finite Element Procedures for Contact-Impact Problems*. Oxford University Press Inc, New York (1993).
18. Laursen, T.A. *Computational Contact and Impact Mechanics: Fundamentals of Modeling Interfacial Phenomena in Nonlinear Finite Element Analysis*. Springer, Berlin (2002).
19. Wriggers, P. *Computational Contact Mechanics*, 2nd edn. Wiley/Springer, Berlin, Heidelberg (2006).
20. Azmi, M. and Paultre, P. (2002). Three-Dimensional Analysis of Concrete Dams including Contraction Joint Non-Linearity. *Engineering Structures*, 24, 757-771.
21. 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.
22. Arabshahi, H. and Lotfi, V. Earthquake response of concrete gravity dams including dam-foundation interface nonlinearities. *Eng. Struct.* 30(11), 3065-3073 (2008). doi: 10.1016/j.engstruct.2008.04.018.
23. 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.
24. 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.
25. 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).

26. 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.
27. 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).
28. 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).
29. 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).
30. 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.
31. 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).
32. Danay, A. and Adeghe, L.N. Seismic induced slip of concrete gravity dams. *J. Struct. Eng. ASCE* 119(1), 108-129 (1993). doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:1(108).
33. Westergaard, H.M. Water pressures on dams during earthquake. *Trans. ASCE* 98, 418-433 (1933).
34. Drucker, D.C. and Prager, W. Soil mechanics and plastic analysis of limit design. *Q. Appl. Math.* 10(2), 157-165 (1952).
35. ANSYS. Theory user's manual. Swanson Analysis Systems Inc., Houston, PA, USA (2009).
36. Pecker, A. *Dynamique des sols*. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
37. Wong, H.L. and Luco, J.E. Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 1976; 4:587-97.
38. 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.
39. 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.

40. John, P.W. and Chongmin, S. Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction. Eng. Struct. 2002; 24:13-28.
41. Lysmer, J. (1978). Analytical procedures soil dynamics-state of the Art ASCE-Conference on soil dynamics and earthquake engineering.
42. 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.
43. Wilson, E.L. Three-dimensional static and dynamic analysis of structures. A physical approach with emphasis on earthquake engineering, 3<sup>rd</sup> Ed (Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA), 2002.
44. Pecker, A. Dynamique des ouvrages, dynamique des structures. Polycopie des cours, ENPC, website : <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>, 2004.
45. Wang, J. Influence of different boundary conditions on analysis of SSI. In 18th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 18), pages 3157-3164, Beijing, China, 2005.
46. Wight, L.H. Soil-structure interaction in nuclear power plants: A comparison of methods. Proceeding 6<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, vol. 4, New Delhi, India, 1977.
47. 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.
48. 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.
49. 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.
50. Kausel, E., Whitman, A., Murray, J. and Elsabee, F. The spring method for embedded foundations. Nuclear Engineering and Design, vol. N°. 48, 1978.
51. Lysmer, J., Raissi, M., Tajirian, F., Vahdani, S. and Ostadan, F. SASSI: A system for analysis of soil-structure interaction. Geotechnical report N°. 81-02, University of California, Berkeley, 1981.

52. Kausel, E. Forced vibrations of circular foundations on layered media. Solls Publication N°. 336, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge 1974.
53. 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.
54. Chopra, A. K. and Gupta, S. Hydrodynamic and foundation interaction effects in earthquake response of a concrete gravity dam. J. Struct. Div. Am. Soc. Civ. Eng., vol. 578, 1899-1412, 1981.
55. Hall, J. F. and Chopra, A. K. Hydrodynamic effects in the dynamic response of concrete gravity dams. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn., vol. 10, 333-395, 1982.
56. Fenves, G. and Chopra, A. K. Effects of reservoir bottom absorption and dam-water-foundation interaction of frequency response functions of concrete gravity dams. Earthquake Eng. Struct. Dyn. vol. 13, 13-31, 1985.
57. Zienkiewicz, O. C. and Newton, R. E. Coupled vibrations of a structure submerged in a compressible fluid. In Int. Sym. Finite Element Techniques, 1st-15th May 1969.
58. Fenves, G. and Chopra, A. K. Reservoir bottom absorption effects in earthquake response of concrete gravity dams. Journal of Sound and Vibration, 111(3) : 545-562, 1985.
59. Bougacha, S. and Tassoulas, J. L. Seismic response of gravity dams. I: Modeling of sediments. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 117(8) : 1826-1837, 1991.
60. Bougacha, S. and Tassoulas, J. L. Seismic response of gravity dams. II: Effects of sediments. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 117(8) : 1839-1850, 1991.
61. Dominguez, J., Gallego, R. and Japon, B. Effects of porous sediments on seismic response of concrete gravity dams. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 123(4) : 302-311, 1997.
62. Gogoi, I. and Maity, D. Influence of sediment layers on dynamic behavior of aged concrete dams. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 133(4) : 400-413, 2007.
63. Zienkiewicz, O.C., Kelly, D.W. and Bettess, P. The Sommerfeld (radiation) condition on infinite domains and its modelling in numerical procedures. In Computing Methods in Applied Sciences and Engineering I, pages 169-203. Springer Berlin / Heidelberg, Palo Alto, CA, 1971.



64. Curnier, A. and Alart, P. A generalized newton method for contact problems with friction. *J. Mec. Theor. Appl.*, 7: 67-82 (1988).
65. Wriggers, P. and Miehe, C. On the treatment of contact constraints within coupled thermomechanical analysis. In D. Besdo and E. Stein, editors, *Proc. of EUROMECH, Finite Inelastic Deformations*. Springer, Berlin (1992).
66. Simo, J.C. and Laursen, T.A. An augmented Lagrangian treatment of contact problems involving friction. *Computers and Structures*, 42:97-116 (1992).
67. Laursen, T.A. and Simo, J.C. A continuum-based finite element formulation for the implicit solution of multibody, large deformation frictional contact problems. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 36: 3451-3485 (1993b).
68. Curnier, A., He, Q.C. and Klarbring A. Continuum mechanics modelling of large deformation contact with friction. In M. Raous, M. Jean and J. Moreau, editors, *Contact Mechanics*, pages 145-158. Plenum Press (1995).
69. Johnson, K.L. *Contact Mechanics*. Cambridge University Press (1985).
70. Moreau, J.J. On unilateral constraints, friction and plasticity. In G. Capriz and G. Stampacchia, editors, *New Variational Techniques in Mathematical Physics*, pages 175-322. CIME, Roma (1974).
71. Curnier, A. Unilateral contact: Mechanical modelling. In P. Wriggers and P. Panagiotopoulos, editors, *New Developments in Contact Problems*, pages 1-54. Springer, Wien (1999).
72. Woo, K.L. and Thomas, T.R. Contact of rough surfaces: A review of experimental works. *Wear*, 58:331-340 (1980).
73. Oden, J.T. and Martins, J.A.C. Models and computational methods for dynamic friction phenomena. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 52:527-634 (1986).
74. Bowden, F.P. and Tabor, D. *The friction and lubrication of solids. Part II*. Clarendon Press, Oxford (1964).
75. Michalowski, R. and Mroz, Z. Associated and non-associated sliding rules in contact friction problems. *Archives of Mechanics*, 30: 259-276 (1978).
76. Curnier, A. A theory of friction. *International Journal of Solids & Structures*, 20: 637-647 (1984).

77. Oden, J.T. and Pires, E.B. Algorithms and numerical results for finite element approximations of contact problems with non-classical friction laws. *Computers and Structures*, 19: 137-147 (1983a).
78. Oden, J.T. and Pires, E.B. Nonlocal and nonlinear friction laws and variational principles for contact problems in elasticity. *Journal of Applied Mechanics*, 50: 67-76 (1983b).
79. Jacobsen, L. S. An approximate solution of the steady forced vibration of a system of One-DOF under the influence of various types of damping. *Bulletin of Seismological Society of America*, vol. 20, 1930.
80. Taylor, G. I. and Quinney, H. *Phil. Transactions Royal Society, A*. vol. 230, 1931.
81. Prager, W. *Problèmes de plasticité théorique*. Dunod, 1958.
82. Hill, R. *The mathematical theory of plasticity*. Clarendon Press, Oxford, 1950.
83. Chen, W.F. and Mizuno, E. *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics*, Elsevier, New York, 1990.
84. Besseling, J. F. A theory of elastic, plastic, and creep deformations of an initially isotropic material showing anisotropic strain-hardening creep recovery and secondary creep. *Journal of Applied Mechanics*. pp. 529-536. December 1958.
85. Owen, R. J., Prakash, A. and Zienkiewicz, O. C. Finite element analysis of non-linear composite materials by use of overlay systems. *Computers and Structures*, Pergamon Press. Vol. 4. pp. 1251-1267.
86. Tiliouine, B. et Seghir, A. Influence de l'interaction fluide-structure sur le comportement sismique du barrage de Oued Fodda (Nord-Ouest Algérien). *Conférence CAM97*, Damas, Syrie (1997).
87. Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. *SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*. Report No. EERC 72/12, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley (1972).
88. Halabian, A.M. and Naggar, E. Effect of nonlinear soil-structure interaction on seismic response of tall slender structures. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 22(8), 639-658 (2002). doi:10.1016/S0267-7261(02)00061-1.