

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT :GÉNIE CIVIL



FILIERE : GÉNIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

N° :.....

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par : DEGHFEL IMANE

ABD ELKEBIR CHAIMA

Intitulé

***Réponse sismique non linéaire des
barrages poids en béton***

Proposé et Dirigé par :

Dr.OUZANDJA Djamel

Université M'sila

Encadreur

Année universitaire : 2021/2022

REMERCIEMENTS

Je remercie dieu d »abord en tout malgré toutes les étapes difficiles, nous n'avons pas cessé de réaliser nos rêves et nos objectifs.

Merci à tous ceux qui nous ont soutenus.

Ils m'ont donné la joie de notre graduation à toutes nos familles une par une.

Et tous nos remerciements et appréciations à notre cher professeur Ouzandja Djamel, merci pour tous ses efforts et la qualité exceptionnelle de son encadrement et pour sa patience et sa précision avec nous.

DÉDICACES

Je dédie cet humble travail à celui qui a été mon soutien dans cette vie, à mes chers père et mère, je vous dédie cette joie que vous attendiez depuis si longtemps.

Je le dédie à mes chers frères et chère sœur.

*Sous oublier mon ami d'enfance compagnon de derby, nous avons réalisé quelque chose de plus cher que l'âme de
CHAIMA.*

*A mon cher professeur **OUZENDJA.***

A toute ma famille, grande et petite.

*A toute la famille **DEGHFEL** et la famille **ABD ELKEBIR.***

Avec respect et appréciation, je vous présente cette note.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE :.....	02
------------------------------	----

Chapitre 01 : Génération sur des barrages.

1.1. Définition d'un barrage :.....	03
1.1.1. Définition des barrages en béton :.....	04
1.2. Histoire des barrages :.....	04
1.3. Les différents types de barrages :.....	04
1.3.1. les barrages en matériaux meubles :.....	04
1.3.2. Barrages-poids en béton :.....	05
1.3.3. Barrages-voutes :.....	07
1.3.4. Barrages a contreforts :.....	09
1.4. Les exemples de grands barrages dans le monde :.....	10
1.5. Classification des barrages:.....	11
1.5.1. Selon leur rôle:.....	11
1.5.1.1. Barrages de dérivation (déversoirs ou de rivières) :.....	11
1.5.1.2. Barrages réservoirs:.....	11
1.5.2. selon leur type de construction :.....	11
1.5.2.1. Barrages rigides (en béton) :.....	11
1.5.2.2. Barrages souples (en matériaux locaux):.....	11
1.6. Classification des barrages :.....	11
1.6.1. Les matériaux de construction:.....	11
1.6.2. La façon à résister à la poussée de l'eau :.....	11
1.7. Avantages et particularités en béton :.....	12
1.7.1. Barrages poids :.....	12
1.7.2. Barrages à contrefort:.....	12
1.7.3. Barrages voûtes :.....	13
1.8. conclusion:.....	13

CHAPITRE02 : Interaction Sol-Structure.

2.1. Introduction :	14
2.2. Formulation d'un problème d'interaction sol-structure :.....	14

2.3. DIFFÉRENTS TYPES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE :.....	17
2.4. MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE :.....	17
2.4.1. Méthode globale :	18
2.4.2. Méthode de sous-structures :.....	19
2.4.2.1. Méthode de frontière :.....	20
2.4.2.2. Méthode de volume :.....	22
2.4.3. Méthode hybride :.....	24
2.5. CONCLUSION :	26

CHAPITRE03 :Modélisation du système d'interaction barrage-fondation par éléments finis.

3.1. Introduction :	27
3.2.État de contraintes-déformations:	27
3.2.1.État de contraintes-déformations dans le cas élastique:	27
3.2.1.1.Relation contrainte-déformation :	29
3.2.1.2.La relation déformations- déplacements:	29
3.2.2.État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique:	30
3.3.Application de la méthode des éléments finis:	31
3.3.1.Modélisation :	31
3.3.1.1.Modélisation du système barrage-fluide-fondation :	31
3.3.1.2. Choix de type d'élément :	32
3.3.1.3. Conditions aux frontières:	32
3.3.2. Analyse dynamique :	32
3.3.2.1. Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis :	32
3.3.2.2. Caractéristiques dynamique du système :	34
3.3.2.3. Résolution de problème :	36
3.3.2.3.1. Méthodes d'intégration directe :	36
3.3.2.3.2. Le cas linéaire :	37
3.3.2.3.2.1. Méthode de différences finies centrées :	37
3.3.2.3.2.2. Méthode de Newmark :	37
3.3.2.3.3. Le cas non linéaire :	38

3.4. Conclusion :	40
-------------------	----

CHAPITRE04 : Application numérique

4.1. Introduction :	41
4.2. Présentation de l'ouvrage :	41
4.3- Profil du barrage :	42
4.4. Modélisation du système barrage-fondation par éléments finis :	43
4.5. Analyse dynamique :	44
4.5.1. Analyse modale :	44
4.5.2. Analyse transitoire :	45
4.5.2.1 Variation des déplacements :	45
4.5.2.2. Variation des contraintes:	47
4.6.Conclusion:	50

Liste des figures

CHAPITRE01

Figure (1.1) Barrage poids.....	05
Figure (1.2) Barrage d'Argentat.....	06
Figure (1.3) Barrage d'Argentat	07
Figure (1.4) Barrage Luzège	08
Figure (1.5) Barrage de Grandval	09
Figure (1.6) Barrage à Contrefort	10

CHAPITRE02

Figure (1.1) Modèle d'interaction sol-structure	15
Figure (1.2) Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale.....	19
Figure (1.3) Méthode de sous-structures : méthode de frontière.....	21
Figure (1.4) Méthode de sous-structures : méthode de volume.....	23
Figure (1.5) Méthode Hybride	25

CHAPITRE03

Figure(3.1) Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en béton)	28
Figure (3.2) Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.....	29
Figure (3.3) Comportement plastique uniaxial.....	30
Figure (3.4) Schéma de résolution sans et avec itération d'équilibre.....	39

CHAPITRE04

Figure (4.1) Barrage-poids en béton de Oued Fodda	41
Figure (4.2) Situation géographique du barrage de Oued Fodda.....	42
Figure (4.3) Profil type du barrage de l'Oued Fodda.....	43
Figure (4.4) Discrétisation par éléments finis du système barrage-fondation.....	44

Figure (4.5) Enregistrements de la composante horizontale du séisme d'El-Asnam en 1980, mis à l'échelle par un facteur de 2,5.....	45
Figure (4.6) Enveloppes des déplacements horizontaux maximaux du barrage : (a) analyse linéaire; et (b) analyse non linéaire (unité : m).....	46
Figure (4.7) Variation du déplacement horizontal à la crête du barrage en utilisant les analyses linéaire et non linéaire.....	46
Figure (4.8) Enveloppes des contraintes principales maximales de traction dans le barrage : (a) analyse linéaire; et (b) analyse non linéaire (unité : Pa).....	47
Figure (4.9) Enveloppes des contraintes principales maximales de compression dans le barrage : (a) analyse linéaire; et (b) analyse non linéaire (unité : Pa).....	48
Figure (4.10) Variation des contraintes principales au talon du barrage : (a) contrainte principale de traction; et (b) contrainte principale de compression.....	49

Liste des Tableaux

CHAPITRE04 : APPLICATION NUMERIQUE

Tableau4.1: Propriétés des matériaux du barrage-poids de Oued Fodda.....43

Tableau 4.2 : Les cinq premières fréquences naturelles du système barrage-fondation....45

ملخص

تهدف هذه الدراسة اظهار التحليل اللاخطي لسد الجاذبية الخرسانية بوادي فودة الواقع في مدينة الشلف شمال غرب الجزائر, وتحقيقا لهذه الغاية تم اجراء تحليلات خطية وغير خطية على نظام السد المزودج. باستخدام نموذج ثنائي الابعاد (2D) للعناصر المحدودة , يتم استخدام نموذج في التحليل غير الخطي لخرسانة السد يتم تمثيل سائل خزان بواسطة Druker-Prager كتلة مضافة باستخدام Westergaard. يتم اجراء جميع التحليلات العددية باستخدام رمز الكمبيوتر ANSYS تتم مقارنة عمليات الازاحة القصوى والضغط الرئيسية في الجسم السد الخرساني التي تم الحصول عليها من التحليلات الخطية وغير الخطية مع بعضها البعض. يمكن ان تقلل اللاخطية المادية لنظام اساس السد بشكل عام الاستجابة الزلزالية للسد توضح الدراسة اهمية التحليل غير الخطي لنظام اساس المقترن .

الكلمات المفتاحية : سد الجابية الخرسانية, التفاعل الديناميكي لأساس السد, نموذج Druker-Prager التحليل الديناميكي اللاخطي .

RESUME

Cette étude vise à montrer l'analyse sismique non linéaire du barrage-poids en béton d'Oued Fodda, qui est situé dans la ville de Chlef au nord-ouest de l'Algérie. À cette fin, des analyses linéaire et non linéaire sont effectuées pour le système couplé barrage-fondation à l'aide d'un modèle d'éléments finis à deux dimensions (2D). Le modèle de Druker-Prager est utilisé dans l'analyse nonlinéaire pour le béton du barrage. Le fluide du réservoir est représenté par une masse ajoutée en utilisant l'approche Westergaard. Toutes les analyses numériques sont effectuées à l'aide du code de calcul ANSYS. Les déplacements maximaux et les contraintes principales dans le corps du barrage en béton obtenus à partir des analyses linéaire et non linéaire sont comparés les uns aux autres. La non-linéarité matérielle du système barrage-fondation peut généralement diminuer la réponse sismique du barrage. L'étude démontre l'importance de l'analyse non linéaire du système couplé barrage-fondation.

Mots clefs : Barrage-poids en béton, Interaction dynamique barrage-fondation, Modèle de Drucker-Prager, Analyse dynamique non linéaire

ABSTRACT

This study aims to show nonlinear seismic analysis of Oued Fodda concrete gravity dam, which is located in Chlef town at northwestern Algeria. For this purpose, linear and nonlinear analyses are performed for dam-foundation coupled system using two-dimensional (2D) finite element model. The Druker-Prager model is employed in the nonlinear analysis for dam concrete. Water in the reservoir is represented by added mass using the Westergaard approach. All numerical analyses are carried out using ANSYS calcul code. The maximum displacements and principal stress components in concrete dam body attained from linear and nonlinear analyses are compared with each other. Material nonlinearity of dam-foundation system can generally decrease the seismic response of the dam. The study demonstrates the nonlinear analysis importance of the dam-foundation rock coupled system.

Keywords: Concrete gravity dam, Dam-foundation dynamic interaction, Drucker-Prager model, Nonlinear dynamic analysis

INTRODUCTION GENERALE

L'étude du phénomène d'interaction sol-structure est un domaine vaste et complexe. En particulier, dans les études de cas des barrages poids en béton sous sollicitations sismiques, l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage peut en fonction des hypothèses retenues, s'avérer une tâche particulièrement complexe.

La méthode des éléments finis constitue l'outil le plus puissant actuellement disponible pour l'analyse approfondie des systèmes sol-structure faisant intervenir notamment des conditions géométriques d'interface quelconques.

phénomène d'interaction sol-structure-fluide est complexe, il correspond à une perturbation du mouvement incident sous l'effet du mouvement propre de la structure et de fluide, d'où il résulte que le mouvement de l'interface de contact sol – structure n'est pas le mouvement dit de champ libre.

est en générale d'autant plus forte que la structure est rigide et le sol déformable, d'autant faible que la structure est souple et que le sol est rigide, mais dans les deux cas elle peut s'exercer dans un sens favorable ou défavorable, elle peut occasionner des amplifications au niveau de certains degrés de liberté.

Avec l'avènement de la micro informatique et la mise au point des méthodes numériques performantes, un développement considérable a été enregistré dans le domaine de l'analyse dynamique dans le cas élastique linéaire, mais dans le domaine non linéaire les recherches sont toujours en cour pour mettre en place des outils et des modèles permettant à l'ingénieur de mieux décrire le comportement sismique et prendre les solutions qui s'imposent.

Cependant la sécurité en matière de ressources hydriques est liée directement à la mobilisation de ses ressources, ceci nous amène souvent à construire des barrages dans des zones avec une sismicité élevée, d'où la nécessité de faire une analyse sismique minutieuse pour parer à toute éventualité de rupture de barrage pendant les séismes.

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économique et stratégique importants. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel. 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. Maints accidents de rupture sont survenus aux barrages qui ne supportent pas une sollicitation sismique, même dans des zones considérées non sismique, exemple le barrage de Malpasset en France et barrage de Koyna à l'Inde.

CHAPTRE01
GENERALITES SUR
LES BARRAGES

1.1. Définition d'un barrage :

Un barrage est une construction mécanique érigée au-dessus d'une dépression à des fins de rétention d'eau. Les barrages ont généralement un but principal qui est la rétention d'eau, tandis que les structures d'autres types, comme les tranchées, sont utilisées pour empêcher l'écoulement de l'eau vers des zones spécifiques de la terre. Le plus long barrage du monde est le barrage du monde, qui est le barrage NORK de 300 mètres de haut au TADJIKISTAN.

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

Une barrière érigée sur un ruisseau ou une rivière pour stocker l'eau et élever son niveau. Les raisons les plus courantes pour la construction de barrages sont :

La concentration des chutes d'eau naturelles à un endroit particulier et il devient ainsi possible de produire de l'électricité, vers les canaux, les systèmes d'irrigation et de diriger l'eau dès l'approvisionnement en eau, d'augmenter les profondeurs de la rivière pour la navigation à des fins récréatives, en contrôlant le débit de la rivière en période de crue et de sécheresse et en créant des lacs artificiels à des fins récréatives, il existe de nombreux barrages qui remplissent bon nombre de ces fonctions.

Les barrages comptent parmi les constructions humaines les plus anciennes. Leur développement actuel coïncide avec les évolutions démographique et économique, qui imposent, dans la plupart des régions du globe, la construction de réservoirs de plus en plus grands, tant en hauteur qu'en longueur, afin d'assurer de manière continue et régulière les besoins en eau et en énergie des populations, des cultures et des industries.

Globalement, les autres objectifs des barrages sont mineurs en regard des trois buts principaux ; ils sont néanmoins importants dans l'aménagement des pays ; il faut citer :

- L'alimentation en eau potable ou industrielle.
- La régularisation en vue de la navigation.
- Les développements touristiques et de loisirs.
- La recharge et l'assainissement des nappes phréatiques.

Les barrages sont des ouvrages réalisés en travers des cours d'eau pour modifier leur régime d'écoulement et permettre une utilisation rationnelle de l'eau avec de meilleures conditions pour les divers usages.

Les barrages peuvent avoir deux rôles en corrigeant le régime d'écoulement des cours d'eau dans le temps et dans l'espace.

Les barrages sont parmi les grandes installations hydrauliques mises en place par l'homme sur des rivières permanentes ou des vallées saisonnières afin de stocker leur eau, de réguler leur débit, de conjurer les dangers des inondations et des saisons de sécheresse, d'utiliser l'eau pour produire de l'électricité propre et de compenser la pénurie de l'électricité propre et de compenser la navigation fluviale et préserver l'environnement. Les barrages sont implantés à une hauteur relativement basse sur les bords de mer afin de conjurer les dangers des marées, comme c'est le cas aux Pays-Bas, et sont implantés sur les grands les habitants. Terres basses qui les entourent. On les appelle alors barrages de protection.

1.1.1. Définition des barrages en béton :

Ce sont d'énormes barrages qui résistent à des forces puissantes d'une manière total à travers ses poids (la force de gravité) et son mur (barrière en béton), qui est conçu de manière technique avec des bases énormes et équilibrées, en plus de sa résistance aux et est donc , tremblements de terre car il nécessite beaucoup de ciment considéré l'un des barrages les plus chers.

Ce type de barrage n'est mis en œuvre que dans des sites rocheux durs qui ne sont pratiquement pas en affaissement en raison de la dureté du matériau en béton et de son incapacité à faire face aux dépressions relativement importantes qui peuvent se produire dans les fondations du barrage et les accotements de la vallée sous l'effet des contraintes qui lui sont appliquées.

Les barrages en béton s'ére groupent principalement en trois types:

- Le barrage-poids.
- Le barrage-voûte.
- le Barrage Contrefort.

1.2. Histoire des barrages :

Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation, viviers, piscicultures) mais c'est au Moyen Âge qu'ils se sont fortement développés en Europe pour alimenter les moulins à eau .Il semble qu'ils aient parfois pu s'appuyer sur des sédiments accumulés en amont d'embâcles naturels, ou sur les lieux de barrages de castors dont la toponymie conserve des traces. Les cartes anciennes, de Cassini par exemple, portent témoignage des nombreux barrages de petites rivières faits par les paysans ou les moines locaux, pour conserver l'eau et y élever du poisson ou pour le rouissage du lin ou du chanvre.

En conservant des volumes d'eau et une hauteur d'eau plus importante en saison sèche, ces barrages ont également pu tamponner les fluctuations estivales des nappes (car toutes choses égales par ailleurs, c'est la hauteur d'eau qui contrôle la vitesse de percolation, Loi de Darcy).

1.3. Les différents types de barrages :

La forme de la vallée, la nature du sol, les matériaux à disposition sur le site déterminent le type de barrage. Les barrages sont construits en béton ou en maçonnerie; les digues (ou barrages en remblai) sont en terre ou en enrochement.

1.3.1. les barrages en matériaux meubles :

Les barrages en terre font partie des premiers ouvrages d'art réalisés par l'homme. Le développement des engins de terrassement et de compactage et une meilleure connaissance de la mécanique des sols permettent de réaliser de nos jours des ouvrages importants (jusqu'à 100 m de hauteur ou 10 millions de m³ de remblais) dans des conditions économiques intéressantes.

Les barrages en terre font partie des premiers ouvrages d'art réalisés par l'homme. Le développement des engins de terrassement et de compactage et une meilleure connaissance de la mécanique des sols permettent de réaliser de nos jours des ouvrages importants (jusqu'à 100 m de hauteur ou 10 millions de m³ de remblais) dans des conditions économiques intéressantes.

Leur profil est très variable et dépend essentiellement de la nature et des propriétés des matériaux disponibles au voisinage du site. On distingue le barrage homogène, constitué pour

l'essentiel d'une seule sorte de terre compactée aussi imperméable que possible, et le barrage à zones, fait de plusieurs sortes de terre de perméabilités différentes.

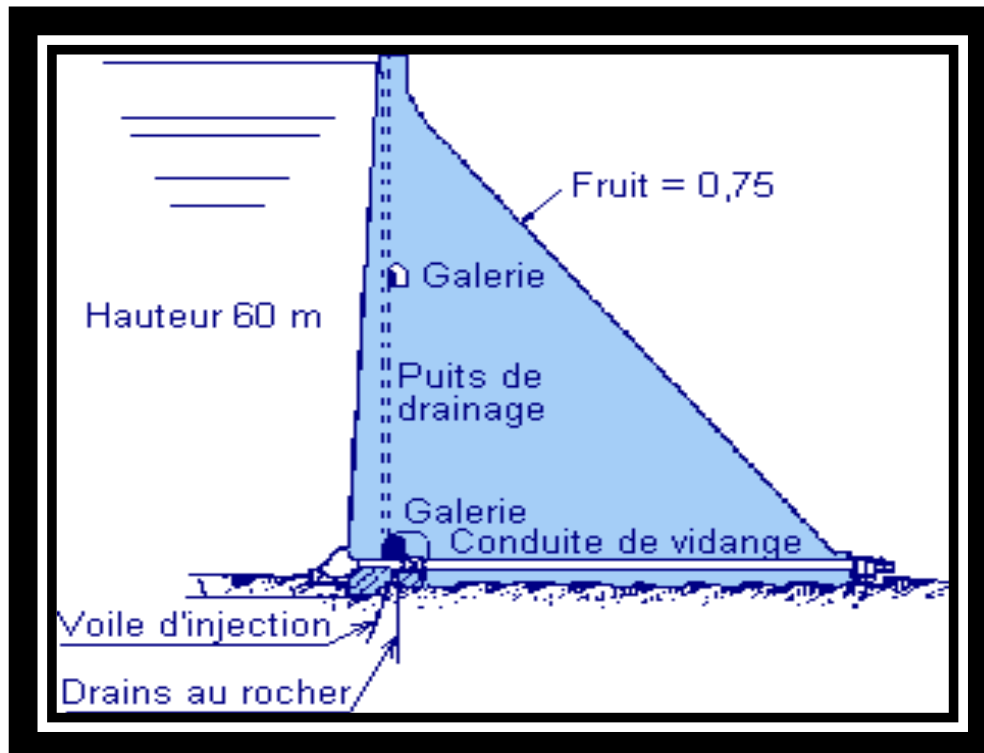
Les barrages en terre sont très sensibles à l'érosion par l'eau. Certaines précautions sont donc à prendre préventivement comme la surélévation de la crête théorique du barrage pour compenser le tassement des matériaux, la mise en œuvre de filtres et drains pour éviter les risques d'entraînement de terre dus à des circulations d'eau à l'intérieur du barrage.

Les barrages en enrochements sont constitués d'éléments rocheux de toutes dimensions (« tout-venant » de carrière), l'étanchéité étant assurée par un organe souple placé soit sur le parement amont (masque réalisé en béton armé ou en produits noirs), soit dans le corps du barrage (écran constitué d'un noyau en terre « imperméable »).

La principale difficulté de ce type de barrage provient des tassements dus à l'écrasement et au dérapage des blocs entre eux. Survenant lors de la construction et se poursuivant après, ils peuvent mettre en péril l'organe souple d'étanchéité. Pour accélérer le tassement, les blocs constitutifs du barrage sont arrosés intensément afin de lubrifier leurs contacts.

1.3.2. Barrages -poids en béton :

La stabilité des barrages -poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids du matériau. Ces ouvrages peuvent être en maçonnerie ou en béton, en maçonnerie hourdée à la chaux pour les plus anciens, en béton compacté au rouleau pour les plus récents. Ce type de barrage **figure 1.1** convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse. Ils sont souvent découpés en plots à la construction, l'étanchéité entre plots étant assurée par un dispositif placé à l'amont des joints.



Fugger1.1: Barrage poids.

Les formes sont diverses, forme rectangulaire simple pour les plus petits, forme triangulaire de façon classique, formes audacieuses plus élancées dans la partie supérieure à la

fois pour des raisons architecturales et de quantité de matériau mis en œuvre. Au siècle dernier, les maîtres d'œuvre ont cherché à économiser de la matière en raidissant progressivement les parements.

Ils ont donné une forme légèrement courbe au tracé en plan du barrage de manière à permettre les mouvements de la structure en évitant l'ouverture des joints, notamment en hiver.

Les ruptures successives du barrage de Bouzey ont amené les constructeurs à plus de prudence en mettant en évidence le rôle joué par les sous-pressions tant dans les fondations que dans le corps du barrage. Les formes les plus fréquentes des barrages - poids modernes sont des profils triangulaires qui se redressent en partie supérieure pour supporter la route de couronnement **figure 1.2**. Le parement amont est souvent vertical ou avec un fruit très faible.



Fugger 1.2: Barrage d'Argentat

On peut distinguer les barrages pour lesquels les fonctions poids et étanchéité sont assurées de manière conjointe, comme les barrages en maçonnerie "homogène" (bien que le parement amont soit souvent mieux appareillé et/ou recouvert d'un enduit), et ceux pour lesquels les deux fonctions sont parfaitement séparées : barrage-poids à masque amont du type Lévy, barrage-poids en béton compacté au rouleau (BCR) avec membrane d'étanchéité ou masque amont.

La stabilité des barrages -poids repose essentiellement sur leur fruit et, si nécessaire, sur l'efficacité du drainage qui met le massif poids à l'abri des sous-pressions. Leur inconvénient majeur est de ne pas utiliser pleinement les capacités du matériau constituant la partie résistante du barrage (maçonnerie ou béton) à supporter des efforts importants de compression. Il est donc

venu rapidement à l'idée des projeteurs de supprimer du béton superflu en allégeant la structure, en créant des arcades ou des niches sur le parement aval, en réduisant la surface d'assise au sol.

Lorsque ces élargissements descendent jusqu'à la fondation, il en résulte une augmentation des contraintes appliquées au sol de fondation. Mais la réduction de la surface d'assise se traduit par un meilleur drainage de ce contact. Les sous-pressions dangereuses pour la stabilité de l'ouvrage sont alors limitées.



Figure 1.3: Barrage d'Argentat.

1.3.3. Barrages-voûtes :

Les barrages-voûtes sont des barrages généralement en béton dont la forme courbe permet un report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée. L'utilisation de l'effet d'arc bien connu des constructeurs de cathédrales est plutôt récente dans le domaine des barrages (encore qu'on en trouve des applications dès le XIII^{ème} siècle en Iran ainsi que, sous une forme plus rustique, par les Romains).

La réalisation d'une voûte est certainement la façon d'utiliser au mieux les capacités du béton à supporter les efforts de compression, de diminuer le volume du matériau à mettre en œuvre. Les barrages-poids-voûtes sont des barrages -poids dont la forme nettement arquée rend possible la création d'un véritable effet voûte et donc un report des efforts sur les appuis latéraux.



Figure 1.4 : Barrage de luzège.

Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite sans pour autant avoir une qualité de rocher en fondation suffisante pour admettre des sollicitations ponctuelles fortes de type encastrement. Il s'agit en général de barrages construits dans la première moitié du XXème. Le parement amont est en général vertical de manière à simplifier les coffrages. Le parement aval est souvent incliné mais il peut se présenter sous forme de marches d'escalier superposées pour simplifier l'exécution.

Précédées par des voûtes d'une trentaine de mètres de haut dans les années 1920, les grandes voûtes minces ont fait leur apparition au milieu du XXème siècle. Grâce à des méthodes et des moyens de calculs plus puissants, les formes se sont allégées de manière à économiser de la matière et à faire travailler la structure au maximum de ses possibilités.

Les projeteurs ont poursuivi dans cette direction jusqu'à connaître les premiers déboires : fissuration de grandes voûtes trop minces eu égard à leur fondation rocheuse très rigide, rupture de la voûte de Malpasset pour des raisons autres, géologiques notamment. Ils sont alors revenus à des formes moins allégées mais garantissant des coefficients de sécurité plus confortables.

Les barrages-voûtes sont construits par plots indépendants. Ceux-ci sont clavés en fin de construction de manière à rendre la voûte monolithique et à solliciter lors de la mise en eau à la fois les arcs et les consoles que sont les plots de construction. La stabilité de ces barrages dépend essentiellement de la capacité (de résistance, de rigidité) de leur fondation à supporter des efforts concentrés au droit des appuis, efforts liés à l'encastrement de la structure, à la poussée des arcs, mais aussi, pour les voûtes minces, aux fortes sollicitations hydrauliques dues à la finesse de la structure.

La présence de culées peut toutefois permettre un report plus aisé des efforts sur les rives.

1.3.4. Barrages a contreforts :

Un barrage à contreforts comprend :

Une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts).

Une bouchure entre contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau. La bouchure peut être constituée :

- D'une dalle plane en béton.
- D'un élargissement du contrefort vers l'amont.



Figure 1.5 : Barrage de Grandval.

Le nombre de contreforts peut varier de quelques unités pour les plus grands d'entre eux (barrage de Grandval ou de Calacuccia), à plusieurs dizaines comme sur les barrages de la Girotte, de Roselend et sur les barrages de type Considère (Vezins ou Rophémel).

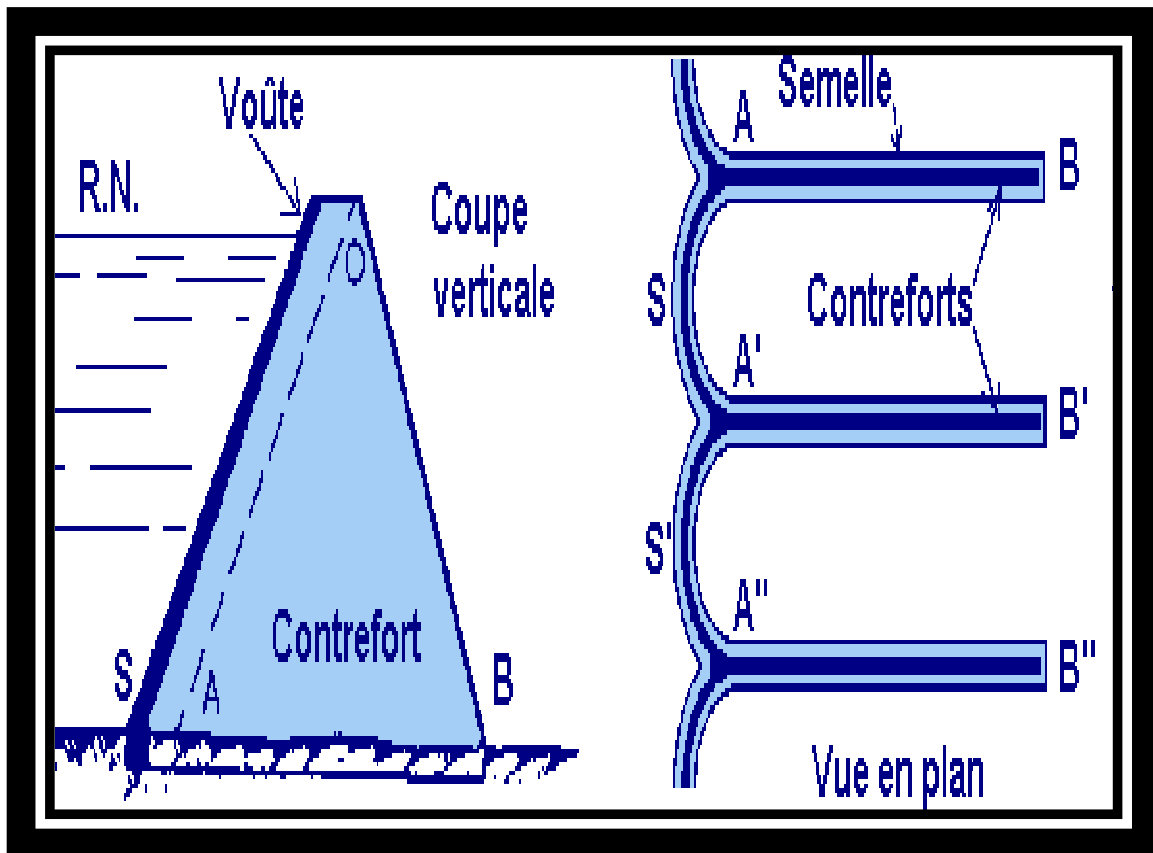


Figure 1.6 :Barrage à contrefort.

Pour ces derniers, l'audace des constructeurs est allée jusqu'à réduire l'épaisseur des voûtes à quelques dizaines de centimètres, nécessitant le recours au béton armé. Cette épaisseur augmente un peu en partie basse mais demeure réduite à l'approche de la fondation. Les parements amont sont en général fortement inclinés de manière à transmettre directement au pied des contreforts et donc à la fondation rocheuse une partie de la poussée de l'eau sur le parement amont.

1.4. Les exemples de grands barrages dans le monde :

- États-Unis : barrage Hoover (1931-1935).
- Égypte : barrages d'Assouan sur le Nil.
- République démocratique du Congo : barrages d'Inga sur le Congo.
- Paraguay : barrage d'Itaipu sur le Paraná, sur la frontière.
- Québec ; centrale Robert-Bourassa.
- Angola : barrage de Kapanda sur le Cuanza.
- Chine : barrage des Trois-Gorges.
- Suisse le barrage de la Grande-Dixence.
- Turquie : barrage Atatürk sur l'Euphrate.
- Québec : barrage Daniel-Johnson sur la Manicouagan.
- Venezuela : barrage de Guri.
- Chine : barrage de Jinping I (305 m), le plus haut du monde.

1.5. Classification des barrages:

1.5.1. Selon leur rôle:

1.5.1.1. Barrages de dérivation (déversoirs ou de rivières) :

Ce type de barrage est employé lorsqu'on a besoin de maintenir un niveau constant sur un tronçon d'une rivière pour garantir un fonctionnement satisfaisant d'une prise d'eau ou rendre régulier son profil, afin de faciliter la navigation.

Ils ont, en général des hauteurs réduites par rapport à leur longueur en crête.

1.5.1.2. Barrages réservoirs:

Ils sont des ouvrages qui agissent sur les débits des cours d'eau en créant des réserves utilisables selon les besoins en eau.

Ils sont souvent plus hauts que leur longueur en crête.

1.5.2. Selon leur type de construction :

1.5.2.1. Barrages rigides (en béton) :

On les considère, comme étant rigides car ils ont un degré de déformation très limité. Et on trouve dans cette catégorie les types suivants :

- Barrage poids ou gravité.
- Barrage voute.
- Barrage à contre forts et évidé.
- Barrages à voutes multiples.

1.5.2.2. Barrages souples (en matériaux locaux):

Ces barrages peuvent suivre sans problème les mouvements de leurs fondations sans subir de dégâts importants, on peut avoir les types suivants :

- Barrage en terre hétérogène.
- Barrage en enrochement.
- Barrage mixte, terre/ enrochement.

1.6. Classification des barrages:

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

La classification des barrages est faite en fonction des critères suivants

1.6.1. Les matériaux de construction:

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

1.6.2. La façon à résister à la poussée de l'eau :

- **Barrages à stabilité de forme (barrages voutes)** : Sa forme arquée horizontalement et verticalement, permet de reporter la poussée de l'eau sur les flancs de la vallée. Il doit donc s'appuyer sur une fondation rocheuse résistante.
- **Barrage à stabilité de poids (barrages poids)** : Un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau.

1.7. Avantages et particularités en béton :

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

1.7.1. Barrages poids :

a) Avantage :

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

b) Particularities:

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

1.7.2. Barrages à contrefort:

a) Avantage:

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

b) Inconvenient:

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

1.7.3. Barrages voûtes :

a) **Avantage:**

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

b) **Inconvénient:**

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

1.8. Conclusion:

Les barrages présentent de nombreux avantages. c'est l'un des projets hydrauliques les plus importants en cours de construction pour contrôler les eaux de surface de chaque pays avec divers objectifs holistiques tels que l'utilisation de l'eau potable, la production d'énergie électrique, l'agriculture et des fins auxiliaires telles que la pêche et le tourisme fluvial.

CHAPITRE 02
INTERACTION SOL-
STRUCTURE

2-1- 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.

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. L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encastree 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. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative.

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. 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.

2.2. 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 2.1**.

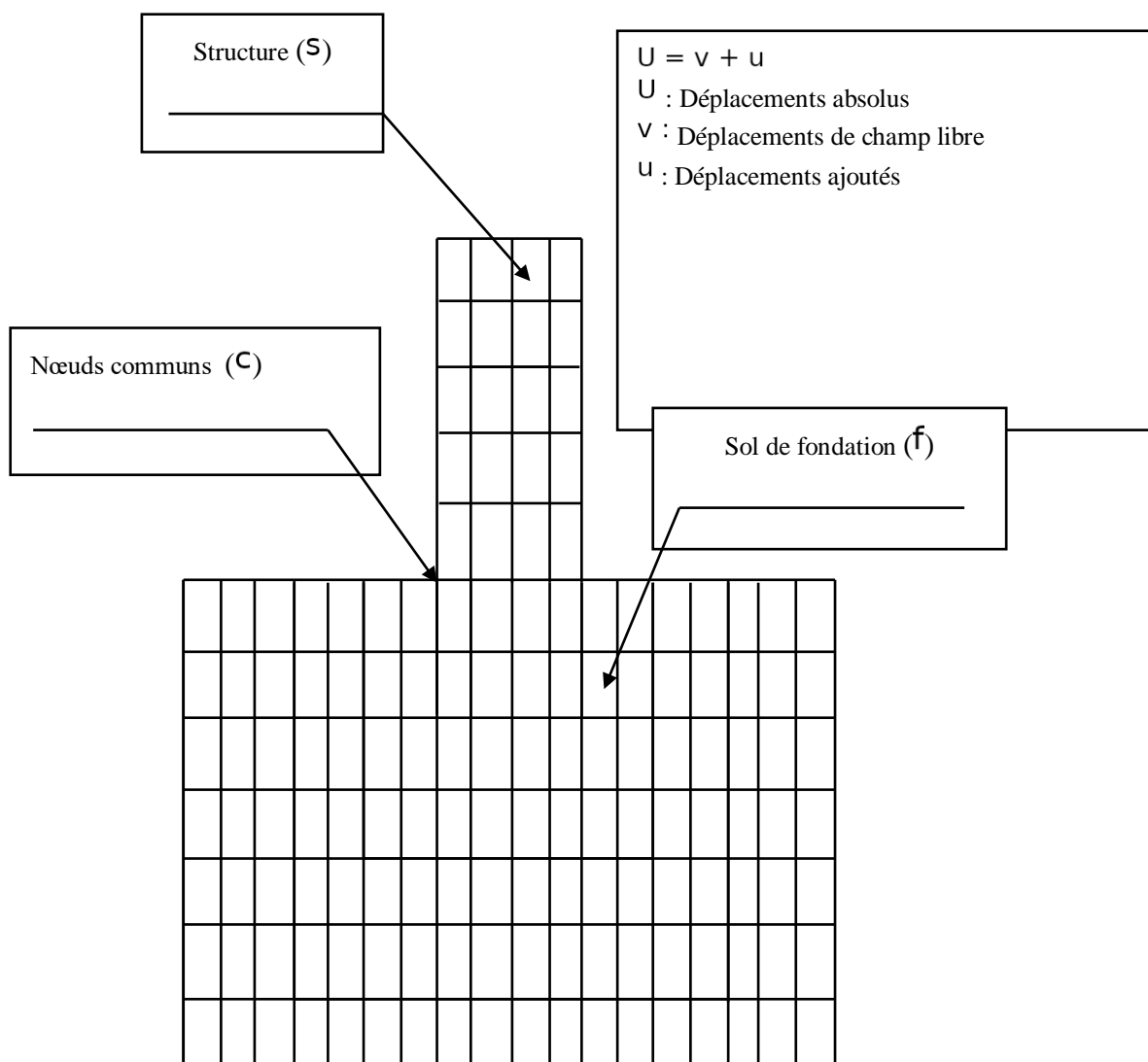


Figure 2.1 : Modèle d'interaction sol-structure

Considérons que le modèle d'ISS est divisé en trois ensembles de points nodaux . 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 \mathbf{U} , par l'équation suivante :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{M}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_{cs} & \mathbf{M}_{cc} & \mathbf{M}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{fc} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_s \\ \ddot{\mathbf{U}}_c \\ \ddot{\mathbf{U}}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss} & \mathbf{C}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_{cs} & \mathbf{C}_{cc} & \mathbf{C}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{fc} & \mathbf{C}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}}_s \\ \dot{\mathbf{U}}_c \\ \dot{\mathbf{U}}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{cs} & \mathbf{K}_{cc} & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_s \\ \mathbf{U}_c \\ \mathbf{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

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 :

$$\mathbf{M}_{cc} = \mathbf{M}_{cc}^{(s)} + \mathbf{M}_{cc}^{(f)} \quad \mathbf{C}_{cc} = \mathbf{C}_{cc}^{(s)} + \mathbf{C}_{cc}^{(f)} \quad \mathbf{K}_{cc} = \mathbf{K}_{cc}^{(s)} + \mathbf{K}_{cc}^{(f)} \quad (2.2)$$

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 \mathbf{v} . Par un changement simple de variables, il est maintenant possible d'exprimer les déplacements absolus \mathbf{U} en termes de déplacements \mathbf{u} relatifs aux déplacements en champ libre \mathbf{v} .

$$\begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_s \\ \ddot{\mathbf{U}}_c \\ \ddot{\mathbf{U}}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_s \\ \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \ddot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_s \\ \ddot{\mathbf{u}}_c \\ \ddot{\mathbf{u}}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}}_s \\ \dot{\mathbf{U}}_c \\ \dot{\mathbf{U}}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{v}}_s \\ \dot{\mathbf{v}}_c \\ \dot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_s \\ \dot{\mathbf{u}}_c \\ \dot{\mathbf{u}}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_s \\ \mathbf{U}_c \\ \mathbf{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{v}_s \\ \mathbf{v}_c \\ \mathbf{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s \\ \mathbf{u}_c \\ \mathbf{u}_f \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

L'équation (2.1) peut maintenant être écrite comme suit :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{M}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_{cs} & \mathbf{M}_{cc} & \mathbf{M}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{fc} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_s \\ \ddot{\mathbf{u}}_c \\ \ddot{\mathbf{u}}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss} & \mathbf{C}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_{cs} & \mathbf{C}_{cc} & \mathbf{C}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{fc} & \mathbf{C}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_s \\ \dot{\mathbf{u}}_c \\ \dot{\mathbf{u}}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{cs} & \mathbf{K}_{cc} & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s \\ \mathbf{u}_c \\ \mathbf{u}_f \end{Bmatrix} = \\ - \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{M}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_{cs} & \mathbf{M}_{cc} & \mathbf{M}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{fc} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_s \\ \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \ddot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss} & \mathbf{C}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_{cs} & \mathbf{C}_{cc} & \mathbf{C}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{fc} & \mathbf{C}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{v}}_s \\ \dot{\mathbf{v}}_c \\ \dot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{cs} & \mathbf{K}_{cc} & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{v}_s \\ \mathbf{v}_c \\ \mathbf{v}_f \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

Si le déplacement en champ libre \mathbf{v}_c est constant sur la base de la structure, le terme \mathbf{v}_s est le mouvement de corps rigide de la structure. Par conséquent, l'équation (2.4) peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sc} \\ \mathbf{K}_{cs} & \mathbf{K}_{cc}^{(s)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{v}_s \\ \mathbf{v}_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.5)$$

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

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{cc}^{(f)} & \mathbf{M}_{cf} \\ \mathbf{M}_{fc} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \ddot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{cc}^{(f)} & \mathbf{C}_{cf} \\ \mathbf{C}_{fc} & \mathbf{C}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{v}}_c \\ \dot{\mathbf{v}}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{cc}^{(f)} & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{v}_c \\ \mathbf{v}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (2.4) peut être écrit :

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{M}_{sc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_{cs} & \mathbf{M}_{cc}^{(s)} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_s \\ \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.7)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (2.4) 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 :

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} = -[\mathbf{m}_x]\ddot{v}_x(t) - [\mathbf{m}_y]\ddot{v}_y(t) - [\mathbf{m}_z]\ddot{v}_z(t) \quad (2.8)$$

Où $[\mathbf{M}]$, $[\mathbf{C}]$ et $[\mathbf{K}]$ sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement, du modèle sol-structure. Les déplacements relatifs ajoutés, $\{\mathbf{u}\}$ 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, $[\mathbf{m}_i]$, sont des masses de direction pour la structure seulement.

2.3. 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.

2.4. 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.

2.4.1. 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. 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 :

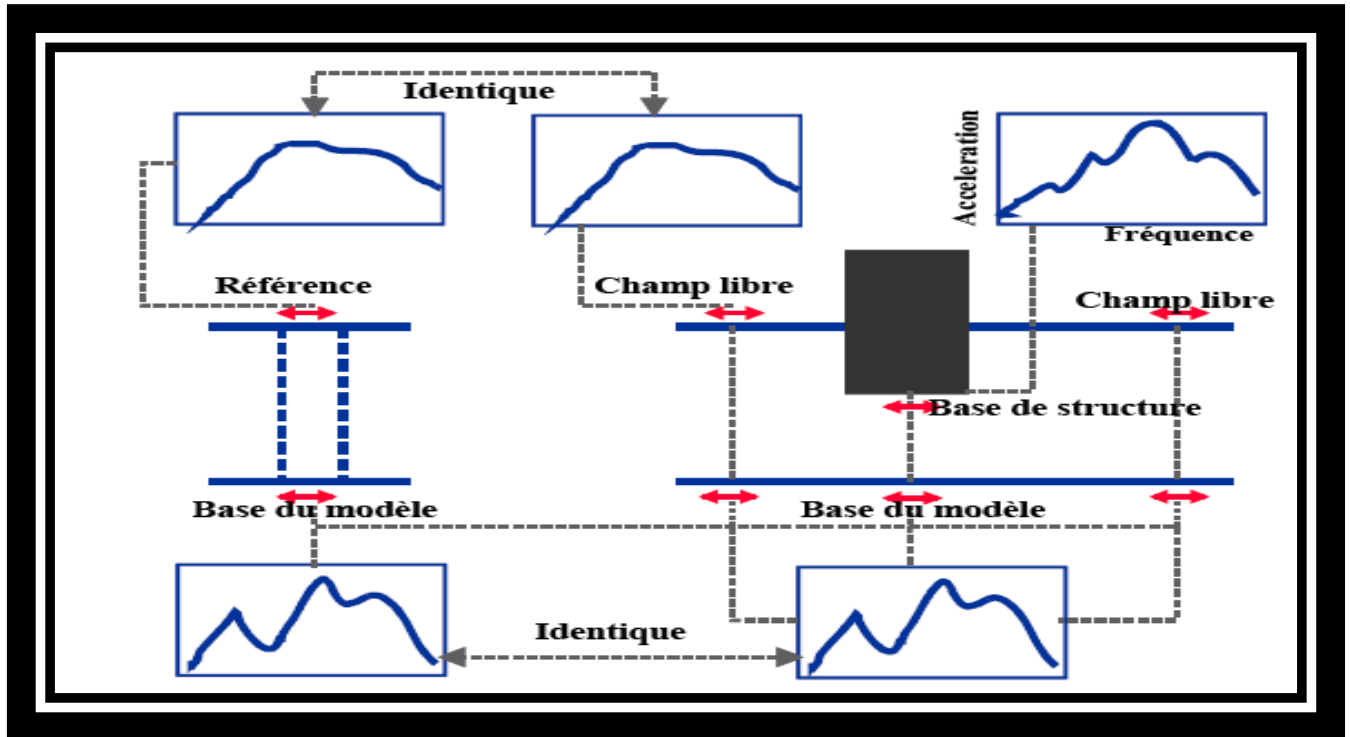
$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{U}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{U}\} = \{\mathbf{Q}\} \quad (2.9)$$

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

Si les accélérations sismiques $\ddot{\mathbf{u}}_g(\mathbf{t})$ sont connues en profondeur alors le vecteur $\{\mathbf{Q}\}$ est tout simplement le produit de la masse totale par le vecteur des accélérations sismiques ramenées aux nœuds du modèle, \mathbf{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.

$$\{\mathbf{Q}\} = -[\mathbf{M}] \mathbf{I} \ddot{\mathbf{u}}_g(\mathbf{t}) \quad (2.10)$$

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.



Modèle champ libre

Modèle sol-structure

Figure 2.2 : 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.

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 facile 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. 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.

2.4.2. 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 . 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.

2.4.2.1. Méthode de frontière :

Cette méthode a été développée par Chopra-Gutierrez, Gutierrez, Kausel et al. Le modèle global sol-structure est devisé en deux sous-modèles représentant la structure et le sol **figure 2.3**, 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 2.3**, les différentes équations d'équilibre s'écrivent :

- structure :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_s \\ \ddot{\mathbf{U}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sb} \\ \mathbf{K}_{bs} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_s \\ \mathbf{U}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{P}_b \end{Bmatrix} \quad (2.11)$$

- sol :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_f & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_f \\ \ddot{\mathbf{U}}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ff} & \mathbf{K}_{fa} \\ \mathbf{K}_{af} & \mathbf{K}_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_f \\ \mathbf{U}_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\mathbf{P}_b \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.12)$$

Dans les équations précédentes $[\mathbf{M}]$, $[\mathbf{K}]$ ont les significations usuelles des matrices de masse et de raideur et $\{\mathbf{U}\}$ 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.

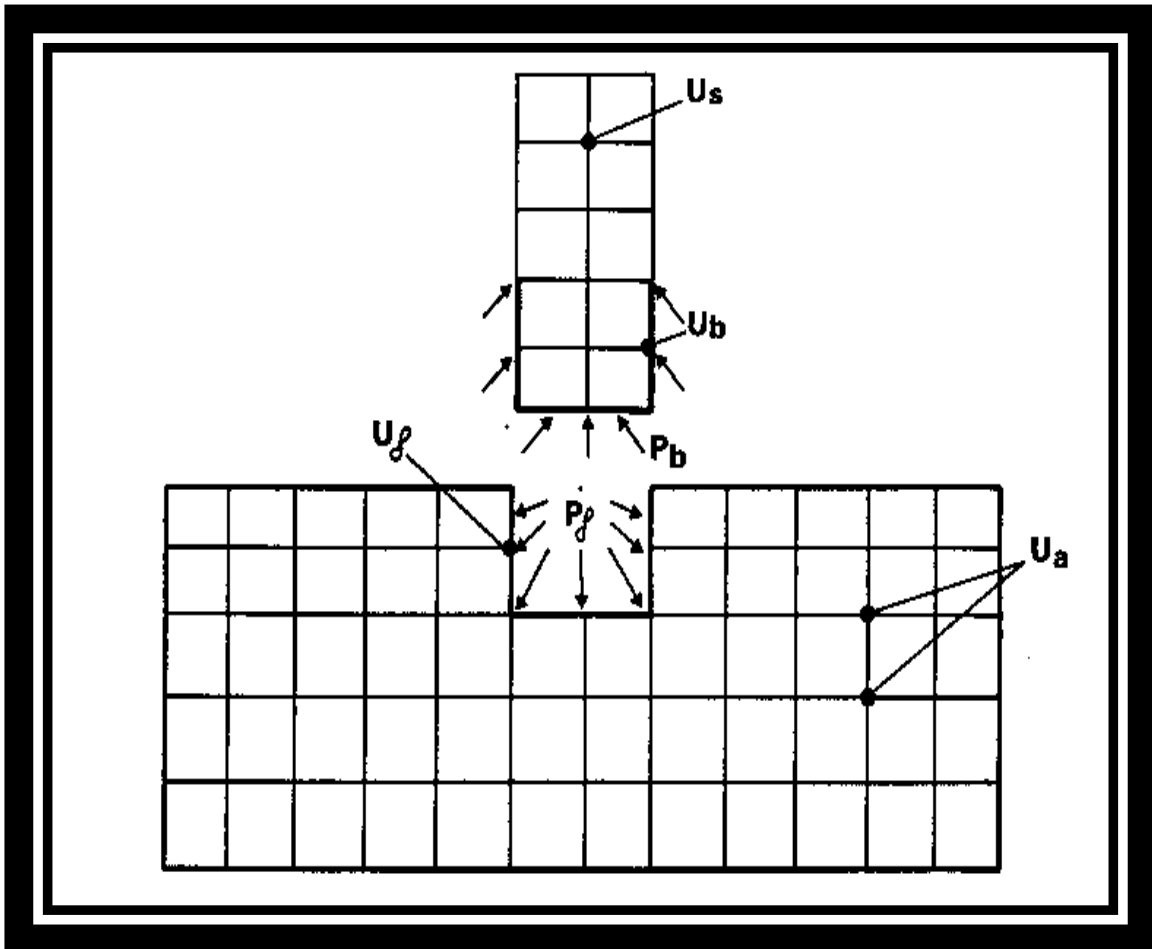


Figure 2.3 : Méthode de sous-structures : méthode de frontière

L'analogie de l'équation (2.12) s'écrit en l'absence de structure :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_f & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_f^* \\ \ddot{\mathbf{U}}_a^* \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ff} & \mathbf{K}_{af} \\ \mathbf{K}_{af} & \mathbf{K}_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_f^* \\ \mathbf{U}_a^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.13)$$

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

Par soustraction des équations (2.12) et (2.13), et en désignant par $\{\mathbf{U}^i\} = \{\mathbf{U}\} - \{\mathbf{U}^*\}$ les déplacements d'interaction, on obtient :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_f & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_f^i \\ \ddot{\mathbf{U}}_a^i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ff} & \mathbf{K}_{af} \\ \mathbf{K}_{af} & \mathbf{K}_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_f^i \\ \mathbf{U}_a^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\mathbf{P}_b \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.14)$$

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 intégre-différentielle. Le domaine fréquence conduit à une formulation plus simple.

L'équation (2.14) s'écrit alors en désignant avec le symbole $\tilde{\cdot}$ les transformées de Fourier $\mathbf{U} = \sum \mathbf{U}(\omega) e^{i\omega t}$:

$$[-\omega^2 [\mathbf{M}] + [\mathbf{K}]] \{\tilde{\mathbf{U}}^i\} = \{-\tilde{\mathbf{P}}\} \quad (2.15)$$

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

$$[\mathbf{S}_f(\omega)] \{\tilde{\mathbf{U}}_f^i(\omega)\} = \{-\tilde{\mathbf{P}}_b(\omega)\} \quad (2.16)$$

La matrice $[\mathbf{S}_f]$ est la matrice d'impédance du sol.

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

$$\{\tilde{\mathbf{U}}_f\} = \{\tilde{\mathbf{U}}_b\} \quad (2.17)$$

et de la relation :

$$\{\tilde{\mathbf{U}}_f^i\} = \{\tilde{\mathbf{U}}_f\} - \{\tilde{\mathbf{U}}_f^*\} \quad (2.18)$$

La substitution de l'équation (2.16) dans l'équation (2.11) conduit à :

$$\left[-\omega^2 \begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sb} \\ \mathbf{K}_{bs} & \mathbf{K}_{bb} + \mathbf{S}_f \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \tilde{\mathbf{U}}_s \\ \tilde{\mathbf{U}}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{S}_f \tilde{\mathbf{U}}_f^* \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

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 avec le sol.

2.4.2.2. 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, comme cela apparaît par la division en sous-structures définie sur **la figure 2.4**.

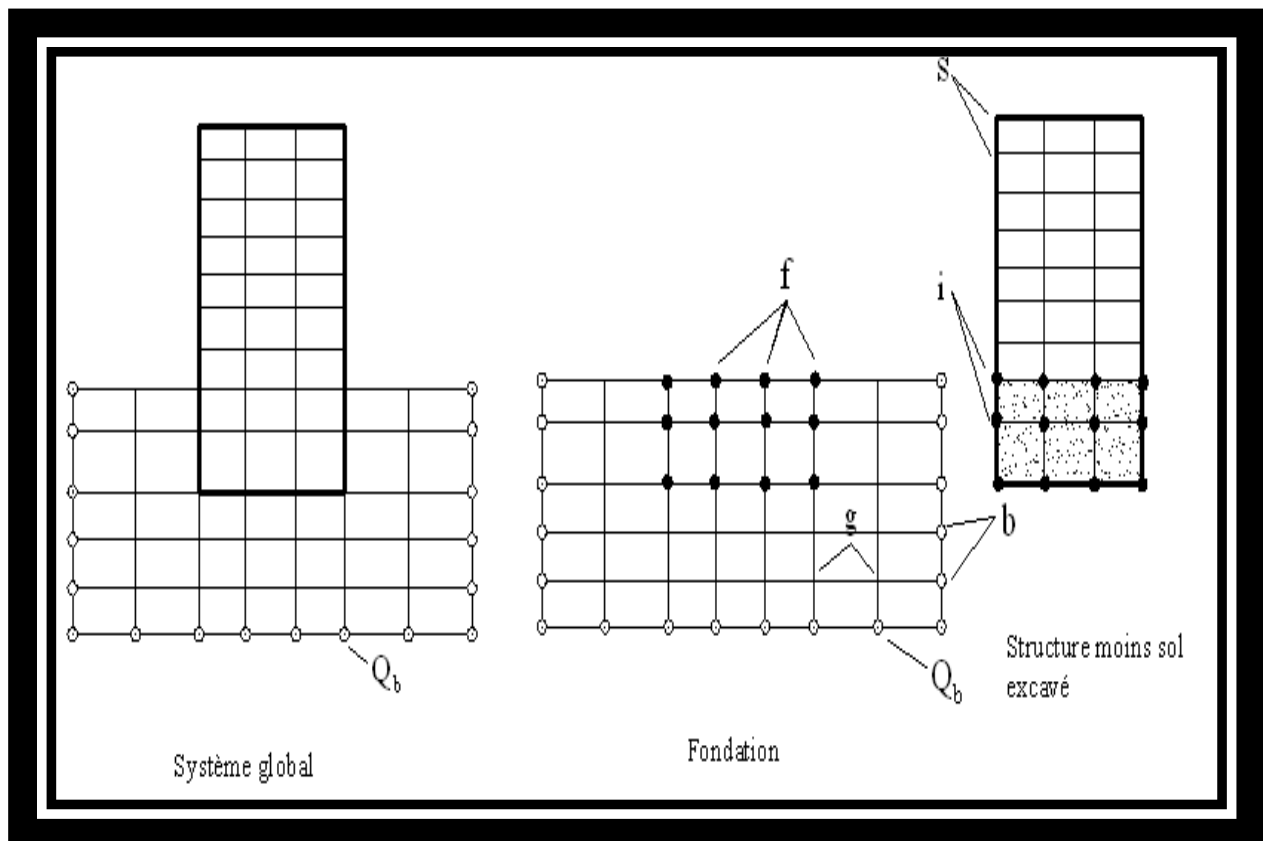


Figure 2.4 : Méthode de sous-structures : méthode de volume

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 :

$$[A] = [K] - \omega^2 [M] \quad (2.20)$$

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 :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ \mathbf{0} \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (2.21)$$

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

- **structure (moins sol excavé) :**

$$\begin{bmatrix} \mathbf{a}_{ss} & \mathbf{a}_{si} \\ \mathbf{a}_{is} & \mathbf{a}_{ii} - \mathbf{a}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_s \\ \mathbf{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{Q}_f \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

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

$$\begin{bmatrix} \mathbf{a}_{ff} & \mathbf{a}_{fg} & \mathbf{a}_{fb} \\ \mathbf{a}_{gf} & \mathbf{a}_{gg} & \mathbf{a}_{gb} \\ \mathbf{a}_{bf} & \mathbf{a}_{bg} & \mathbf{a}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_f^* \\ \mathbf{U}_g^* \\ \mathbf{U}_b^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{Q}_b \end{Bmatrix} \quad (2.23)$$

Par soustraction des équations (2.23) et (2.21), et par condensation aux f degrés de liberté, on obtient de façon analogue à l'équation (2.16) :

$$\{\mathbf{Q}_f\} = [\mathbf{X}_f] \{ \{\mathbf{U}_f\} - \{\mathbf{U}_f^*\} \} \quad (2.24)$$

L'équation du mouvement de la structure s'obtient par substitution dans l'équation (2.22) :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{a}_{ss} & \mathbf{a}_{si} \\ \mathbf{a}_{is} & \mathbf{a}_{ii} - \mathbf{a}_{ff} + \mathbf{X}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_s \\ \mathbf{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{X}_f \mathbf{U}_f^* \end{Bmatrix} \quad (2.25)$$

$[\mathbf{X}_f]$: 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 $[\mathbf{X}_f]$. 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.
- 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 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.

2.4.3. 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 (2.16).

Pour s'affranchir de cette étape, Gupta et al. ont développé une méthode hybride qui, dans son principe, consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain **figure 2.5**. 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.

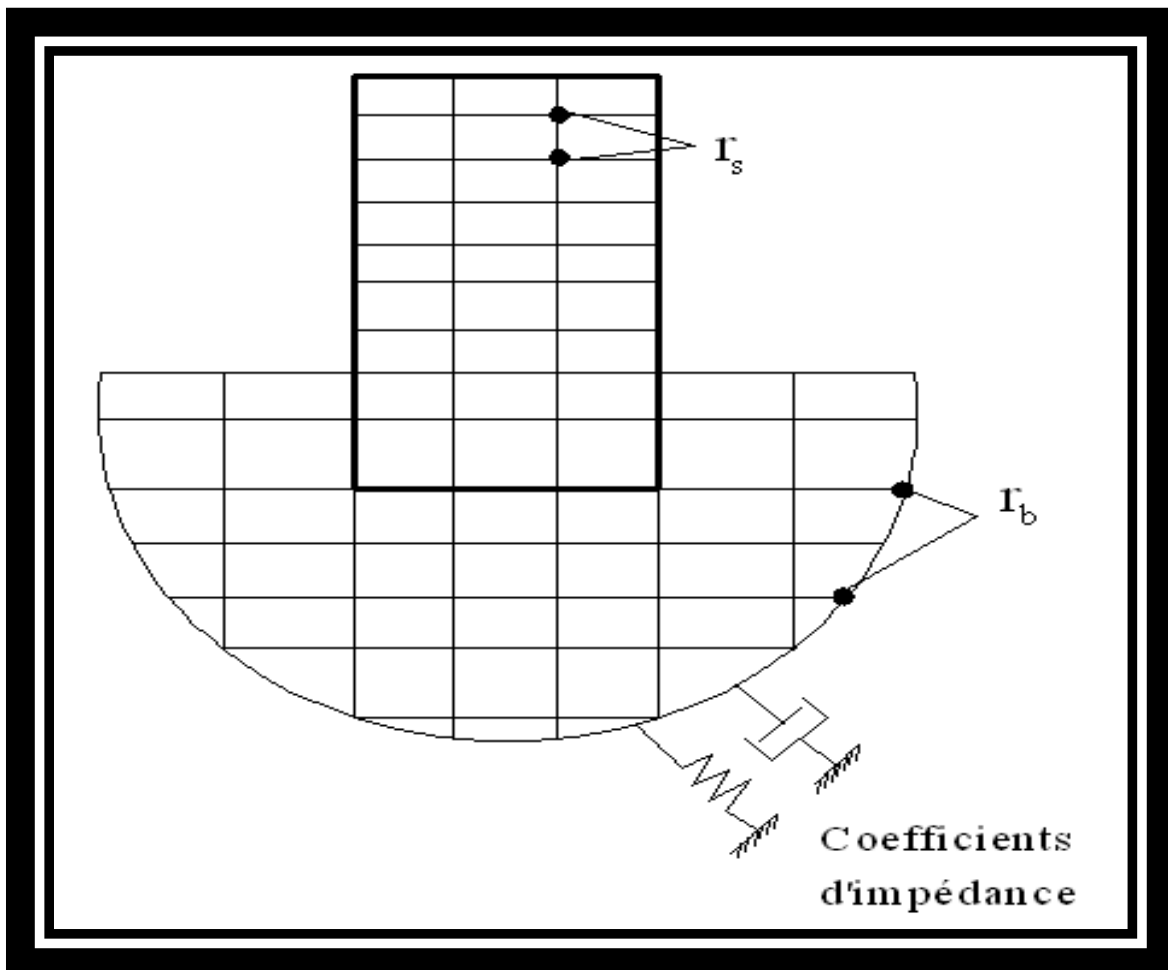


Figure 2.5 : Méthode Hybride

2.5. 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.

La plupart des ouvrages de génie civil comprennent certains types d'éléments structuraux en contact direct avec le sol .Lorsque des forces externes, telles que des tremblements de terre , agissent sur ces systèmes , ni les déplacements structurels ni les déplacement du sol ne sont indépendants les uns des autre .le processus par lequel la réponse du sol affect le mouvement de la structure et le mouvement de la structure affecte la réponse du sol est appelé. (SSI) Interaction structure-sol.

CHAPITRE03

*Etude du système
barrage-fondation par
la méthode des élément
finis*

3.1. Introduction :

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

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

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques ou leur inexistence, l'ingénieur a recours aux méthodes qui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. La méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques, vu son grand champ d'application.

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

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

3.2. État de contraintes-déformations:

3.2.1. État de contraintes-déformations dans le cas élastique:

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

$$\sigma_{ij} = E \cdot \varepsilon_{ij} \quad (3.1)$$

Les problèmes d'élasticité plane peuvent être divisés en deux groupes distincts, les problèmes de contraintes planes et les problèmes de déformations planes. Dans le premier cas, la structure a une petite épaisseur par rapport à ses autres dimensions et, les contraintes normales au plan sont négligées, tandis que dans le deuxième cas la structure à une dimension très grande par rapport à ses autres dimensions et la déformation normale au plan de la charge est nulle (le cas des barrages en terre **figure 3.1**).

3.2.1.1. Relation contrainte-déformation :

$$\sigma_{ij} = D \cdot \varepsilon_{ij} \quad (3.2)$$

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

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

E et ν matériau. sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du V

Et :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{ii} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ji} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} \quad (3.3)$$

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

La **figure 3.2** représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

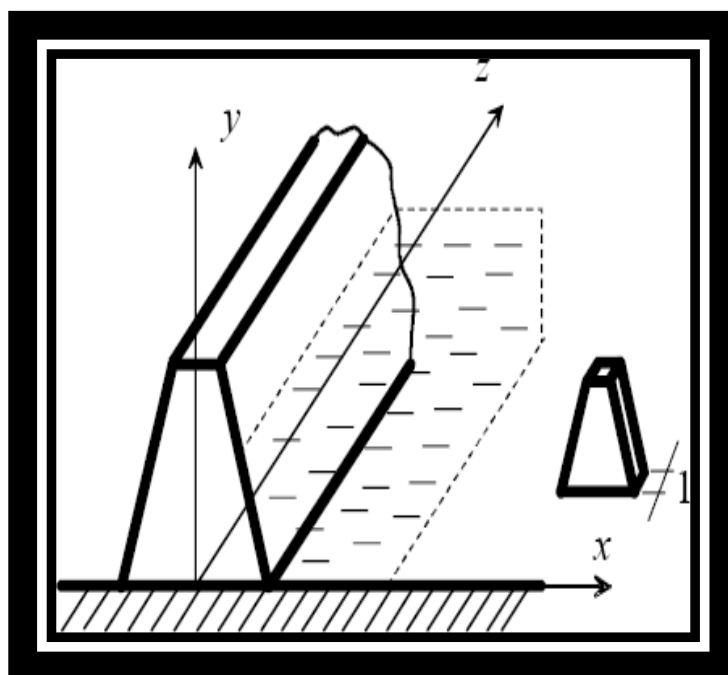


Figure 3.1 : Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en béton)

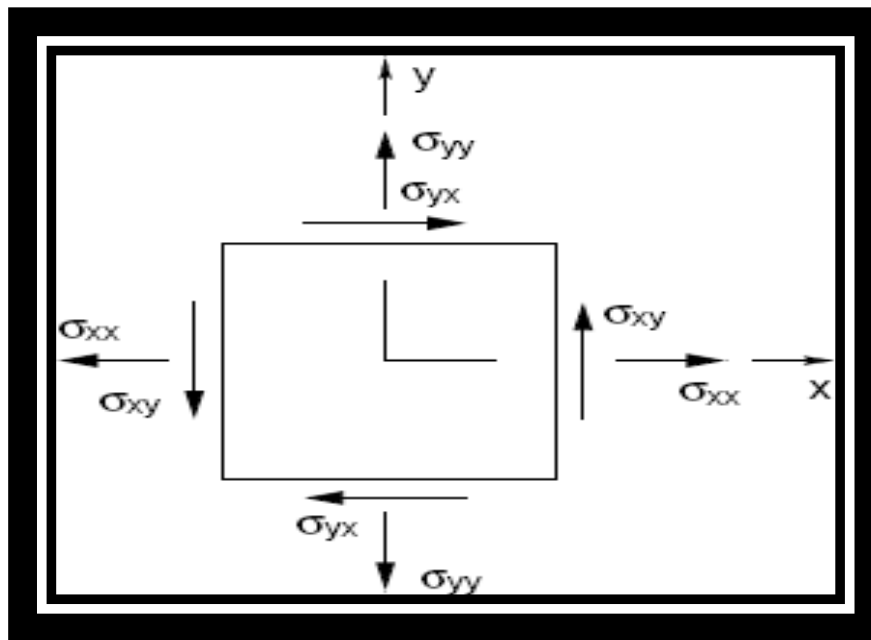


Figure 3.2: Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

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

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} \quad (3.4)$$

$$\tau_{max} = \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{ii} & \frac{1}{2} \gamma_{ij} \\ \frac{1}{2} \gamma_{ji} & \varepsilon_{jj} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

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

3.2.1.2. La relation déformations- déplacements:

$$\varepsilon_{ij} = S \cdot U_{ij} \quad (3.7)$$

Avec :

$$U_{ij} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \text{ et } S = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

3.2.2. État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique:

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

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (3.9)$$

Pour un comportement élastique on a :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl}^e \quad (3.10)$$

Le déchargement est toujours élastique linéaire : $d\sigma_{ij} = D_{ijkl} \cdot d\varepsilon_{kl}^e$ Et le chargement, est défini

Le déchargement est toujours élastique linéaire : $d\sigma_{ij} = \bar{D}_{ijkl} \cdot d\varepsilon_{kl}^e$ figure 3.3 .

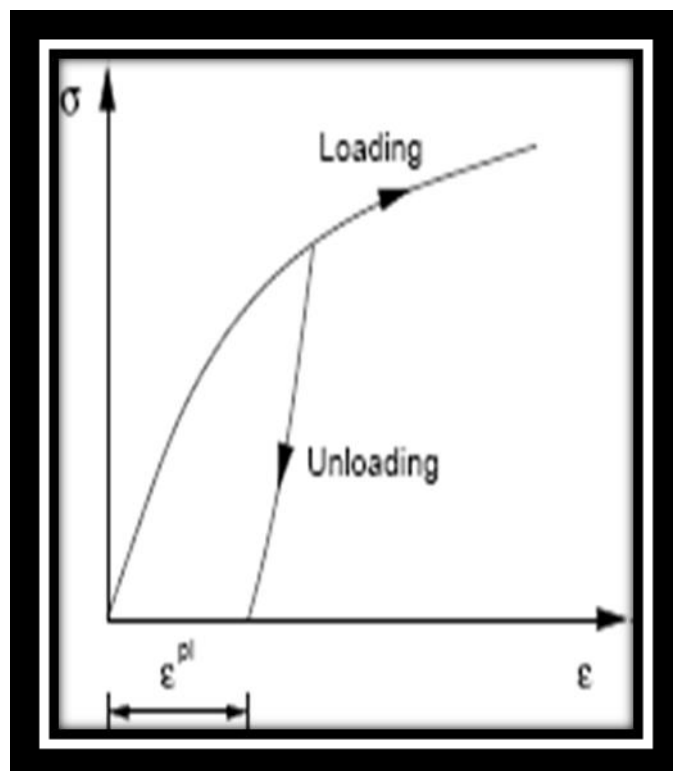


Figure 3.3 : Comportement plastique uniaxial.

Les déformations plastiques sont défini par :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda_p \frac{\sigma_f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.11)$$

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

La loi de comportement est donnée par :

$$\{d\sigma_{ij}\} = [\bar{D}]\{d\varepsilon\} \quad (3.12)$$

OU :

$$[\bar{D}] = [D] - \frac{[D]\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^t [D]}{\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^t [D]\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\} + H} \quad (3.13)$$

Avec : H module d'écrouissage.

Alors la matrice de rigidité tangente prend la forme :

$$[\bar{K}_e] = \int_{V_e} [B]^t [C] [B] dv \quad (3.14)$$

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

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

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

$[C_t] = [\bar{C}] \Rightarrow$ Décharge élastique.

3.3. Application de la méthode des éléments finis:

3.3.1. Modélisation :

3.3.1.1. Modélisation du système barrage-fluide-fondation :

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

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

- **Barrage :**

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

- **Fondation :**

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

- **Fluide :**

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

3.3.1.2. Choix de type d'élément :

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

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

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

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

3.3.1.3. Conditions aux frontières:

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

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

3.3.2. Analyse dynamique :

3.3.2.1. Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis :

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

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

$$W = \int_{\Omega} \delta U_i (\sigma_{ijj} + f_i - \rho \gamma_i) d\Omega \quad (3.15)$$

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

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^t \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \vec{n} d\Gamma + \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega - \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega \quad (3.16)$$

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

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

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

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

Dans le cas du barrage l'expression devient :

$$W = - \int_{\Omega_s} \delta \varepsilon^t \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma_{\text{tam}}} \delta U \cdot (-P) \cdot \vec{n} d\Gamma + \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot r \cdot \ddot{u}_g \cdot d\Omega - \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (3.17)$$

Tel que:

\ddot{u}_g : Accélération sismique.

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

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

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

$$K_e = \int_{\Omega} [B]^T \cdot [D] \cdot [B] d\Omega_e \quad (3.18)$$

- ❖ **Matrice masse :**

$$M = \int_{\Omega_e} N^T \rho N d\Omega_e \quad (3.19)$$

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

L'expression explicite est :

$$M_{JJ} = I \int_{\Omega_e} \rho N_J d\Omega_e \quad (\text{Pour le cas de masse concentrée}). \quad (3.20)$$

I : matrice identité.

- ❖ **Vecteur chargement sismique:**

$$F_I = M \cdot I \cdot \ddot{u}_g \quad (3.21)$$

3.3.2.2. Caractéristiques dynamique du système :

- **Matrice de raideurs :**

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

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

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

$$K_b = \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bi} & \mathbf{0} \\ K_{ib} & K_{ii} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (3.22) \quad , \quad K_f = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & K_{ii} & K_{if} \\ \mathbf{0} & K_{fi} & K_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

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

b : Indice des nœuds de barrage.

f : Indice des nœuds de la fondation.

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

$$K = \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bi} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ K_{ib} & K_{ii} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & K_{ii} & K_{if} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & K_{fi} & K_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

- **Matrice masse :**

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

$$[M_b] = \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bi} & \mathbf{0} \\ M_{ib} & M_{ii} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (3.25) \quad , \quad [M_f] = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & M_{ii} & M_{if} \\ \mathbf{0} & M_{fi} & M_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

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

$$[M] = [M_b] + [M_f] = \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bi} & 0 & 0 \\ M_{ib} & M_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_{ii} & M_{if} \\ 0 & 0 & M_{fi} & M_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

- **Matrice d'amortissement :**

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

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

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

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

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (3.28)$$

α_R, β_R : Sont des coefficients satisfaisants la condition d'orthogonalité de C dans la base modale. Ils peuvent être déterminés à partir de l'analyse modale de la structure en prenant deux pulsations propres de deux modes distincts.

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{w_1 + w_n} \cdot \begin{Bmatrix} w_1 \cdot w_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (3.29)$$

Avec :

w_1 : propre du premier mode.

w_n : Pulsation propre d'un mode supérieur.

ξ : Taux d'amortissement critique.

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

- **Barrage :**

$$[C_b] = \alpha_{Rb} [M_b] + \beta_{Rb} [k_b] \quad (3.30)$$

$$[C_b] = \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bi} & 0 \\ C_{ib} & C_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

• **Fondation :**

$$[C_f] = \alpha_{Rf}[M_f] + \beta_{Rf}[k_f] \quad (3.32)$$

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{ii} & C_{if} \\ 0 & C_{fi} & C_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

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

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bi} & 0 & 0 \\ C_{ib} & C_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C_{ii} & C_{if} \\ 0 & 0 & C_{fi} & C_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.34)$$

3.3.2.3 Résolution de problème :

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

3.3.2.3.1. Méthodes d'intégration directe :

Dans ces méthodes, on discrétise le temps en certain nombre de pas (ou intervalles) de taille Δt . On pose une interpolation à l'intérieur de chaque intervalle, ce qui limite la résolution de l'équation du mouvement (initialement continu) à la fin de chaque pas de temps.

Deux grandes familles sont bien connues :

- **Méthodes explicites** : différences finies centrées.
- **Méthodes implicites** : Newmark, Wilson- θ , Park.

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

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

3.3.2.3.2. Le cas linéaire :

3.3.2.3.2.1. Méthode de différences finies centrées :

- Conditions initiales :

$$1. \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m} \quad (3.35)$$

$$2. u_{-1} = u_0 - \Delta t \dot{u}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0 \quad (3.36)$$

$$3. \widetilde{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad (3.37)$$

$$4. a = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \quad (3.38)$$

$$5. b = k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \quad (3.39)$$

- Pour le temps à l'étape i, calculer :

$$1. \widetilde{p}_i = p_i - au_{i-1} - bu_i \quad (3.40)$$

$$2. u_{i+1} = \frac{\widetilde{p}_i}{\widetilde{k}} \quad (3.41)$$

$$3. \dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} \quad ; \quad \ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{2(\Delta t)^2} \quad (3.42)$$

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

3.3.2.3.2.2. Méthode de Newmark :

Dans la méthode de Newmark on a deux cas spéciaux :

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

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

- Conditions initiales :

$$1. \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m} \quad (3.43)$$

2. Choisir Δt

$$3. \widetilde{k} = k + \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta\Delta t} \quad (3.44)$$

$$4. a = \frac{m}{\beta \Delta t} - \frac{\gamma}{\beta} c \quad (3.45)$$

$$5. b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad (3.46)$$

- Pour le temps à l'étape i , calculer :

$$1. \widetilde{\Delta p}_i = \Delta p_i - a u_{i-1} - b u_i \quad (3.47)$$

$$2. \Delta u_i = \frac{\widetilde{\Delta p}_i}{\widetilde{k}} \quad (3.48)$$

$$3. \Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i \quad (3.49)$$

$$4. \Delta \ddot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta (\Delta t)^2} \Delta u_i + \frac{\gamma}{\beta} \ddot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \dddot{u}_i \quad (3.50)$$

$$5. u_{i+1} = u_i + \Delta u_i ; \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i ; \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (3.51)$$

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

Remarque :

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

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

2) La méthode de Newmark est stable si :

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi \sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}}$$

Si l'excitation est une accélération de sol remplacer par. Le Calcul de déplacement Vitesse et accélération donne la valeur de la réponse de sol.

3.3.2.3.3. Le cas non linéaire :

La non linéarité du phénomène rend impossible la description d'une relation directe entre l'état final des contraintes et celui des déformations. La résolution des problèmes élastoplastiques nécessite une analyse incrémentale puisque l'état de la structure dépend de l'histoire du chargement et de l'état initial de la structure. À fin de pouvoir suivre la trajectoire du chargement, la force interne totale $\{F\}$ est subdivisée en un certain nombre

d'incrément $\{\Delta F\}$, suffisamment petits pour assurer la convergence. Toutefois, ces incréments ne garantissent pas le suivi du comportement réel, car il existe un cumul d'erreur au cours des incréments successifs. La matrice de rigidité tangente conduit à la linéarisation du comportement à l'intérieur de chaque incrément, cette linéarisation par morceaux s'écarte

progressivement de la courbe du comportement réel **figure 3.4**. Il est donc indispensable d'introduire des procédures itératives garantissant l'équilibre des forces internes et externes à la fin de chaque incrément.

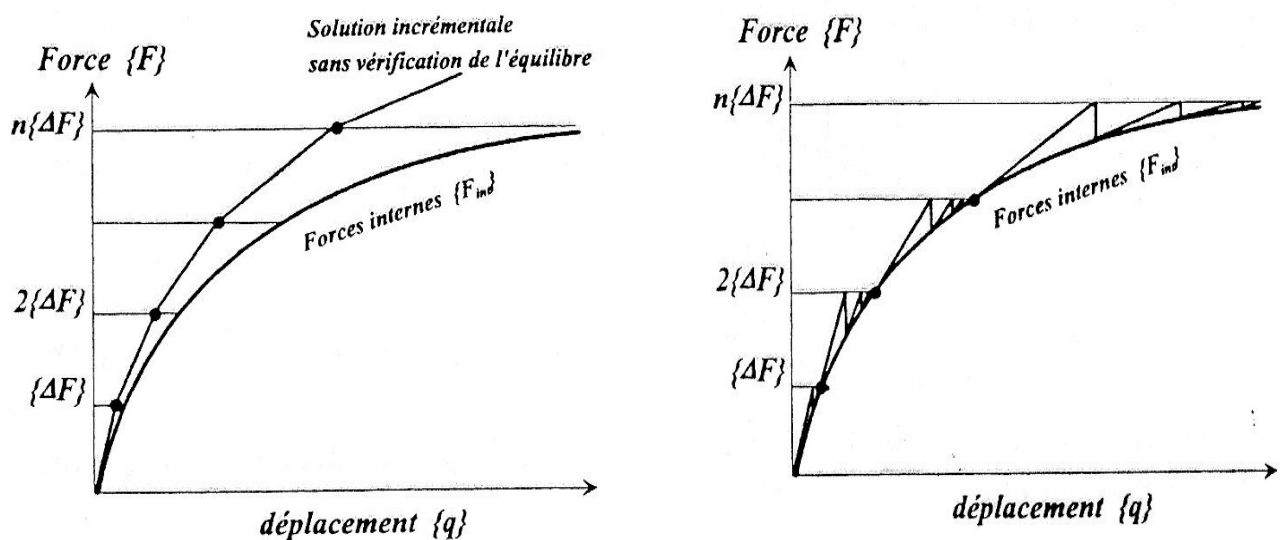


Figure 3.4 : Schéma de résolution sans et avec itération d'équilibre.

3.3.4. Conclusion :

Dans le troisième chapitre, nous avons discuté de l'Étude du système barrage-fondation par la méthode des éléments finis au début, nous savions la méthode des éléments finis tel qu'une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Et alors état de contraintes-déformations qui se divise en deux État de contraintes déformations dans le cas élastique et La relation déformations déplacements et état de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique et puis nous avons mentionné les applications de la méthode des éléments finis qui se divise en modélisation et modélisation du système barrage-fluide-fondation et choix de type d'élément et conditions aux frontières et nous avons parlé aussi du l'analyse dynamique et la formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis et nous Avon motionné Caractéristiques des éléments et nous avons parlé du Matrice de raideurs et Matrice masse et Matrice d'amortissement et enfin, nous concluons ce chapitre par Méthode de différences finies centrées.

CHAPITRE 04
APPLICATION
NUMERIQUE

4.1. Introduction :

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

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

Avec l'avènement de la micro informatique et la mise au point des méthodes numériques performantes, un développement considérable a été enregistré dans le domaine de l'analyse dynamique dans le cas élastique linéaire, mais dans le domaine non linéaire les recherches sont toujours en cour pour mettre en place des outils et des modèles permettant à l'ingénieur de mieux décrire le comportement sismique et prendre les solutions qui s'imposent.

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

4.2. Présentation de l'ouvrage :

Le barrage de Oued Fodda (**Figure 4.1**), appelé aussi "barrage Steeg", est le premier des grands barrages construits en Algérie.



Figure 4.1 : Barrage-poids en béton de Oued Fodda



Figure 4.2: Situation géographique du barrage de Oued Fodda .

L'étude de faisabilité a débuté en 1910 mais sa construction a commencé en 1926 pour se terminer en 1932. Cet ouvrage est situé à 20 Km environ de la ville de Oued Fodda, dans la Wilaya de Chlef au Nord Ouest de l'Algérie **figure 4.2**, au confluent de Oued Fodda (d'où le nom du barrage). Le cours de cet Oued se fraye un passage dans une gorge profonde, à travers du massif calcaire connu sous le nom de "Koudiat Larouah". L'ouvrage construit pour le compte du service central des irrigations en Algérie barre une vallée profonde composée de calcaires très fissurés qui ont nécessité pour leur imperméabilisation l'injection à haute pression de produits chimiques et de ciment. Cette région de l'Oued Fodda a été affectée par de grands séismes et cette nouvelle technique s'avéra efficace car plusieurs secousses telluriques n'eurent aucune conséquence pour le barrage. La cuvette du barrage draine les eaux d'un bassin versant de 800 km². Sa capacité de 225 Hm³ 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.

4.3- Profil du barrage :

Le barrage de Oued Fodda est un barrage de type poids en béton, Les caractéristiques géométriques du système barrage-fondation-réservoir sont présentées dans la **figure 4.3**.

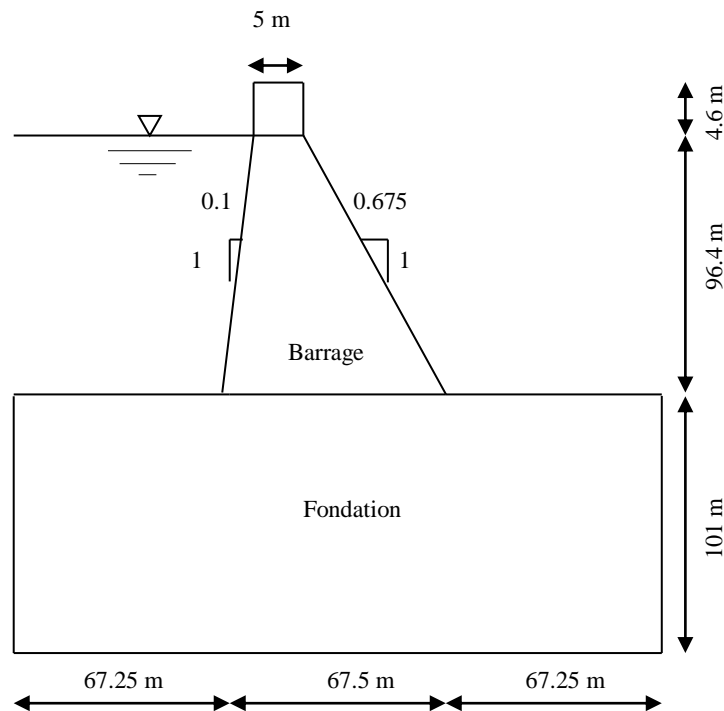


Figure4.3: Profil type du barrage de l'Oued Fodda .

Les propriétés mécaniques des matériaux du barrage-poids en béton et de la fondation rocheuse sont récapitulées dans le tableau 4.1. Le béton du barrage a une résistance à la traction de 2 MPa et une résistance à la compression de 22 MPa. La cohésion et l'angle de frottement interne du béton de barrage requis en réponse non linéaire selon le modèle Drucker-Prager sont pris respectivement 2,50 MPa et 35°.

Tableau4.1: Propriétés des matériaux du barrage-poids de Oued Fodda.

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

4.4. Modélisation du système barrage-fondation par éléments finis :

Une discrétisation par éléments finis en deux dimensions (2D) représentée dans la **figure 4.4**, est utilisée pour la modélisation du système barrage-fondation en utilisant le code de calcul ANSYS, qui est l'un des principaux programmes commerciaux d'éléments finis dans le monde et peut être appliquée à un grand nombre d'applications dans l'ingénierie. L'effet dynamique du réservoir d'eau lors de l'analyse est modélisé en utilisant l'approche de Westergaard basée sur le concept de masse ajoutée.

Un modèle d'éléments finis à deux dimensions (2D), représenté par des éléments solides (PLANE 82), est utilisé pour modéliser le barrage avec le sol de fondation adjacent (**figure 4.4**).

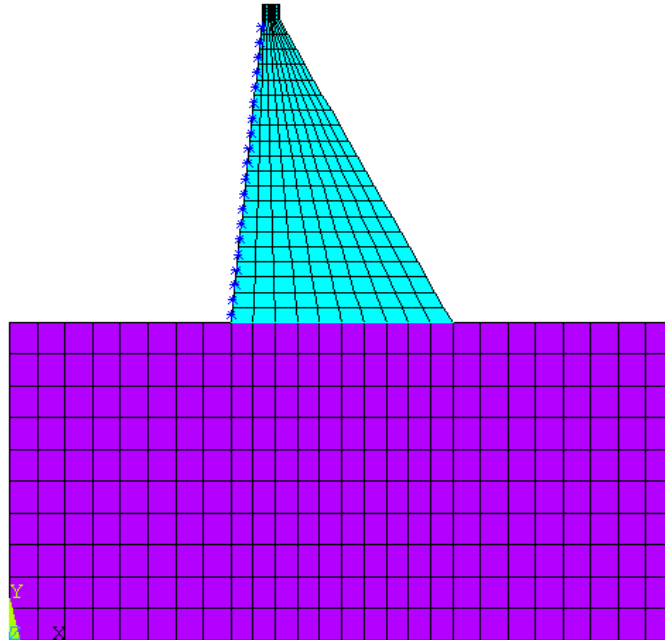


Figure 4.4: Discretisation par éléments finis du système barrage-fondation

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

4.5 Analyse Dynamique :

4.5.1. Analyse Modale :

L'analyse des vibrations libres du barrage-fondation système constitue l'objet de la première étape de cette étude. On s'intéresse à l'extraction des modes et périodes propres à partir des matrices de masse et de raideur du système. Les plus basses cinq fréquences naturelles du système barrage-fondation sont présentés dans le **Tableau 4.2**.

Tableau 4.2 : Les cinq premières fréquences naturelles du système barrage-fondation

Mode	Fréquence (Hz)	Période (seconde)
1	2.6082	0.3834
2	5.7029	0.1735
3	6.9225	0.1444
4	8.2749	0.1208
5	10.630	0.0940

4.5.2. Analyse transitoire :

La réponse sismique du barrage de Oued Fodda a été évaluée pour la composante horizontale de l'enregistrement du tremblement de terre d'El-Asnam en 1980, mis à l'échelle par un facteur de 2,5 (**Figure 4.5**) pendant 12 s. Les analyses linéaire et non linéaire du système barrage-fondation ont été réalisées à l'aide du logiciel ANSYS. L'algorithme de Newmark est utilisé dans les solutions numériques. Les déplacements horizontaux et les contraintes principales dans le corps du barrage obtenus suivant les analyses linéaire et non linéaire sont comparés les uns aux autres.

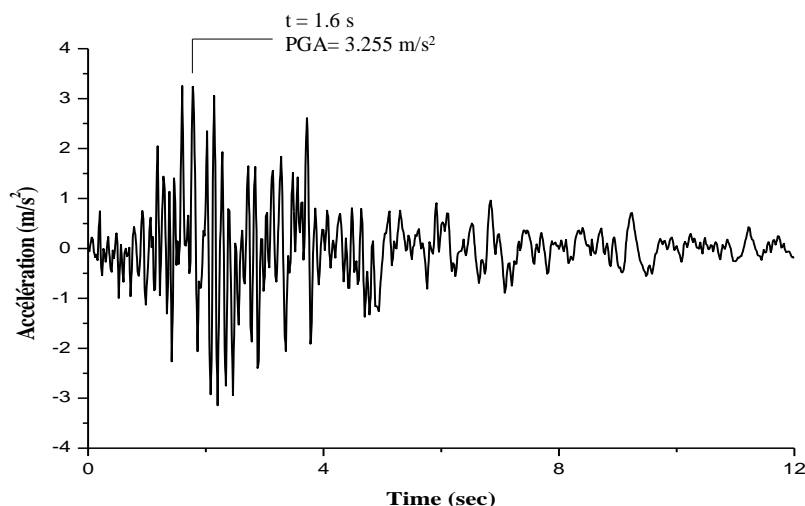


Figure 4.5 : Enregistrements de la composante horizontale du séisme d'El-Asnam en 1980, mis à l'échelle par un facteur de 2,5.

4.5.2.1. Variation des déplacements :

La **figure 4.6** montre les enveloppes des déplacements horizontaux maximaux du barrage dans les analyses transitoires linéaire et non linéaire. Comme on peut le voir, les déplacements horizontaux obtenus à l'analyse non linéaire sont légèrement inférieurs à ceux obtenus à l'analyse linéaire.

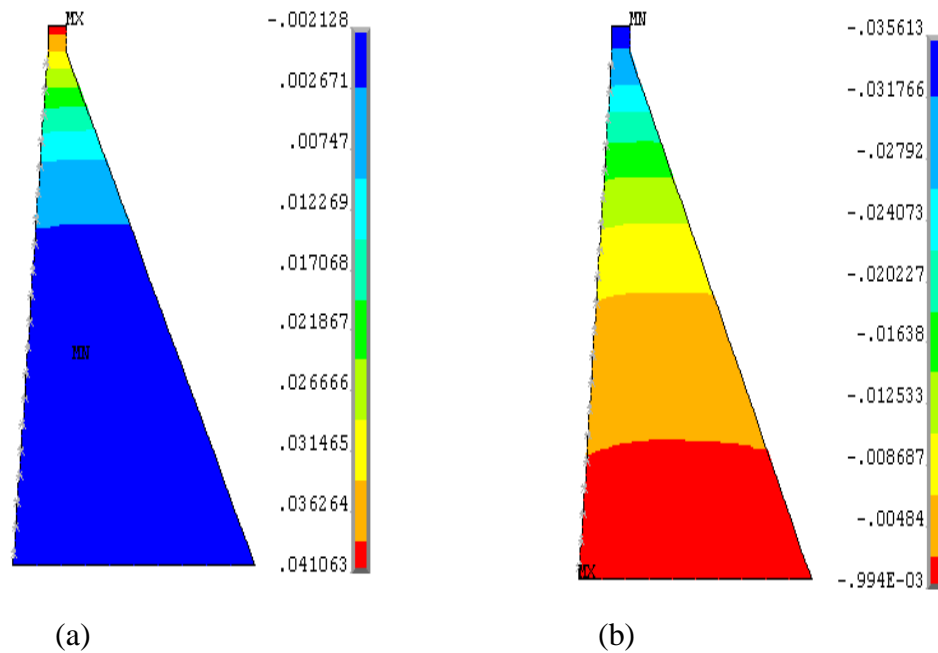


Figure 4.6 : Enveloppes des déplacements horizontaux maximaux du barrage : (a) analyse linéaire; et (b) analyse non linéaire (unité : m).

La variation du déplacement horizontal à la crête du barrage est présentée à la **Figure. 4.7** pour les analyses linéaire et non linéaire. Le déplacement horizontal au niveau de la crête diminue de 4,11 cm à l'analyse linéaire à 3,56 cm à l'analyse non linéaire. La non-linéarité matérielle du système barrage- fondation peut entraîner une diminution ou une augmentation des déformations du barrage en fonction des caractéristiques de mouvement du sol et des propriétés mécaniques du barrage et de la roche de fondation.

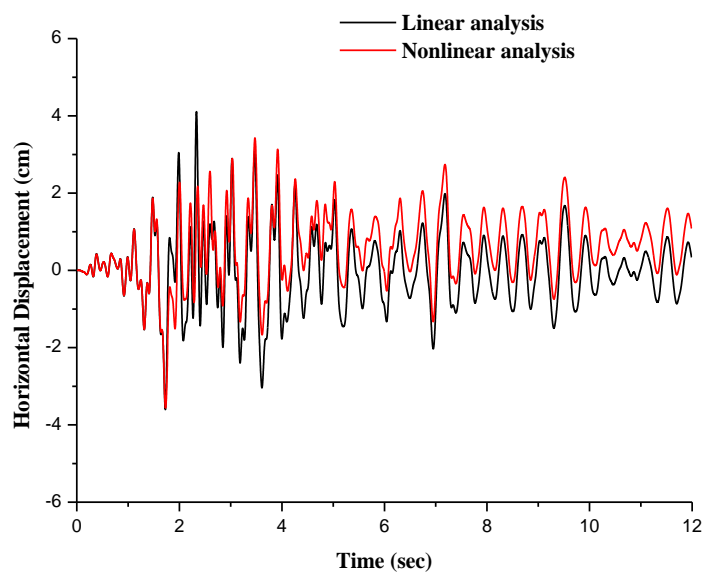


Figure 4.7 : Variation du déplacement horizontal à la crête du barrage en utilisant les analyses linéaire et non linéaire.

4.5.2.2. Variation des contraintes:

Figures 4.8 et 4.9 représentent les enveloppes des contraintes principales maximales du barrage en analyses transitoires linéaires et non linéaires. Comme on peut le voir, les contraintes principales de traction et de compression obtenues à l'analyse non linéaire sont plus petites que celles obtenues à l'analyse linéaire.

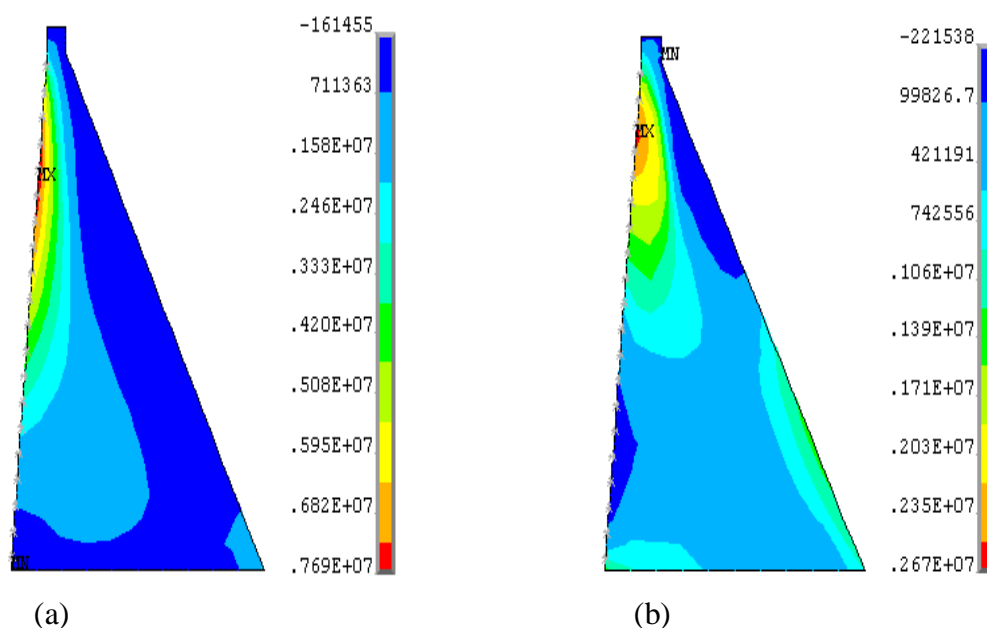


Figure 4.8 : Enveloppes des contraintes principales maximales de traction dans le barrage : (a) analyse linéaire; et (b) analyse non linéaire (unité : Pa).

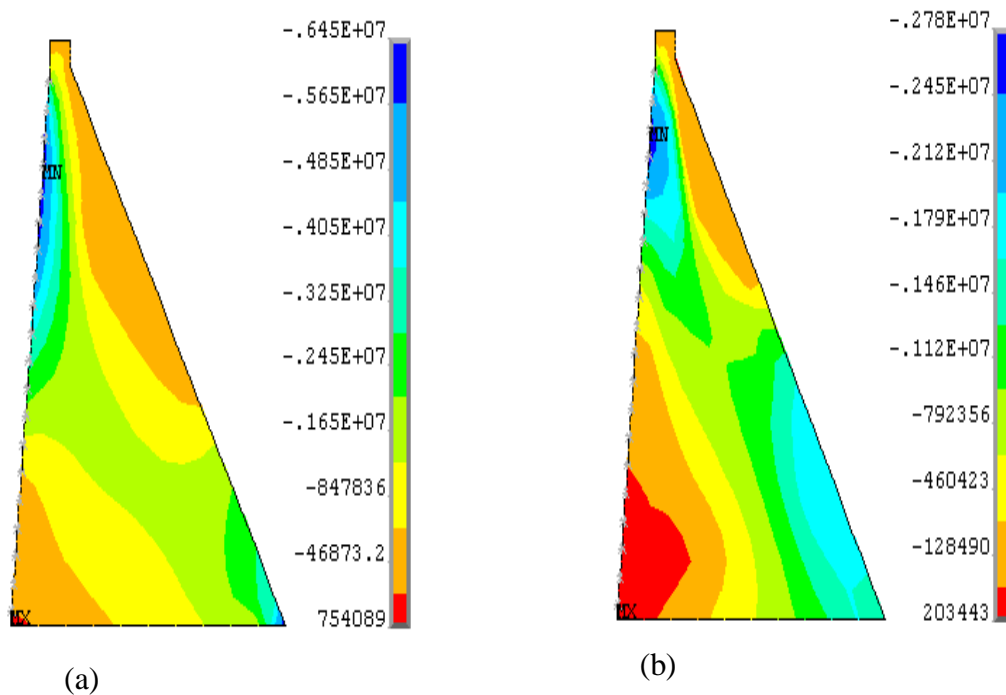


Figure 4.9 : Enveloppes des contraintes principales maximales de compression dans le barrage : (a) analyse linéaire; et (b) analyse non linéaire (unité : Pa).

La variation des contraintes principales au talon du barrage est illustrée à la (Figure 4.10) pour les analyses linéaire et non linéaire. Les contraintes principales de traction et de compression diminuent de $6246,61$ et $-7313,34$ KN/m² dans l'analyse linéaire à $3021,78$ et $-3297,67$ KN/m² dans l'analyse non linéaire. La non-linéarité matérielle du système barrage-fondation peut conduire à réduire considérablement les contraintes principales dans le barrage en fonction des caractéristiques du mouvement du sol.

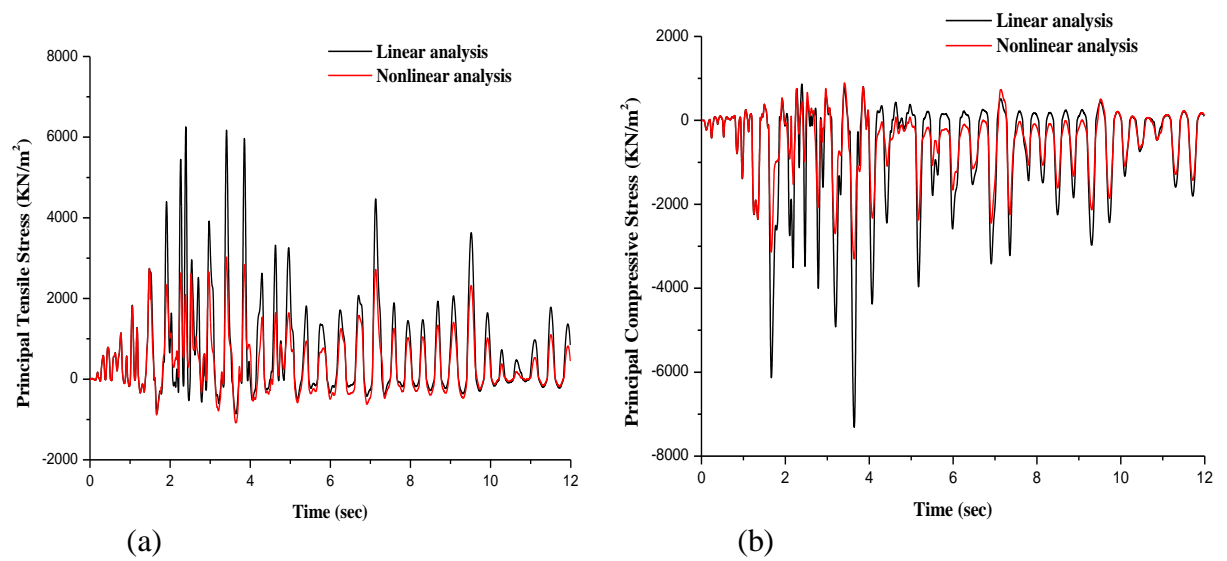


Figure 4.10 : Variation des contraintes principales au talon du barrage : (a) contrainte principale de traction; et (b) contrainte principale de compression

4.6. Conclusion:

La réponse sismique linéaire et non linéaire du barrage-poids de Oued Fodda sont étudiées en tenant compte de l'interaction barrage-fondation. Le modèle de Druker-Prager est utilisé dans l'analyse non linéaire pour le béton du barrage. Il est évident que la prise en compte de la non-linéarité matérielle du système barrage-fondation peut réduire les déplacements et les contraintes dans le barrage par rapport au modèle linéaire dans cette étude de cas sur le barrage de Oued Fodda pour le séisme d'El-Asnam (1980). Cependant, la non-linéarité matérielle du système barrage-fondation peut diminuer ou augmenter la réponse du barrage en fonction des caractéristiques de mouvement du sol et des propriétés mécaniques du barrage et de la roche de fondation. Par conséquent, il est toujours demandé d'effectuer une analyse non linéaire du système d'interaction barrage- fondation pour obtenir une réponse précise du barrage étudié.

References:

- [1] Dimitris, P, Dietz, M., Wood, D. M., Clouteau, D., & Modaresai, A. (2008). Numerical stimulation of dynamic soil-structure interaction in shaking table testing Soil dynamic and earthquake Engineering, 28, 453-467. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.07.011>.
- [2] Wolf J. P. 1985. "Dynamic Soil - Structure Interaction " , Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ.
- [3] Westergaard HM. Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the ASCE 1933; 98: 18-72.
- [4] S.E. Moussaoui and B. Tiliouine. Etude de l'effet de l'interaction dynamique sur le comportement sismique du barrage de l'Oued Fodda. In Colloque International sur la vulnérabilité, 11-12 Octobre 2003, Alger, Algérie, 2003.
- [5] Yazdchi M, Khalili N, and Valliappan S. 1999. "Dynamic soil-structure interaction analysis via coupled finite element-boundary-element method". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 18, 499-517.2888.
- [6] ANSYS (2007). ANSYS User's Manual , ANSYS Theory Manual. Version 11.0,2007.
- [7] Dreier, K. J. 1981. Seismic analysis and design considerations for concrete dams, Proceedings of a Conference Held at the Institution of Civil Engineering, London, on 1-2 October 1989, Thomas Telford Limited.
- [8] Abou Seeds H. et Dakoulas, P., 1998. Non linéaire dynamique terrestre barrage-fondation interaction en utilisant une méthode FE- BE , Tremblement de terre Ingénierie et dynamique des structures , Vol . 27, pp 917-936.
- [9] Bose SK et Das SC, 1997. Non linéaire analyse par éléments finis des contraintes et des déformations sous les semelles rigides , Ordinateurs & Structures , Vol 62 , n°3 , pp 487-492 .
- [10] Preisig M. 2002. Non linéaire analyse par éléments finis de l'interaction dynamique sol fondation structure , la Mémoire présenté pour Master of Science en génie civil , Université de Californie , Davis Institut Fédéral de Lausanne.
- [11] Ouzandja, D., & Tiliouine, B. (2015). Effects of Dam-Foundation Contact Conditions on Seismic Performance of Concrete Gravity Dams. Arabian Journal for Science and Engineering, 40(11), 3047-3056.
- [12] Ouzandja, D. (2017). Three-dimensional nonlinear seismic response of oued fodda concrete gravity dam considering contact elements at dam-reservoir interaction interface.
- [13] Ouzandja, D., Benkechida, F., Ouzandja, T., & BELHADED, H. Study of dynamic soilstructure interaction of concrete gravity dams. In Proceeding of the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology.
- [14] Ouzandja, Djamel, Boualem Tiliouine, and Toufiq Ouzandja. "Nonlinear seismic response of concrete gravity dams."International Congress and Exhibition" Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology". Springer, Cham, 2017.
- [15] Ouzandja, D. (2016). Effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la performance sismique des barrages-poids en béton (Doctoral dissertation,Alger, Ecole National Polytechnique).

- [16] OUZANDJA, D., & MESSAAD, M. Effect of dynamic fluid-structure interaction phenomenon on earthquake response of concrete gravity dams-case study: oued fodda dam effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse sismique des barrages-poids en béton-étude de.
- [17] OUZANDJA, D., & TILIOUINE, B. Formules empiriques de calcul des périodes fondamentales de systèmes sol-structure: validation et étude paramétrique empirical formulas for computation of fundamental periods of soil-structure systems: validation and parametric study.
- [18] Ouzandja, D., Tiliouine, B., & Ouzandja, T. Dynamic behavior analysis of concrete gravity dams analyse du comportement dynamique des barrages-poids en béton.
- [19] OUZANDJA, D., & MESSAAD, M. Effect of dynamic fluid-structure interaction phenomenon on earthquake response of concrete gravity dams-case study: oued fodda dam effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse sismique des barrages-poids en béton-étude de.
- [20] Michel DYSLI (1997). Modélisation en contraintes-déformation, école polytechnique fédérale de Lausanne.
- [21] Evgeny Barkanov. Introduction to the finite element method. Institute of Materials and Structures Faculty of Civil Engineering Riga Technical University.
- [22] IDRIS 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.
- [23] Olivier COUSSY. Jean-Marie FLEUREAU (2002). Mécanique des sols non saturés. Editions. Lavoisier.
- [24] Olivier COUSSY (1991). Mécanique des milieux poreux. Editions technip-Paris.
- [25] Cundull, P (1993). Flac Lagrangian analysis of continua. ITASCA
- [26] Swanson (1992). A computer program designed by Swanson analysis system, Inc.

