



Université de Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département Hydraulique



Thèse

Présentée pour l'obtention du titre de :
Docteur en Sciences Hydraulique
Option : Hydraulique

Sous le Thème :

Analyse Dynamique Non Linéaire Des Barrages Voûtes

Présentée par :

LOMBARKIA Hanane

Devant le jury composé de :

M. BOUDOUKHA Abderrahmane	Prof.	Université de Batna	Président
M. KADID Abdelkrim	Prof.	Université de Batna	Rapporteur
M. MESSAID Belkacem	MCA.	Université de Batna	Examineur
M. BENMEBAREK Sadok	Prof.	Université de Biskra	Examineur
M. BEROUAL Ahmed	Prof.	Université de Constantine	Examineur
M. BOUZIANE Toufik	Prof.	Université de Biskra	Examineur

Novembre 2018

Analyse Dynamique Non Linéaire des Barrages Voûtes

Lombarkia Hanane

16 décembre 2018

TABLE DES MATIÈRES

1	Introduction Générale et Synthèse Bibliographique	16
1.1	Introduction Générale	16
1.1.1	Sources du comportement non linéaire dans les barrages-voûtes en béton	17
1.1.2	Objectif et étendue de l'étude :	18
1.1.3	Structure de la thèse	19
1.2	Synthèse Bibliographique	20
1.3	Conclusions sur la synthèse bibliographique	59
2	Caractérisation du Mouvement Sismique	61
2.1	Mouvement du sol	61
2.1.1	Causes des séismes	61
2.1.2	Mesure des séismes	66
2.1.3	Effets de la Source-au-Site	69
2.1.4	Occurrence et période de retour des séismes	72
2.1.5	Modèles des Mouvements du sol (relations d'atténuation)	74
2.2	Les spectres de réponse	75
2.2.1	Facteurs influençant les spectres de réponse	75
2.2.2	Spectres élastiques et inélastiques	77
2.2.3	Spectres Simplifiés	80
2.2.4	Facteur de réduction de la force sismique (R)	80
2.2.5	Spectre de Calcul	81

2.2.6	Composante verticale du mouvement du sol	83
2.2.7	Spectre du mouvement vertical	84
2.3	Les accélérogrammes naturels ou synthétiques	85
2.3.1	Enregistrements naturels	86
2.3.2	Enregistrements artificiels	90
2.3.3	Enregistrements basés sur des formulations mathématiques	92
3	Modèles des Joints Non Linéaires	93
3.1	Introduction	93
3.2	Géométrie du joint linéaire (3D-JOINT)	94
3.2.1	Repère local et matrice de passage	94
3.2.2	Saut de déplacement	95
3.2.3	Efforts intérieurs et matrice tangente	96
3.3	Lois de comportement mécanique	96
3.4	Formulation théorique de la rupture	98
3.4.1	Loi cohésive en mécanique	98
3.4.2	Énergie de surface pour le comportement normal	100
3.4.3	Le vecteur contraint	102
3.4.4	Variables internes	105
3.5	Formulation théorique du frottement	106
3.5.1	Discrétisation implicite de la loi de frottement	108
3.6	Prise en compte de la pression hydrostatique sans couplage	111
4	Modèles Éléments Finis d'Interaction Sol-Fluide-Structure	112
4.1	Modèles d'Interaction Fluide-Structure	112
4.1.1	Interaction par la masse ajoutée de Westergaard	112
4.1.2	Interaction par la masse ajoutée en élément fluide incompressible	112
4.1.3	Formulation de l'Interaction Fluide Structure :	113
4.2	Modèles d'Interaction Sol-Structure	116
4.2.1	Comportement des sols sous charges sismiques	117
4.2.2	Modélisation du comportement du sol	121
4.2.3	Interaction Sol-Structure linéaire	127

5	Modélisation Numérique et Conditions Aux Limites	139
5.1	Description des logiciels utilisés	139
5.1.1	Logiciel pour génération des accélérogrammes corrigés et filtrés	139
5.1.2	Logiciel pour le calcul dynamique linéaire et non linéaire Code-Aster	140
5.2	Paramètres numériques pour l’algorithme de résolution non linéaire	142
5.2.1	Choix du schéma d’intégration temporelle	142
5.2.2	Choix du pas de temps du calcul	143
5.2.3	Choix du modèle de comportement	144
5.2.4	Maillage	144
5.2.5	Chargements, conditions aux limites, conditions initiales	144
5.2.6	Amortissement	149
5.2.7	Calcul non linéaire (sources des non-linéarités)	150
5.2.8	Analyses préalables au calcul dynamique non linéaire	151
5.3	Résolution du calcul dynamique non linéaire	153
5.3.1	Évolution temporelle du chargement et Critères de convergence	153
5.3.2	Algorithme de <i>Newton</i>	154
5.3.3	Schéma d’intégration temporelle	155
5.4	Mise en données du problème	156
5.4.1	Présentation du barrage cas de l’étude (Barrage de Foum el Gherza-Biskra)	157
5.4.2	Propriétés des matériaux	159
5.4.3	Conditions aux limites et conditions de chargement	160
5.4.4	Modélisation	162
5.4.5	Méthodes d’Analyses	166
6	Présentation et Analyse des Résultats	170
6.1	Analyse modale	171
6.2	Analyse linéaire	172
6.3	Analyse non linéaire	173
6.3.1	Analyse des déplacements	173
6.3.2	Analyse des contraintes	179
6.3.3	Analyse des résultats au niveau des joints	185

TABLE DES MATIÈRES

6.4	Étude paramétrique	190
6.4.1	Étude de l'effet du site	190
6.4.2	Étude de l'influence du contenu fréquentiel	193
6.4.3	Étude de l'effet de la rugosité des joints	199
7	Conclusions Générales et Recommandations Pour des Travaux Futurs	202
7.1	Conclusions générales	202
7.2	Recommandations pour des travaux futurs	206
	Bibliographie	210

LISTE DES TABLEAUX

5.1	Propriétés des matériaux choisis	159
6.1	Résumé des valeurs max des ouvertures des joints et des contraintes	189

TABLE DES FIGURES

2.1	La tectonique des plaques - Les 03 types de mouvements	62
2.2	Types de failles	63
2.3	Paramètres de source	63
2.4	Effets de la Source-au-Site	69
2.5	Représentations du mouvement du sol pour l'évaluation sismique des structures	73
3.1	Schéma des éléments de joint 3D (HEXA8) avec la bonne numérotation locale	94
3.2	(A) Joint à interface très rugueuse / (B) Joint à interface lisse	97
3.3	Schéma d'une fissure cohésive	99
3.4	Densité d'énergie de surface en fonction de (δ) pour différentes valeurs de (κ)	101
3.5	(A) Dépendance des contraintes en fonction de l'ouverture/ (B) Contrainte cohésive normale en fonction du saut normal pour le joint partiellement endommagé	104
3.6	Loi de frottement de <i>Coulomb</i> en 2D	106
3.7	Évolution du cône de glissement due à l'écroutissage	107
4.1	Schéma de formulation de l'interaction Fluide-Structure	114
4.2	Schémas des séquence de chargement	119
4.3	Courbe contrainte-deformation	119
4.4	Modèle visco-élastique	123
4.5	Théorème de superposition pour l'interaction Sol-Structure	130
4.6	Théorème de superposition	133

5.1	L'approche de simulation intégrée de Salomé-Meca et Code-Aster	141
5.2	Description de l'amortissement de <i>Rayleigh</i>	150
5.3	Description schématique des opérateurs de résolution de la méthode de <i>Newton</i>	154
5.4	Bassin versant de l'Oued <i>El Abiodh</i>	157
5.5	Plan d'ensemble de l'ouvrage et Vue Amont de la voûte (1948)	158
5.6	Coupe horizontale sur le joint	158
5.7	Les (03) Composantes du signal sismique [cm/s^2]	161
5.8	Système Barrage-Réservoir-Fondation	162
5.9	Système Barrage-Fondation-Joints	163
5.10	Système Joints Entre Plots- Joint périmétral	164
6.1	Résultats de l'analyse modale-Fréquences- $[HZ]$	171
6.2	Champs de déplacements en fonction des conditions de chargement et d'appuis	172
6.3	Champs de déplacements : statique et dynamique non-linéaire- $[m]$	173
6.4	Évolution des déplacements du parement Amont(DY)- $[m]$ pour le signal (<i>Dar El Beidha</i>)	174
6.5	Évolution des déplacements du parement Aval (DY) - $[m]$ pour le signal (<i>Dar El Beidha</i>)	174
6.6	Évolution des déplacements à la base du parement (DY) - $[m]$	175
6.7	Évolution des déplacements au milieu du parement DY) - $[m]$	176
6.8	Évolution des déplacements à la crête du parement DY - $[m]$	176
6.9	Accélération (Amont-Aval) sur la crête du barrage- $[m/s^2]$	177
6.10	Évolution de l'énergie cinétique sur la crête du barrage $[J]$	178
6.11	Contraintes dans la voûte(σ_{xx})- $[Pa]$ pour ($\alpha = 1$)	179
6.12	Contraintes dans la console(σ_{zz})- $[Pa]$ pour ($\alpha = 1$)	180
6.13	Ouverture Normale du Joint-Dynamique non-linéaire-(δ_n) $[m]$	185
6.14	Diagramme des Contraintes Normales (σ_N)- $[Pa]$	186
6.15	Évolution de la Contrainte Normale du Joint-Dynamique non-linéaire (σ_N)- $[Pa]$	187
6.16	Ouverture du joint : déformé-vecteurs	187
6.17	Indicateurs d'endommagement :(A) Normal (V_3), (B) tangentiel (V_5), (C) Joint cassé	188
6.18	Évolution des déplacements du parement amont (DY) - $[m]$ pour le signal (<i>Hussein Dey</i>)	190
6.19	Évolution des déplacements du parement amont (DY) pour deux sites différents- $[m]$	191
6.20	Évolution de l'ouverture normale du joint pour deux sites différents- $[m]$	191

TABLE DES FIGURES

6.21 Contraintes dans la voûte(σ_{xx})-[Pa] pour ($\alpha = 2$) 192

6.22 Évolution des déplacements à la crête du parement (DY) -[m] 193

6.23 Ouverture Normale du Joint (δ_n) [m] 194

6.24 Diagrammes des contraintes dans la voûte (σ_{xx})-[Pa] pour accélérogramme (*El Centro*) . 195

6.25 Évolution des contraintes dans la voûte à la base (σ_{xx})-[Pa] pour 03 accélérogrammes . . 195

6.26 Évolution des contraintes dans la voûte au milieu (σ_{xx})-[Pa] pour 03 accélérogrammes . 196

6.27 Évolution des contraintes dans la voûte au droit de la crête (σ_{xx})-[Pa] pour 03 accéléro-grammes 196

6.28 Évolution des contraintes dans la console à la base (σ_{zz})-[Pa] pour 03 accélérogrammes 197

6.29 Évolution des contraintes dans la console au milieu (σ_{zz})-[Pa] pour 03 accélérogrammes 197

6.30 Évolution des contraintes dans la console à la crête (σ_{zz})-[Pa] pour 03 accélérogrammes 198

6.31 Contraintes dans la voûte(σ_{xx})-[Pa] pour ($\alpha = 2$) 199

6.32 Contraintes dans la console(σ_{zz})-[Pa] pour ($\alpha = 2$) 200

7.1 Réponse sismique du barrage (Déformée) 204

7.2 Zoom sur les plans de ruptures potentielles 206

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS

- (ρ) : Densité du matériau
- (Γ) : La face d'un élément de joint ($3D$)
- (μ) : Facteur de ductilité de la structure
- (Ω) : Sous-domaine volumique
- (σ_N) : Contrainte normale du Joint
- (A) : Amplitude maximale de l'onde sismique
- (Kn) : La rigidité normale du joint
- (m_b) : Magnitude de l'onde de volume
- [R] : La matrice passage du repère global au repère local
- d_{max} : Déplacement maximal
- (δ_n) : Ouverture normale du Joint
- (ϵ_{min}) : Ouverture minimale de joint
- (μ_{jnt}) : Coefficient de frottement du joint
- (σ_{nc}) : Pression de clavage
- (σ_{xx}) : Contraintes dans la voûte
- (σ_{zz}) : Contraintes dans la console
- (c) : Adhésion
- (P_{flu}) : Pression fluide interne
- (P_{rupt}) : Facteur de pénalisation contact
- (P_{rupt}) : Facteur de pénalisation rupture

TABLE DES FIGURES

- (α) : La Rugosité relative
- (\ddot{u}_g) : L'accélération du sol
- (ν) : Coefficient de *Poisson*
- (v_p) : La vitesse de propagation des ondes (*P*)
- (v_s) : La vitesse de propagation des ondes (*S*)
- (ω) : La fréquence naturelle
- ($\bar{\mu}$) : Viscosité dynamique du fluide
- (σ_{max}) : Le seuil de rupture du joint
- (Δt) : Intervalle de temps
- (Δx) : Distance focale
- (ζ) : L'amortissement visqueux de l'oscillateur exprimé en pourcentage
- (*C*) : Célérité d'onde
- (*c*) : L'amortissement de la structure
- (c_{crit}) : L'amortissement critique
- (*E*) : Module de *Young*
- (*G*) : Module de cisaillement du matériau
- (*K*) : Écrouissage
- (*k*) : La rigidité de la structure
- (*Kt*) : La Rigidité tangentielle du joint
- (*m*) : La masse de la structure
- (M_L) : Magnitude locale (ou *Richter*)
- (M_s) : Magnitude de l'onde de surface
- (M_w) : Magnitude du moment, fonction du moment sismique M_0
- (*PGA*) : Accélération maximale du sol ou Peak Ground Acceleration
- (*PGV*) : Pic de vitesse du sol
- (*R*) : Facteur de réduction de la force sismique
- (S_a) : La pseudo-accélération spectrale
- (S_d) : Le déplacement spectral
- (S_v) La pseudo-vitesse spectrale

TABLE DES FIGURES

(S_v) : La vitesse spectrale

(T) : La période

(1DDL) : Système à un degré de liberté

(DBE) : Séisme de Conception ou Design Basis Earthquake

(E.D.F) : Électricité De France

(IFS) : Interaction Fluide-Structure

(ISS) : Interaction Sol-Structure

(MCE) : Séisme Maximal Possible ou Maximal Credible Earthquake

(MEF) : Méthode des Éléments Finis

(OBE) : Séisme de Base d'Exploitation ou Operating Basis Earthquake

(SEE) : Séisme d'Évaluation de la Sécurité ou Seismic Evaluation Earthquake

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma gratitude et mes vifs remerciements à **Mr Abdelkrim KADID**, mon Directeur de thèse, avec qui j'ai eu un réel plaisir à travailler. Je le remercie particulièrement pour sa disponibilité, la pertinence de ses conseils et la qualité de son encadrement. Je remercie également **Mr Youcef YOUB** pour sa collaboration et son soutien permanent.

Je tiens à remercier vivement : **Mr Toufik BOUZIANE**, **Mr Sadok BENMBAREK**, **Mr Ahmed BEROUAL** et **Mr Belkacem MESSAID** qui ont consacré du temps à l'examen de ce travail et accepté d'en être les examinateurs.

J'exprime toute ma gratitude à **Mr Abderrahamane BOUDOUKHA** pour l'honneur qu'il nous fait en présidant ce jury de thèse.

Enfin, à ma famille notamment à mes enfants **Amir** et **Amine**, mon mari **Youcef**, mes parents, mes frères et soeurs, mes proches et mes amies, je dédie ce mémoire.

La stabilité, et la sécurité en conséquence, des barrages voûtes dépend très largement du comportement hydromécanique fortement non linéaire des zones les plus faibles localisées au niveau des discontinuités dans la structure et dans le rocher, qui sont principalement : les failles des zones d'appuis, les reprises de bétonnage dans le barrage, le contact entre le béton et la roche et les joints entre les plots du barrage. Ce travail présente une contribution à l'évaluation de la performance et de la fiabilité des modèles numériques de l'analyse dynamique non linéaires des barrages-voûtes implémentés dans des codes de calcul en éléments finis en particulier ceux utilisés dans le code de calcul libre Code-Aster. Les barrages-voûtes sont structurés en consoles verticales monolithiques séparées par des joints de retrait verticaux qui sont injectés avec un coulis de ciment. Ils sont utilisés pour diminuer les contraintes thermiques générées par l'hydratation du béton durant la phase de construction, et les charges thermiques en phase de mise en service. Ils minimisent la formation des fissures de traction dues au retrait. Ces joints peuvent uniquement transmettre des contraintes de traction limitées entre les blocs adjacents de ces consoles. Le mouvement relatif des blocs monolithiques durant un choc sismique induit l'ouverture, la fermeture et le glissement des joints de contraction, induisant une dissipation significative de l'énergie sismique initiale. Pour ces raisons, une analyse Temporelle Non-linéaire est réalisée dans le but de localiser et d'estimer les endommagements probables de la structure sous forme d'ouvertures de joints. Le premier axe de ce travail est dédié à une meilleure compréhension des différents phénomènes de l'étude : le mouvement sismique, le comportement non-linéaire des joints, l'Interaction Fluide-Structure et l'Interaction Sol-Structure. Ensuite différentes approches basées sur le modèle non-linéaire du corps du barrage ont été implémentées. Enfin, une analyse des résultats obtenus est commentée afin d'en tirer les conclusions.

The stability and consequently the security of arch dams depend very largely on the strongly nonlinear behavior of weakest zones localized at the level of discontinuities in the dam body and the foundation rock. These critical regions are mainly : the faults of foundation zones, the dam concrete lift lines, the contact between concrete and foundation rock and the contraction joints between the cantilevers of the dam. This work presents a contribution to the evaluation of performance and reliability of nonlinear numerical models used in finite element codes in particular the open source code "Code-Aster". Arch dams are constructed as cantilever monoliths separated by vertical contraction joints which are grouted with mortar. They are used to release the thermal stresses generated from the hydration of the concrete during the construction phase, and the thermal loads after use. They minimize the formation of tensile cracks due to shrinkage of concrete. These joints can only transfer limited tensile stresses between the adjacent cantilever monoliths. The relative motions of the cantilever monoliths during an earthquake induce the opening, closing, and sliding of the contraction joints, resulting in significant dissipation of the seismic input energy. For these reasons Nonlinear Time History Analysis is carried out in order to locate and to estimate the probable damages of the structure in the form of joints opening. The first axe of this work is dedicated to a better comprehension of different phenomena, the seismic motion, the nonlinear behavior of joints, the Fluid-Structure Interaction and the Soil-Structure Interaction. Then various approaches based on the nonlinear joint model were implemented. Finally, an analysis of the obtained results is commented in order to draw the conclusions.

ملخص:

إن استقرار وسلامة السدود المقوسة يتوقف كثيرا على السلوك الهيدروميكانيكي للاخطى للمناطق الأضعف التي تقع في مستويات عدم الاستمرارية في الهيكل وفي الصخرة، ننكر في الدرجة الأولى: تغرات مجالات الدعم، استئناف التمليط في السد، جهة الاتصال بين الملموس والصخور والمفاصل بين منصات السد.

يعرض هذا العمل إسهاما في تقييم أداء وموثوقية النماذج الرقمية للتحليل الديناميكي للاخطى للسدود المقوسة. هذه النماذج الرقمية تنفذ في برامج حساب العناصر المتناهية لا سيما تلك المستخدمة في التعليمات البرمجية لبرنامج الحساب المجاني *Code-Aster*.

السدود المقوسة مهيكلية على شكل تحشيق متآلف مفصول بواسطة مفاصل الانكماش الرأسية التي يتم حقتها بواسطة الأسمنت وهي تستخدم لتقليل الضغوط الحرارية المتولدة عن التبخر المائي في الخرسانة خلال مرحلة التشييد، وتحمل الحرارة في مرحلة الاستخدام. كذلك تساهم في التقليل من تشكيل الشقوق الناجمة عن التمدد بسبب انكماش الخرسانة.

هذه المفاصل يمكنها فقط أن تنقل ضغوطات محدودة بين كتل التحشيق المتجاورة والمتجانسة. الحركة النسبية لهذه الكتل المترابطة خلال صدمة الزلازل، تحت على فتح وإغلاق وانزلاق مفاصل الانكماش، وتؤدي إلى تبديد كبير للطاقة الزلزالية الأولى. لهذه الأسباب قمنا بتحليل زمني غير خطي لتحديد وتقدير الأضرار المحتملة للهيكل على شكل فتحات في المفاصل.

المحور الأول لهذا العمل مكرس لفهم أفضل للظواهر المختلفة للدراسة: الحركة الزلزالية، وسلوك المفاصل غير الخطية، التفاعل بين السائل والهيكل والتفاعل بين بنية التربة والهيكل. تم تنفيذ مناهج مختلفة للنموذج للاخطى لهيكل السد. أخيراً، قمنا بالتطبيق تحليلاً للنتائج التي يتم الحصول عليها وذلك للوصول إلى الاستنتاجات.

1.1 Introduction Générale

Les barrages sont des ouvrages d'importance vitale devant demeurer opérationnels après un séisme majeur. Depuis des époques antiques, les barrages ont été construits pour stocker l'eau afin d'assurer la provision en eau potable, l'irrigation agricole, la protection contre les inondations, le transport fluvial et plus récemment pour la génération du courant électrique. En raison du nombre toujours croissant des grands barrages et des désastres potentiels que peut causer l'effondrement d'un grand barrage, la problématique de la sécurité de ces structures est devenue une question de grande préoccupation publique. À cause des améliorations considérables dans le domaine de modélisation numérique et des techniques d'analyse dans les dernières décennies, il a été constaté que certaines hypothèses de modélisation des matériaux et du comportement structurelle des barrages utilisées dans le passé peuvent mener à des structures dont le comportement, notamment dynamique, est incertain. Par conséquent, la sécurité de beaucoup de barrages existants doit être réexaminée à la lumière de nouvelles conditions. Afin de réduire les besoins potentiels de renforcement et les réhabilitations très coûteuses de ces barrages, la modélisation numérique, les méthodes et les moyens d'analyse pouvant prévoir le comportement le plus proche de la réalité et la meilleure performance de ces structures sont utilisés sous les états de chargements de service et les états limites ultimes.

Puisque beaucoup de barrages sont situés dans des régions sismiquement actives, l'empêchement ou le cas échéant, l'atténuation des dégâts et désordres dus aux actions sismiques dans ces grandes structures, sont le souci principal des concepteurs, propriétaires et opérateurs des barrages. Dans la conception sismique typique des barrages, et selon les directives de la Commission Internationale des Grands Barrages

qui stipule pour le choix des paramètres sismiques, qu'un barrage doit être conçu pour être capable de résister aux forces sismiques modérées dans le domaine de réponse élastique linéaire sans révéler aucun endommagement ; et aussi pour résister à des séismes majeurs avec seulement des zones d'endommagement limitées dues à l'action inélastique dans le corps du barrage mais sans compromettre la capacité globale de la structure à contenir le réservoir d'eau.

Afin d'évaluer la performance ou la conception des structures de barrages quant à ces exigences de performance, une analyse dynamique non linéaire complète des systèmes de barrages est exigée. Comme les barrages sont des structures très massives, les actions inélastiques dans le corps du barrage résultant des grandes forces d'inertie du barrage et de l'interaction entre le corps du barrage, la fondation et l'eau retenue pendant des séismes forts sont des comportements structuraux importants à prendre en considération et donc à modéliser en vue d'évaluer avec pertinence leurs réponses sismiques.

1.1.1 Sources du comportement non linéaire dans les barrages-voûtes en béton

Ce travail présente une continuité à un travail que j'ai réalisé précédemment portant sur l'analyse des barrages-voûtes pour l'obtention du diplôme de magistère et dont l'une des recommandations était la prise en considération des phénomènes non linéaires [18]. Ces phénomènes qui influencent le comportement d'un barrage-voûte peuvent se manifester dans le corps du barrage et dans la structure de fondation. Dans ce travail, seules les non-linéarités dans le corps du barrage seront prises en considération.

Une des sources de non-linéarité des réponses des barrages-voûtes en béton soumis à des séismes importants est la relation non linéaire contrainte-déformation du matériau du béton sous des états de grandes déformations. Le comportement non linéaire du matériau du béton est très complexe et dépend de l'historique des taux de chargements appliqués.

En outre, le béton adopte un comportement sensiblement différent sous la traction et la compression. La résistance à la traction du béton représente approximativement (10%) de sa résistance à la compression. Les analyses sismiques basées sur l'hypothèse d'un rapport contrainte-déformation linéaire-élastique dans les deux cas de la traction et la compression avec la même rigidité constante pour le béton, peuvent mener à des contraintes de traction et de compression irréelles, notamment élevées dans le corps du barrage. Les contraintes de traction dépassant la résistance à la traction du béton mènent à la fissuration du matériau du béton, et poussent ainsi la structure à se comporter d'une façon non linéaire et inélastique.

Les contraintes de compression affichant des valeurs plus grandes d'approximativement le tiers de la résistance à la compression du béton provoquent un endommagement irréversible du matériau, des écrasements, des déformations et des contraintes permanentes.

Une autre source plus importante de non-linéarité dans les réponses sismiques des barrages-voûtes en béton est la présence des joints de retrait dans le corps du barrage. Les barrages-voûtes sont construits par des plots monolithiques en encorbellements séparés par des joints de retrait verticaux qui sont obturés avec du mortier de ciment avant le remplissage du réservoir. Le rôle des joints de retrait est de libérer une partie des contraintes thermiques générées par l'hydratation du béton pendant la phase de construction, et les charges thermiques induites des gradients de température ambiante à la fin de réalisation du barrage. Les joints de retrait également réduisent au minimum la formation des fissures de traction dues au rétrécissement du béton.

En raison de la négligeable résistance à la traction du matériau de liaison, les joints ne peuvent transmettre des efforts de traction entre ces plots adjacents. Les mouvements relatifs de ces plots monolithiques en encorbellements pendant un séisme peuvent résulter de l'ouverture, la fermeture, et le glissement des joints de retrait ayant pour résultat une dissipation significative de l'énergie sismique initiale. Aussi l'interaction entre l'eau retenue et le mouvement du barrage peut avoir comme conséquence des réponses non linéaires de la structure. Par exemple, à cause de la valeur élevée de l'incompressibilité de l'eau, son infiltration dans les fissures ouvertes ou dans les ouvertures des joints de retrait pendant la réponse sismique du barrage, peut exercer des efforts très élevés sur les surfaces des fissures ou des joints de retrait pendant leur fermeture. Ceci peut significativement causer une redistribution des contraintes dans le corps du barrage.

1.1.2 Objectif et étendue de l'étude :

L'objectif de cette étude est de contribuer à l'évaluation de la performance et la fiabilité des modèles et des procédures d'analyses numériques proposées pour l'analyse dynamique non linéaire des barrages-voûtes en béton, ceci en réalisant une analyse dynamique temporelle détaillée, prenant en compte les effets du comportement non linéaire des joints de retrait dans le corps du barrage et permettant de vérifier la validité de ces modèles par des exemples numériques. Cette analyse temporelle non linéaire comprend entre autres :

- La modélisation, l'estimation et l'évaluation de l'ouverture des joints entre les plots.

- Le calcul de l'évolution de la réponse sismique du barrage due à l'application d'un choc sismique à trois composantes en matière de contraintes et de déplacements.
- La production des diagrammes de contraintes et des courbes des évolutions des contraintes et des déplacements au niveau des joints afin de vérifier la performance sismique du barrage.
- La réalisation d'une étude paramétrique afin de vérifier l'influence de certains paramètres sur le comportement du barrage (l'effet du site, le contenu fréquentiel du signal sismique, la rugosité des joints).

Le modèle choisi pour l'étude est un modèle de joint non linéaire modélisé pour simuler la dissipation de l'énergie sismique causée par les grands mouvements des joints de retrait verticaux, et par la fissuration due à la traction et l'écrasement dû à la compression du béton. Un élément non linéaire du joint est utilisé pour simuler l'ouverture (et/ou) la fermeture et les effets de cisaillement (et/ou) de glissement au niveau des joints de retrait verticaux du barrage. L'élément de joint est mis en application dans le code de calcul numérique d'éléments finis "Code Aster". Le Code Aster permet de réaliser des calculs de structures pour les phénomènes thermiques, mécaniques, thermomécaniques ou thermo hydromécaniques couplés à un comportement linéaire ou non linéaire et des calculs d'acoustique interne.

1.1.3 Structure de la thèse

La thèse est organisée en (07) chapitres. Le chapitre (01) présente la problématique, la motivation de la recherche, les objectifs et la portée de l'étude, il synthétise aussi la recherche bibliographique permettant de donner une vue d'ensemble sur les axes de recherches prospectés ayant trait à l'analyse non linéaire des barrages-voûtes en béton. Les caractéristiques des mouvements sismiques sont présentées dans le chapitre (02). Les modèles d'éléments non linéaires des joints sont décrits dans le chapitre (03). L'implémentation numérique du modèle du joint choisi et son exécution numérique sont discutées dans le chapitre (04). Le chapitre (05) présente les concepts de base liés à des modélisations de l'interaction Sol-Structure et Fluide-Structure. Le chapitre (06) expose l'étude de cas effectuée pour démontrer la fiabilité du modèle numérique proposé pour l'analyse sismique du barrage-voûte de "*Foum El Gherza*" ainsi que l'étude paramétrique sus-motionnée. Le chapitre (07) présente les conclusions arrêtées au terme de l'analyse des résultats obtenus de la recherche et les suggestions éventuelles pour les travaux futurs.

1.2 Synthèse Bibliographique

Pour étudier le comportement élastique linéaire des barrages-voûtes en béton soumis aux mouvements sismiques forts, plusieurs procédures d'analyse sophistiquées ont été élaborées par beaucoup de chercheurs (*Clough et al* 1973 [40], *Hall et Chopra* 1983 [21], *Fok et Chopra* 1985 [28], *Tan et Chopra* 1995) [20]). Cependant, le phénomène non linéaire dans la réponse sismique des grands barrages n'a pas été traité profondément, d'une part à cause du manque des données expérimentales, et d'autre part en raison de la complexité du problème et de l'effort numérique important requis pour effectuer des analyses dynamiques temporelles non linéaires. Seulement quelques cas de recherches ont été consacrés à l'étude du comportement non linéaire des barrages-voûtes en se basant sur certaines procédures développées par : (*Fenves et al* 1989 [15], *Fenves et al* 1992 [16], *Hohberg* 1992 [22]). ci-après quelques exemples d'études de cas des barrages-voûtes les plus importants seront répertoriés :

En 1990 *Jabolonski et al* [6] ont présenté les résultats de l'application de la méthode des éléments frontières à l'analyse sismique d'un réservoir infini en (3D) retenu par un barrage-voûte simple. L'amortissement de rayonnement dû aux ondes sortantes dans le réservoir infini a été modélisé par l'application d'une frontière spéciale à l'extrémité lointaine. L'amortissement produit par l'absorption d'énergie dans les fondations flexibles et les culées a été modélisé par une autre condition de frontière développée par d'autres recherches. Cette méthode réduit le problème à une dimension, donc l'effort de discrétisation est considérablement réduit. L'objectif de cette étude était de démontrer l'efficacité de la méthode des éléments frontières en modélisant le réservoir. Le barrage a été donc traité comme un corps rigide, et la procédure a été prolongée facilement au cas d'un barrage flexible.

Le travail a été basé sur un système Barrage-Voûte-Réservoir-Fondation et un mouvement de sol considéré dans l'une des trois directions suivantes : amont-aval(x), transversale(y) et verticale(z) et supposé identique dans l'ensemble du fond et des rives du réservoir à n'importe quel instant. L'eau a été supposée compressible mais non visqueuse, les effets des ondes externes ont été négligés et seulement le mouvement de petite amplitude a été considéré. Le réservoir a été supposé fini ou infini. Un programme numérique a été développé pour calculer les pressions hydrodynamiques dues aux mouvements imposés sur la face amont du barrage et le fond et les rives du réservoir en employant des éléments frontières constants. Le réservoir infini a été divisé en deux régions, une irrégulière mais finie et l'autre sous forme de canal infini de section transversale constante. Le problème de valeur propre lié à la région infinie a été

résolu par la discrétisation finie bidimensionnelle des éléments en utilisant l'algorithme *QZ*. Un modèle en éléments frontières du réservoir rectangulaire tridimensionnel a été considéré comme première phase afin de comparer les résultats analytiques aux résultats classiques obtenus à partir d'un modèle *2D* correspondant. Un réservoir *3D* retenu par un barrage-voûte circulaire a été modélisé par des éléments finis isoparamétriques. Les résultats numériques ont été comparés à quelques résultats existants.

Après analyse des résultats, il a été conclu que la méthode des éléments frontières est une procédure efficace pour évaluer les pressions hydrodynamiques dans un réservoir tridimensionnel *3D* de forme arbitraire. Comparée à la méthode des éléments finis (*MEF*), la méthode des éléments frontières offre l'avantage de la réduction de la dimension du problème. Par rapport au cas *2D*, la solution fondamentale pour une formulation *3D* en éléments frontières est d'une nature plus simple. L'analyse d'un barrage flexible pour un mouvement de sol arbitraire tenant compte de l'interaction Barrage-Fondation peut être réalisée par une technique de sous structures dans laquelle le barrage est discrétisé par la méthode des éléments finis ou la méthode des éléments frontières et le réservoir est modélisé par la méthode des éléments frontières. Un inconvénient de la méthode des éléments frontières est la dépendance de la fréquence de la solution fondamentale qui exige le calcul des éléments des matrices élémentaires pour chaque fréquence d'excitation. L'effet de la position de la frontière de transmission à la limite lointaine nécessite des études additionnelles. L'effet de l'amortissement présenté par une fondation flexible et des rives a pu être évalué par une représentation détaillée en utilisant la méthode des éléments frontières pour la roche et un couplage semi-infinis pour le réservoir.

En 1994 *Chopra* [4] a fait une synthèse à travers un article qui compile un état d'art sur l'analyse de la réponse sismique des barrages-voûtes en béton, et l'application de ces données à la conception sismique de nouveaux barrages et à l'évaluation de la sécurité sismique des barrages existants. Après une évaluation des procédures traditionnelles d'analyse et de conception, les limites de ces procédures ont été citées. Ainsi, les forces sismiques pour les barrages-voûtes ont été jugées excessivement sous-estimées, les propriétés de vibration du barrage sont ignorées et une distribution uniforme pour le coefficient sismique est adoptée, conduisant à une distribution incorrecte des forces latérales et par conséquent des contraintes dans le barrage. Les effets hydrodynamiques sont inclus par des formules simples. C'est pourquoi les concepteurs de barrages ont commencé à utiliser des procédures d'analyse dynamique. Quoique ces procédures surmontent plusieurs carences des procédures traditionnelles, ils ne considèrent pas proprement les effets hydrodynamiques ou les effets d'interaction Barrage-Roche. Aussi les effets de compressibilité

de l'eau, les effets importants du matériau de fondation et du mécanisme d'amortissement de rayonnement dans l'interaction Barrage-Roche sont négligés. Après cette évaluation, les facteurs à prendre en considération dans l'analyse dynamique des barrages-voûtes ont été étudiés :

- Si les facteurs de l'interaction Barrage-Eau et de compressibilité de l'eau sont correctement considérés, les effets hydrodynamiques sont généralement plus importants pour les barrages-voûtes que pour les barrages-poids. Les effets d'absorption des frontières du réservoir ont été étudiés, il a été constaté que certaines contraintes dues au mouvement du sol en amont se sont sensiblement réduites en raison de l'absorption de la frontière du réservoir, voire même des diminutions fortes se produisent dans les contraintes induites par les deux autres composantes du mouvement du sol. En général, la supposition d'un réservoir (rigide) de frontières non absorbantes mène à une réponse surestimée et donc irréaliste, particulièrement due aux mouvements sismiques verticaux et transversaux à l'écoulement.
- Pour le facteur de compressibilité de l'eau, il a été constaté que la formule classique de la masse ajoutée de *Westergaard*, largement utilisée dans l'analyse dynamique des barrages, est fondée sur trois hypothèses qui ne sont généralement pas satisfaisantes, des recherches étendues ont été consacrées à cette question. Ces études ont démontré que l'interaction Barrage-Eau résultant de la flexibilité du barrage devrait être considérée. Les effets de compressibilité de l'eau sont significatifs dans la réponse sismique des barrages-voûtes avec des valeurs réelles de (E_s) qu'est le module élastique du béton, mais elles sont négligeables si celui-ci est assez faible.
- Le dernier paramètre étudié est l'interaction Barrage-Roche, pour ce paramètre dans les analyses par éléments finis standards, la roche est supposée sans masse et une partie d'elle est incluse dans la modélisation du système en éléments finis. Cette modélisation extrêmement simple de la roche, dans laquelle seulement la flexibilité est considérée mais l'inertie et les effets d'amortissement sont ignorés, est d'une large utilisation parce que la matrice d'impédance de la fondation est très difficile à déterminer sans recours à ces hypothèses. La prise en considération totale de l'interaction Barrage-Roche réduit les contraintes dynamiques maximales de (12) à (18%). Les contraintes dues au mouvement transversal du sol sont réduites avec des pourcentages similaires et les réponses dues au mouvement vertical du sol sont réduites de plus de (62%). Ainsi, il est clair que la réduction significative dans la réponse du barrage résultant du matériau et de l'amortissement de rayonnement de la fondation n'apparaît pas dans les analyses standards.

Les systèmes précédents ont été analysés sous les hypothèses de comportement linéaire du système Barrage-Réservoir-Roche. Toutefois, la possibilité de la cavitation de l'eau, la fissuration du béton, ou l'ouverture des joints de retrait verticaux du barrage pendant la vibration ne sont pas considérées. Dans l'analyse de réponse sismique des barrages par la méthode des sous structures, le séisme d'entrée a été considéré comme un mouvement du sol en Champ-Libre à l'interface Barrage-Roche. D'habitude, le même mouvement est supposé au-dessous de l'entière interface Barrage-Roche, une hypothèse qui est inappropriée pour des barrages-voûtes parce que la frontière du barrage en contact avec la roche s'étend à travers la hauteur du barrage et le mouvement en Champ-Libre peut varier de manière significative sur la hauteur et entre les deux côtés du canyon. Des mouvements non uniformes des frontières peuvent être inclus dans l'analyse des structures en éléments finis.

Tandis que les analyses linéaires peuvent toujours nous renseigner sur les endroits potentiels du barrage où la fissuration se déclencherait, toutefois ils ne peuvent pas réellement prédire l'ampleur de la fissuration ou le véritable comportement non linéaire des barrages pendant des mouvements sismiques intenses. Un progrès a été fait en développant des procédures d'analyses non linéaires. Cependant, les prévisions de l'ampleur des dommages obtenus à partir de ces analyses sont tout à fait sensibles aux propriétés non linéaires supposées de la masse de béton. Ainsi, les propriétés mécaniques du béton non armé doivent être bien définies avant la quantification des dommages et leur impact sur la sécurité du barrage peut être déterminé avec plus de précision.

Les analyses linéaires d'un barrage-voûte traité comme une structure monolithique secouée par un séisme intense peuvent prouver que les contraintes dynamiques de traction dans la direction de la voûte dépassent les contraintes compressives de la voûte qui existaient avant le séisme, cependant, les barrages-voûtes sont typiquement construits en plots séparés par des joints de retrait qui ne peuvent pas développer des contraintes de traction. Ainsi, les contraintes de traction nettes de voûte prévues par les analyses linéaires impliquent l'ouverture et la fermeture cyclique des joints de retrait verticaux pendant le séisme. Ce mécanisme d'ouverture des joints a été inclus dans les procédures d'analyse non linéaire développées récemment. Cependant, jusqu'ici il n'a pas été possible de considérer les effets de compressibilité de l'eau, d'absorption des frontières du réservoir et d'Interaction Barrage-Roche de fondation qui sont connus pour être significatifs dans la réponse sismique des barrages-voûtes. Enfin, il a été conclu que les techniques les plus fiables considérant les facteurs mentionnés ci-dessus devraient être employées pour l'évaluation des barrages existants et la conception sûre et économique de nouveaux barrages.

En 1998 *Nuss* [29] a présenté un travail sur le barrage de *Hoover*, un barrage-voûte de (221 m) de hauteur. Le Séisme Maximal Possible (*MCE*) est de (6.75) de magnitude. Une analyse structurelle initiale en utilisant les méthodes conventionnelles de l'analyse dynamique linéaire-élastique en éléments finis tridimensionnels a indiqué l'occurrence de fissurations dans le béton à des hauteurs de plus de (61 m) dans le barrage. Cette analyse a été poursuivie par des analyses plus sophistiquées moyennant deux approches différentes. La première approche par des analyses linéaires-élastiques en incluant l'interaction Structure-Fondation avec masse et l'interaction-Hydrodynamique en utilisant un fluide compressible. La deuxième approche par une analyse dynamique non linéaire avec prise en considération de la fissuration du béton et l'interaction des joints de retrait en utilisant la technique de la fissure distribuée et l'analyse de la stabilité cinématique de la partie supérieure du barrage.

Des analyses structurelles traditionnelles ont été faites en supposant une fondation sans masse, (10%) d'amortissement visqueux et une Interaction-Hydrodynamique en utilisant les masses ajoutées pour le fluide incompressible. Les contraintes maximales de traction de la voûte calculées, superposées avec des contraintes statiques, étaient largement supérieures à la résistance dynamique à la traction du béton, ce qui impliquerait la fissuration de la structure. Il a été conclu que l'analyse structurelle linéaire-élastique est plus représentative si la masse de la fondation et l'impédance entre l'amortissement du barrage, et l'amortissement de rayonnement de la fondation sont incluses.

L'analyse avec prise en compte de la masse de la fondation montre une grande réduction des contraintes dans le barrage. Cette diminution des contraintes est attribuée en premier lieu à la rigidité du béton comparée à la rigidité du matériau de la fondation qui empêche l'énergie sismique d'atteindre la structure et réduit ainsi l'effet sismique, et en second lieu à la frontière infinie de la fondation qui fournit un effet d'amortissement de rayonnement permettant d'absorber l'énergie sismique de la structure. L'influence de l'inclusion des joints de retrait et de la fissuration du béton dans les analyses structurelles en éléments finis a été étudiée en utilisant la technique de la fissure distribuée. Ce modèle de fissuration forme des blocs de béton liés des côtés par des joints de retrait verticaux qui sont capables de glisser indépendamment du corps du barrage le long du plan de fissuration à la base.

En incluant tous les effets hydrodynamiques du fluide compressible dans le modèle non linéaire du barrage de *Hoover*, la fissuration du barrage s'est développée plus et les fissures ont progressé à un taux plus lent, mais la fissuration finale du modèle était très similaire à celles dues aux effets du liquide incompressible. Ainsi, l'utilisation de tous les effets hydrodynamiques n'aurait pas influencé les résultats dans la limite de l'amorce du glissement de la masse de la partie supérieure du barrage.

Des études cinématiques ont été réalisées pour étudier la stabilité au glissement d'un bloc de béton indépendant séparé du corps du barrage, délimité par une fissuration horizontale et deux joints de retrait verticaux. Le déplacement maximal « possible » si « un bloc fissuré » se forme dans la partie supérieure pendant le séisme est d'environ (9 cm) dans la direction amont. Un tel petit déplacement n'altère en aucun cas la stabilité du barrage ni cause le débordement du réservoir puisque le barrage est de (30 m) d'épaisseur.

A la fin de cette étude, il a été conclu que pour une analyse linéaire la performance s'est améliorée par rapport aux analyses traditionnelles, ceci est attribué à l'impédance entre le barrage et la fondation. Les niveaux des contraintes calculées pendant un Séisme Maximal Possible (*MCE*) sont inférieurs à la résistance à la traction du béton en incluant l'impédance entre le barrage et la fondation. Dans une analyse non linéaire avec une fondation sans masse, une fissuration du béton à (46 m) au-dessous de la crête du barrage est apparue. Cependant, même si ces fissures s'étendent à travers l'épaisseur d'amont en aval du barrage, formant des blocs indépendants séparés du corps du barrage, les mouvements calculés du bloc sont de l'ordre de quelques centimètres, qui ne causeraient pas d'instabilités ni de débordement non contrôlé du réservoir. La partie supérieure du barrage est considérée stable pour l'état post-sismique en raison de beaucoup de facteurs positifs. Le barrage comprend des drains de diamètre de (20 cm) formés au centre du canyon transversal dans le corps du barrage pour réduire les pressions de soulèvement dues à l'infiltration de l'eau le long de toute fissuration amont. L'action de voûte est maintenue pendant et après le séisme, ce qui empêche les mouvements en aval. Les (46 m) supérieurs du barrage ressemblent à une section de barrage poids avec une pente en aval. Cette partie est stable pour les charges statiques sans action de voûte. La fissuration calculée induite par le séisme est radiale, d'où l'action de voûte subsiste toujours. Le plan de base horizontal constitué par la fissuration générée lors d'un glissement sismique de haut vers le bas de la face aval, constitue un plan de glissement stable.

Dans un article présenté en 1999 par *Ohmachi et al* [41], les effets de la directivité du champ de proximité et du mouvement vertical du sol sur la réponse linéaire d'un barrage-voûte ont été étudiés. Les trois composantes du mouvement du sol enregistrées à la station du barrage de *Pacoima* pendant le séisme du 17 janvier 1994 sont choisies comme accélération au sol. Le barrage-voûte de *Morrow Point* est choisi pour cette étude. C'est un barrage-voûte centré simple presque parfaitement symétrique de (144 m) de hauteur, son épaisseur à la crête et à la base est (3.7 m) et (16 m) respectivement.

Les éléments finis coques épaisses ont été employés pour modéliser la partie principale du corps de

barrage. La partie du barrage près de sa jonction avec la roche est représentée par des éléments de transition. Le béton non armé du barrage est supposé élastique homogène, isotrope et linéaire. Un facteur d'amortissement hystérétique constant qui correspond à (5%) d'amortissement visqueux a été choisi pour tous les modes normaux de vibration du barrage à réservoir vide sur une roche rigide. Une matrice liée à la fréquence d'impédance, définie aux points nodaux sur l'interface Barrage-Roche de fondation, a été formulée pour le domaine de roche de fondation. Une procédure directe d'éléments de frontières a été employée pour déterminer la matrice d'impédance. L'interface Barrage-Roche est discrétisée par un jeu d'éléments de frontières bidimensionnels dont les points nodaux se conforment avec la modélisation en éléments finis des éléments du barrage. La roche est supposée homogène, isotrope, et visco-élastique. Le domaine liquide est modélisé comme une région finie de géométrie irrégulière à côté du barrage relié à un canal infiniment long à section transversale uniforme. L'absorption des ondes hydrodynamiques à la frontière du réservoir est représentée approximativement par un modèle unidimensionnel. Le paramètre fondamental caractérisant les effets de l'absorption des ondes hydrodynamiques de pression à la frontière du réservoir est le coefficient d'amortissement. Le coefficient de réflexion d'onde est lié au coefficient d'amortissement. Les efforts de tous les éléments voûtes et consoles sur les faces amont et aval ont été calculés pour différents angles d'incident et comparés dans des conditions de charge statiques et dynamiques.

Après analyse, il a été démontré que les effets de la directivité du mouvement d'entrée augmentent mais ses efforts sont différents sur le corps du barrage, dépendants de l'endroit, de l'intensité et de la variation de l'angle le plus critique de l'incident, aussi bien que du type d'efforts tels que des efforts de voûte et d'encorbellement. Ainsi, si un barrage-voûte est situé dans le champ de proximité, ces effets doivent être tenus en compte dans la conception sismique. Les conclusions suivantes ont été tirées : Selon la directivité ou la polarisation remarquable dans le mouvement horizontal du terrain, le barrage-voûte affiche une variation remarquable dans les efforts de voûte et d'encorbellement. La gamme de la variation est différente entre la voûte et les efforts d'encorbellement. Une grande variation s'élevant au facteur de (3) et même à (4), a été constatée sur l'effort de voûte dans la face amont au-dessous de la crête, alors qu'une valeur similaire de variation de l'effort en encorbellement est constatée sur la face aval près du plus profond point. L'angle le plus critique de l'incident auquel le plus grand effort est atteint dans la réponse n'est pas toujours identique. La contribution de la composante verticale vis-à-vis de la réponse totale est d'environ (30%).

En 2003 *Asteris et al* [38] ont puisé dans la méthode d'analyse de la réponse sismique des systèmes Barrage Poids-Réservoir. La simulation numérique de l'historique de la réponse en déplacement d'un système réel à une excitation sismique connue a été effectuée suivant la méthode des éléments finis. Des éléments d'interface particuliers développés ont été utilisés pour modéliser les discontinuités de la structure. Un programme numérique d'éléments finis a été développé et utilisé. En particulier, la réponse sismique du barrage-poids en béton de *Pine Flat* a été calculée, en utilisant les trois composantes du mouvement. Les interactions Barrage-Réservoir et Barrage-Roche ont été prises en considération. Les éléments conventionnels linéaires isoparamétriques à quatre noeuds ont été utilisés pour modéliser le barrage et sa fondation, tandis que le comportement des joints entre les plots et entre le barrage et sa fondation, a été modélisé avec des éléments d'interface. La fondation est supposée fixe, et sur les frontières latérales seuls les déplacements horizontaux ont été permis. Le barrage et sa fondation roche sont supposés dans un état de contraintes planes généralisées. L'influence du réservoir d'eau sur le comportement dynamique du barrage a été prise en considération par la méthode de « la masse ajoutée ».

Seuls le cisaillement et la rigidité normale de l'élément d'interface ont été définis. Le comportement du joint a été supposé élastique parfaitement plastique et incapable de résister à toute contrainte de traction dans la direction normale au joint. La relation contrainte tangentielle-déformation a été supposée élastique parfaitement plastique, basée sur le critère de seuil de *Mohr-Coulomb*. Le comportement non linéaire des joints a été traité par l'attribution des propriétés du joint correspondant au niveau de contrainte obtenu à partir de la dernière étape de charge d'un procédé de chargement étape par étape. Quatre cas ont été considérés dans l'analyse : barrage monolithique sur une fondation rigide ; barrage monolithique sur une fondation flexible ; barrage en blocs incorporé avec des joints de construction, sur une fondation rigide et barrage en blocs avec des joints de construction, sur une fondation flexible. Pour étudier l'effet de liaison imparfaite entre le barrage et la roche deux cas secondaires additionnels ont été considérés avec Interaction Barrage-Fondation en utilisant en premier cas des éléments joints avec des propriétés restreintes ; et en second cas sans employer les éléments joints. Le barrage a été supposé homogène, isotrope, solide élastique linéaire. Le bloc de fondation a été supposé linéairement élastique. La non-linéarité matérielle des aspects solides du système a été également considérée, et les effets non linéaires géométriques ont été inclus dans l'analyse.

Pour un barrage monolithique sur une fondation rigide ou flexible, avec réservoir vide ou plein, les résultats obtenus sous comportement élastique linéaire sont compatibles avec les premières investigations pour le béton et la roche. Les résultats de l'analyse non linéaire du système montrent que même pour le

signal sismique lissé employé, plusieurs phénomènes non linéaires se produisent dans ce système. Les plus importants de ces derniers sont le glissement et l'ouverture des joints de construction verticaux en plus de celui à l'interface Barrage-Fondation. En comparant les solutions élastiques linéaires aux solutions élastoplastiques, il a été conclu que le comportement matériel non linéaire se produit dans le système monolithique du cas (2), avec un réservoir en état plein. L'évolution de la réponse de déplacement de l'analyse non linéaire du système, diverge légèrement de celle prévue dans le calcul linéaire, avec l'indication d'une déformation plastique permanente de l'ordre de (0.76 cm) après (10) secondes du mouvement sismique. Toutefois, quand le réservoir est vide, les contraintes dans le système demeurent dans leurs limites élastiques. Pour le cas du barrage construit en blocs avec des joints de retrait verticaux, la dissipation d'énergie due au glissement et/ou à l'ouverture des joints entre les plots réduit le degré de non-linéarité et donne des réponses qui sont identiques à celles du cas élastique linéaire.

En faisant une comparaison entre les résultats, il a été conclu que la réponse du système est sensiblement affectée par le comportement des interfaces entre les matériaux du contact. L'introduction des éléments d'interface pour modéliser l'interface Barrage-Fondation débouche vers une réponse réduite puisque les joints agissent en tant que dispositifs absorbants d'énergie.

Après analyse des résultats, il a été démontré que la réponse des systèmes Barrage Poids-Réservoir, est sensiblement affectée par le comportement des interfaces des diverses discontinuités présentes dans les systèmes réels. Par la prise en compte des discontinuités avec des propriétés mesurables détaillées, cette méthode d'analyse proposée se conforme mieux aux conditions réelles que d'autres méthodes. Le programme développé pour l'analyse du système peut être employé comme outil efficace pour la conception de nouveaux barrages et pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages existants. Cependant, les propriétés constitutives et de résistance du béton non armé chargé multi axialement sous des conditions dynamiques nécessitent d'être correctement définies avant toute analyse de réponse non linéaire, cette procédure peut sûrement prévoir l'ampleur de l'endommagement qui peut être causé pendant un intense mouvement sismique et évaluer ses implications sur la sécurité des barrages en béton. En outre, les données fiables sur les propriétés des matériaux des joints doivent être évaluées à partir des expériences sous conditions de charge dynamique ; de telles données sont essentielles pour une prévision précise de la réaction du système. Les résultats de cette étude attirent l'attention sur les critères de conception des barrages courants basés sur les modèles linéaires. Le développement des techniques efficaces pour traiter toutes les formes de non-linéarités présentes dans un système réel est la nécessité la plus pressante avant que le comportement sismique des barrages-poids en béton peut être entièrement maîtrisé.

En 2004 *Sekulovic et al* [35] ont présenté un travail qui traite de l'analyse sismique des barrages-voûtes en prenant en considération le comportement non linéaire des joints de retrait sous de fortes excitations sismiques. Le bilan énergétique pour le système Barrage-Réservoir-Fondation, en fonction du temps, a été pris en considération. Le cas du barrage-voûte *Grancarevo* a été étudié. La recherche expérimentale pour ce barrage a été faite en progression avec la réalisation ainsi que l'exploitation des caractéristiques dynamiques déterminées, à travers lesquelles il a été possible de contrôler et de calibrer le modèle d'évaluation. L'analyse sismique du système Barrage-Fondation-Réservoir a été entreprise à deux niveaux de tremblement de terre (Séisme fondamental de conception et Séisme réel maximal) en vue de voir l'influence de l'endommagement dans le domaine linéaire et non linéaire. L'analyse sismique a prouvé que le barrage répond à des critères de contraintes-déformations pour les deux niveaux de tremblement de terre. Or que ce n'est pas le cas avec le bilan énergétique, parce que les joints rigides se comportent comme des dissipateurs d'énergie. La capacité d'énergie du barrage peut seulement être augmentée par la construction des joints avec une plus grande capacité d'absorption d'énergie.

Le contrôle et le calibrage du modèle conçu sont faits par le contrôle de ses caractéristiques dynamiques et la comparaison des résultats numériques et expérimentaux. La base du comportement non linéaire est l'apparition en crescendo des fissures, et le développement des mouvements relatifs le long des joints (ouverture, fermeture et cisaillement). L'apparition des déformations plastiques dans les blocs et les joints est d'une importance secondaire. Le système de l'analyse linéaire a été modifié pour être employé pour l'analyse non linéaire. La modification a consisté en l'introduction des modèles d'éléments non linéaires au niveau des joints horizontaux et verticaux entre les éléments solides et dans l'interface Barrage-Roche. Pour la simulation des mouvements relatifs, les éléments de contact du type ressort non linéaire ont été appliqués. Les éléments adoptés sont ceux qui peuvent résister seulement à la compression. Chaque élément non linéaire se compose de six ressorts non linéaires, accompagnés de six déformations intérieures. Pour la modélisation de la capacité énergétique au niveau des joints du modèle et des points de contact Barrage-Roche, différents dissipateurs d'énergie ont été utilisés, en l'occurrence des amortisseurs de frottement et des amortisseurs en caoutchouc.

Sur le modèle d'analyse linéaire avec l'effet du Séisme de Conception (*DBE*), il a été montré que les ruptures ne se produisent pas dans le barrage et le critère de stabilité établi pour le barrage est satisfait. Sur le même modèle, il a été prouvé qu'avec le Séisme Maximal Possible (*MCE*) en combinaison avec les autres effets, l'augmentation de la résistance du béton se produit en traction. Sur le modèle d'analyse linéaire, dont les joints ont été modélisés avec des éléments qui peuvent seulement accepter les

contraintes de compression, la réduction des contraintes a été enregistrée après l'entrée du barrage dans le domaine de déformations non linéaires, il a été démontré aussi qu'avec l'effet d'(*MCE*), le barrage préserve toujours la stabilité nécessaire vis-à-vis des contraintes et des déformations.

Sur les modèles précédents, la stabilité du barrage n'a pas été prouvée concernant le bilan énergétique. Sur le modèle d'analyse linéaire, l'amortissement est choisi visqueux égal à (5%), ce qui est insuffisant pour établir le bilan énergétique. Dans le modèle d'analyse non linéaire prévu sans compter l'amortissement visqueux, l'amortissement de frottement qui se produit au niveau des joints rigides est inclus, d'où l'apparition des ruptures au niveau de ces joints. Il s'est avéré que la capacité d'énergie du barrage est insuffisante en raison de la faible capacité d'absorption des joints fragiles. Afin d'augmenter la capacité énergétique du modèle d'évaluation, au lieu des amortisseurs de frottement, des amortisseurs en caoutchouc avec des caractéristiques appropriées sont inclus. Les résultats des évaluations ont prouvé qu'avec l'utilisation des dissipateurs d'énergie dans les joints, le bilan énergétique peut être établi. Il a été aussi constaté que l'effet du séisme a diminué de plus de (50%), aussi toutes les contraintes dues à cette charge sismique ont diminué d'environ (10%).

En comparant les résultats de l'analyse sismique du barrage calculés sur le modèle pour l'analyse linéaire et les résultats expérimentaux mesurés sur le barrage, il a été conclu que le modèle choisi avec l'interaction Barrage-Réservoir-Roche avec des propriétés mécaniques réelles du matériau, est approprié et acceptable pour évaluer les caractéristiques dynamiques de la réponse statique et dynamique du système. La réponse dynamique du modèle conçu, obtenue par les effets des différentes gammes de fréquences varie dans des limites très grandes et ne peut pas être déterminée avec une exactitude suffisante en se basant sur le séisme synthétique conçu. L'analyse non linéaire révèle une grande diminution des effets après que le barrage entre dans le domaine de déformations non linéaires. Il a été montré que le barrage satisfait les exigences de stabilité concernant les contraintes et les déformations pour des conditions de Séisme de Conception et de Séisme Maximal Possible, alors que la capacité d'énergie du barrage est insuffisante en raison des faibles capacités d'absorption des joints fragiles. Au niveau des joints entre les blocs, il y a une grande dissipation d'énergie, qui pourrait être augmentée par la construction appropriée des joints avec des capacités d'amortissement définies. Les résultats des évaluations ont montré qu'avec l'implantation des dissipateurs d'énergie dans les joints, le bilan énergétique peut être établi.

En 2004 *Ghanaat* [42] a prospecté l'approche des modes de rupture pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages. L'article discute d'abord le sur-chargement, le glissement, l'ouverture des noeuds, et d'autres modes de rupture qui pourraient affecter la stabilité d'un barrage en béton et de sa fondation. Il a proposé des nouveaux critères d'évaluation des performances qui démontrent si le dépassement des contraintes signifie certaines ouvertures de joints et des fissurations ou pourrait mener à la rupture. L'évaluation proposée des performances implique des analyses linéaires-élastiques et non linéaires comprenant les effets d'interaction Barrage-Réservoir et Barrage-Fondation. Également dans le processus d'évaluation, l'exactitude des analyses peut être exigée pour prendre en considération les effets de beaucoup de scénarios de modélisation du matériau et des exigences sismiques. Le critère de cohérence n'est pas donc basé sur seulement des contrôles de contraintes ; plutôt il examine les ratios demande-capacité des contraintes, les durées accumulées des retours des surcharges, la distribution spatiale des contraintes et d'autres facteurs pour déterminer si la réponse non linéaire sous la forme de fissuration et d'ouverture de joint pourrait mener aux mécanismes de rupture. En ce qui concerne les ruptures de glissement, la référence est faite au potentiel de glissement dans le barrage, à l'interface Barrage-Fondation, ou dans la base et la culée ; celles-ci peuvent exiger des analyses de l'évolution de la réponse avec estimation du déplacement cumulé de glissement.

Enfin deux exemples ont été fournis pour valider les critères de performance proposés et pour illustrer leurs applications aux barrages-voûtes. Dans cet article, seules les modes de ruptures potentielles dues à une secousse sismique ont été considérés. Les cas des mouvements de la roche, de la culée et du joint de retrait ouvert ont été étudiés. Les barrages *Pacoima* et *Morrow Point* ont été analysés pour valider les critères de performance proposés et des dommages discutés ci-dessus. Les deux barrages ont été évalués pour six ensembles d'accélérogrammes sismiques couvrant une gamme importante de paramètres sismiques comprenant le contenu de fréquence, la durée, les types d'impulsion et les séquences d'impulsion. Pour chaque ensemble, les effets des composantes des charges statiques et des mouvements sismiques ont été combinés.

Cette recherche sur les modes de rupture a mené aux conclusions suivantes : L'approche proposée des modes de rupture fournit une méthodologie systématique pour l'évaluation de la performance sismique et le niveau probable des dommages dans l'intervalle de contrôle des dommages du comportement. La performance acceptable est évaluée aussi bien en utilisant les mesures des rapports demande-capacité des contraintes, la durée cumulative des contraintes de rupture au-dessus de divers rapports de la résistance à la traction du béton que, de l'ampleur spatiale des régions surchargées. Par conséquent, elle élimine le

point faible des procédures traditionnelles d'évaluation qui sont fondées sur les contrôles simples d'effort et la sur-estimation des autres facteurs. Le seuil de performance et des dommages sur la base des résultats des analyses linéaires-élastiques a été défini et le besoin d'analyse non linéaire a été confirmé. Les analyses de validation ont indiqué que l'approche proposée est fiable, et produit des résultats qui concordent avec la performance et aux niveaux observés des dommages.

En 2004 *Noble et al* [11] ont présenté les résultats d'un projet de recherche et de développement ayant trait à la réponse sismique du barrage de *Morrow Point*. Un des objectifs de cette étude était de faire une évaluation détaillée de l'effet de divers schémas de modélisation, et des hypothèses sur la réponse prévue du barrage, ceci en considérant des non-linéarités dans le barrage dues aux clefs de cisaillement à travers les joints de retrait verticaux, des non-linéarités dues à l'utilisation étendue des surfaces de contact entre le Barrage /Réservoir /Roche/ Semelle de culée, et les non-linéarités du matériau dues à la fissuration du béton.

Deux modèles séparés ont étudié les effets de la non-linéarité matérielle du béton et du contact, due à la surface de rupture entre le barrage et la base. Les deux modèles ont affiché des déplacements maximaux amont-aval similaires au centre supérieur du barrage avec le modèle qui n'a pas inclus ces non-linéarités. Les modèles ont laissé voir que le barrage resterait stable durant toute la durée du tremblement de terre. Une large variété de modèles d'éléments finis a été employée pour cette étude. Ce qui suit est une liste non exhaustive de certains paramètres utilisés dans les modèles d'éléments finis sachant que ces paramètres n'ont pas été employés tous dans chaque modèle d'éléments finis : (1) la masse ajoutée de *Westergaard* pour l'interaction Fluide-Structure, (2) l'eau modélisée explicitement en utilisant un matériau élastique ou un matériau liquide, (3) les joints de retrait verticaux, (4) la fondation flexible topographiquement précise, (5) la semelle gauche de culée explicitement représentée, (6) les mouvements du sol introduits en tant qu'accélération à la base ou des forces en fonction du temps, (7) les frontières non réfléchissantes, (8) le Contact glissant entre le réservoir/fondation et le réservoir/barrage, (9) la frontière de transmission du côté amont du réservoir, (10) le soulèvement hydrostatique le long des contacts de la semelle et de la base, (11) la charge climatique appliquée au barrage pour représenter un état de température basse, (12) un modèle d'endommagement plastique du béton est utilisé pour le barrage et (13) l'attachement avec une surface de rupture de glissement pour l'interface de contact Barrage-Base.

Deux procédures d'analyse par éléments finis ont été utilisées pour cette étude. La méthode des accélérations faibles en employant une frontière inférieure fixe et des accélérations faibles pour simuler les

mouvements sismiques, et la méthode des forces temporelles en employant un état de frontière non réfléchissante à la frontière inférieure et des forces au lieu des accélérations faibles pour exciter les modèles structuraux. Pour les analyses transitoires, les mouvements sismiques du sol de *Cerro Prieto* ont été employés. Chaque analyse a été statiquement initialisée pour le poids propre et les charges hydrostatiques. Tous les modèles de la phase 2 ont incorporé une fondation flexible et un modèle explicite du réservoir. L'un des objectifs de cette deuxième phase de l'étude était de commencer par un modèle simple et d'inclure plus de paramètres ou de complexités dans chaque analyse afin d'analyser les effets de chaque paramètre du modèle. En outre, tous les modèles de la phase 2 ont employé les signaux sismiques lissés et la procédure d'analyse en utilisant les fonctions temporelles des forces. Par conséquent, la frontière réfléchissante à la base a été enlevée de ces modèles. Contrairement aux modèles de la phase 1, une frontière de transmission a été placée du côté amont le plus loin du réservoir et seulement un glissement de contact a été considéré entre les surfaces Réservoir-Barrage et Réservoir-Fondation. Pour les analyses de la phase 2 qui tiennent compte des joints de retrait, ces derniers sont modélisés en utilisant l'interface de joint de retrait et non pas les ressorts discrets.

Après analyse, il a été conclu que :

- En modélisant une fondation, il est important de lisser les signaux du mouvement du sol à la base du modèle de fondation. Faute de quoi, les accélérations sismiques peuvent être plus grande que prévu à l'interface Barrage-Fondation.
- En modélisant une fondation flexible, il est également important d'employer les frontières non réfléchissantes le long de tous les côtés du maillage en éléments finis. Si une frontière réfléchissante est placée à la base de la fondation, par exemple, il a été constaté que la réponse serait plus grande à travers les spectres de réponse d'accélération par rapport à la réponse qui serait calculée si une frontière non réfléchissante était employée. La topographie a eu un effet réducteur des mouvements du terrain sollicitant la structure du barrage.
- En considérant un glissement sur l'interface des vides entre le barrage et la semelle au lieu d'une surface de contact attachée, les déplacements permanents de la semelle doublent de valeurs. On peut conclure du modèle d'éléments finis utilisant un modèle d'endommagement plastique du béton pour la structure de barrage, que les endommagements au béton pour cette magnitude de tremblement de terre seraient négligeables.
- L'attachement avec des modèles de surface de rupture suggère que la structure en béton du barrage soit très stable pendant tout le chargement sismique. Les pressions hydrostatiques de soulèvement à

l'interface Barrage-Fondation ont peu d'effet sur le déplacement maximal amont-aval. Elles peuvent avoir un effet sur l'ouverture maximale du joint de retrait près de la culée gauche.

- L'analyse de la condition de températures faibles s'est soldée par des différences minimales dans les déplacements maximaux amont-aval. Les ouvertures des joints de retrait sont plus prononcées quand la semelle n'est pas restreinte, ou attachée au barrage ou à la fondation et quand la liaison avec la surface de rupture de glissement et le soulèvement sont modélisés par des éléments d'interface Barrage-Fondation.

En 2005 *Curtis et al* [12] ont pioché dans une analyse statique et dynamique non linéaire détaillée du barrage-voûte N°1 de *Cushman*, un barrage-voûte en béton à courbure simple. La surface de contact Barrage-Roche est mal formée particulièrement à la culée droite où elle est inclinée défavorablement dans le sens aval. Cette position remet en cause la capacité du barrage à résister aux mouvements sismiques forts. Pour les analyses statiques et dynamiques seulement l'ouverture, la fermeture, et le glissement le long des joints ont été modélisés avec un détail considérable. Les joints de retrait du barrage et de l'interface Barrage-Roche sont capables de s'ouvrir, se fermer, et glisser sous le chargement statique et dynamique. Le modèle 3D a été développé en assemblant des blocs discrets. La roche, le barrage en béton et les éléments du réservoir d'eau ont été eux aussi discrétisés. Le réservoir a été prolongé plus de trois fois sa hauteur dans la direction amont. Quatre ensembles de joints ont été employés pour la roche. Sept joints de retrait verticaux et des joints de contact Barrage-Fondation ont été modélisés dans le barrage. Diverses fonctions de *Poisson* ont été utilisées pour simuler l'effet du clavage des monolithes en plots indépendants aux joints de retrait, la distribution de la pression de soulèvement au contact Barrage-Fondation et la pression d'eau dans les joints sur la surface semelle de la culée droite ont été prises en considération.

La stabilité statique du barrage est vérifiée en réduisant graduellement la force de frottement des joints jusqu'à ce que les déplacements deviennent excessifs. Une analyse statique non linéaire détaillée a été engagée pour étudier le glissement sur l'interface Barrage-Fondation, en particulier au niveau de la culée droite où la géométrie de contact est défavorablement inclinée en aval. Dans l'analyse sismique non linéaire, les joints du barrage et l'interface Barrage-Fondation s'ouvrent et se ferment pendant le séisme. À plusieurs incréments de temps pendant le tremblement de terre, la force de cisaillement le long de diverses surfaces d'interface a été dépassée, ce qui a causé des déplacements relatifs de cisaillement. La stabilité post-sismique du barrage a été évaluée par l'augmentation du soulèvement et en réduisant

graduellement la force des joints. Par cette façon de procéder, le barrage peut être fiable.

Les contraintes initiales de la roche ont été calculées en utilisant le poids propre. Les blocs monolithiques du barrage ont été alors construits, et la fixation des encorbellements indépendants a été simulée en spécifiant un espace fermé entre les joints de retrait, par la suite, les charges de pesanteur ont été équilibrées. Les éléments du réservoir ont été utilisés pour charger le barrage hydrostatiquement. Des études paramétriques ont été réalisées pour examiner la sensibilité du modèle à réduire la force de frottement à l'interface Barrage-Fondation et sur les joints formant la semelle de la culée droite. Les joints entre les faces Barrage-Réservoir et Réservoir-Fondation sont supposés élastiques. Les joints de retrait dans le barrage et dans l'interface Barrage-Fondation ont une valeur de cohésion égale à zéro et une valeur d'angle de frottement de 55 degrés. La base du barrage était tout à fait rugueuse, donc, l'angle supposé de frottement est considéré conservateur. Dans l'analyse de la semelle de la culée droite, la cohésion sur les plans communs a été supposée égale à zéro. Le fluide est supposé compressible. L'interaction hydrodynamique entre le barrage et le réservoir est modélisée en utilisant des éléments solides pour le béton et le réservoir d'eau du barrage. Une comparaison des résultats a été faite en utilisant le réservoir en éléments solides et en appliquant simplement les charges hydrauliques en tant que forces nodales. Il a été révélé une réponse similaire du barrage quand le réservoir est simulé par des charges hydrauliques appliquées sur la face amont du barrage. Le déplacement de cisaillement est concentré du côté droit du milieu des plots, i.e. où la surface de contact est défavorablement inclinée en aval.

Les analyses numériques statiques effectuées ont prouvé que la semelle de la culée droite du barrage est stable avec des angles de frottement réduits à 25 degrés sur les discontinuités dans la masse de roche. Le modèle global du vecteur de déplacement dans le barrage n'a pas changé de manière significative jusqu'à ce que l'angle de frottement ait été réduit à 25 degrés. Cependant, même pour un angle de frottement de 25 degrés, les déplacements maximaux après la prise en considération du réservoir sont plus au moins de (0.76 cm) dans le barrage, et inférieurs à cette valeur dans la fondation. Par conséquent, pour le chargement fréquent et peu fréquent le facteur de sécurité à la rupture de la semelle de la culée droite est supérieur. Une conclusion similaire sur la stabilité de la semelle a été tirée en utilisant une analyse de stabilité manuelle.

En conclusion, l'analyse dynamique a été exécutée en utilisant les accélérogrammes de *Juan*, de *Fuca* et de *Cascadia* pour le chargement d'(*MCE*). La comparaison des vecteurs de contraintes avant et après la secousse sismique a montré qu'une redistribution significative des contraintes dans le barrage-voûte en béton a eu lieu. L'analyse non linéaire exécutée a mis la lumière sur divers mécanismes de rupture

pouvant se développer comme le glissement de blocs, le glissement et l'ouverture des joints pendant la charge statique et dynamique. Une analyse de sensibilité de la force de frottement a montré que le barrage reste stable dans des conditions post-sismique. Après analyse, les conclusions suivantes ont été tirées : Le barrage est stable pour les conditions de charge statiques, sismiques dynamiques et post-sismiques. Sous chargement sismique fort, le barrage éprouvera un mouvement permanent au niveau des joints de retrait du barrage et de l'interface Barrage-Fondation. Les mouvements calculés sont considérés conservateurs parce que les clefs de cisaillement du barrage ne sont pas modélisées et la force cohésive du contact approximatif de l'interface Barrage-Fondation est ignorée dans l'analyse. L'intensité des mouvements paraît acceptable. La modélisation des mouvements sur les joints permet l'évaluation réelle des barrages en états statiques, dynamiques et post-sismiques.

En 2005 *Mirzabozorg et al* [19] ont proposé une approche de fissure distribuée pour modéliser le comportement statique et dynamique du béton plein dans l'espace tridimensionnel. Le modèle proposé simule la rupture en traction dans le béton plein et inclut divers aspects pour modéliser le comportement non linéaire des barrages en béton, le comportement de préadoucissement, l'enclenchement de l'adoucissement, la conservation de l'énergie de rupture et les effets de vitesse de déformation sous les charges dynamiques. Il a été constaté que le modèle proposé donne des résultats et des profils de fissures excellents comparés aux données disponibles sous les charges statiques. Le barrage de *Morrow Point* a été analysé en incluant l'effet d'interaction Barrage-Réservoir pour vérifier son comportement sismique non linéaire. Il a été constaté que les profils de fissures résultants sont cohérents avec les contours des contraintes maximales principales sans aucune instabilité numérique enregistrée pendant l'analyse.

L'énergie de traction uniaxiale a été employée en tant que critère d'enclenchement de l'adoucissement. En se basant sur ce critère, la zone sous la courbe contrainte-déformation jusqu'à la contrainte maximale, a été employée comme indicateur d'amorce d'adoucissement. Sous les charges dynamiques, ce critère est multiplié par le carré du facteur d'amplification dynamique qui est appliqué sur la résistance apparente à la traction. Dans la phase d'adoucissement, l'approche du module de la rigidité sécante a été utilisée pour la formulation de la rigidité dans laquelle la relation constitutive est définie en matière de contraintes et déformations totales. Sur la base de cette formulation, les déformations totales sur le plan de rupture ont été décomposées en déformation élastique totale et déformations dues à la fissuration. La déformation de rupture sous les charges statiques et dynamiques a été déterminée en satisfaisant le principe de conservation de l'énergie de rupture.

La théorie de l'endommagement mécanique a été utilisée pour simuler les changements de rigidité de cisaillement dus à la phase d'adoucissement. Le modèle de fissures tournant Co axialement a été employé pour prendre en compte le comportement de l'élément fissuré. Le critère fermeture/réouverture de fissures est basé sur la valeur des déformations principales dans lesquelles la déformation totale peut être décomposée en deux composantes élastique et résiduelle.

L'élément fini isoparamétrique à (20) noeuds a été employé. Pour le cas du barrage-poids en béton, la mesure sous le Contrôle Indirect du Déplacement a montré que la réponse du modèle de la fissure distribuée proposé converge vers les résultats expérimentaux. La charge finale est cohérente aux résultats expérimentaux telle que la différence est tout juste (0.9%). Pour le cas de l'analyse sismique non linéaire du barrage-voûte de *Morrow Point*, le système Barrage-Réservoir a été excité par les trois composantes du séisme *Taft* en plus de l'application du poids propre et de la pression hydrostatique. Le mécanisme d'amortissement quasi linéaire a été employé dans l'analyse dynamique. Il a été constaté que le modèle considéré n'a manifesté aucune fissure due au poids propre et à la pression hydrostatique. Sous la charge dynamique, la première fissure est apparue à (4.745 s) au niveau de la crête. Malgré la fissuration de plus de 25% des éléments, l'analyse est stable jusqu'à la fin de l'enregistrement (20 secondes) sans aucune instabilité numérique. La contrainte maximale est de l'ordre de (7.0005 MPA) dans l'analyse linéaire. Les profils de fissures prévus dans l'analyse non linéaire sont conformes aux contours obtenus en utilisant l'analyse linéaire.

À la fin de cette étude, il a été conclu que le modèle développé convient à l'évaluation de la capacité finale du béton des barrages en prévoyant le comportement dynamique non linéaire du béton plein dans des problèmes tridimensionnels. Vu les avantages du modèle proposé, il a été jugé qu'il peut être utilisé dans l'analyse des barrages-voûtes prenant en considération les effets d'interaction Barrage-Réservoir.

En 2008 *Yaghin et al* [31] ont fouiné dans l'analyse du comportement dynamique des barrages-voûtes en béton par la méthode des éléments finis. L'étude de cas est *Karoon-1* (shahid Abbaspoor), un barrage-voûte à double courbure d'une hauteur de (200 m). Le Barrage de *Karoon-1* a été modélisé selon deux cas, le premier par le corps du barrage sans fondation et le deuxième avec la roche de fondation. Les conditions d'appuis et les caractéristiques physiques pour les deux cas sont les mêmes. Des éléments tridimensionnels à (20) noeuds ont été employés. Les enregistrements appliqués au barrage sont les composantes horizontale et verticale du séisme de *Koyina*. L'accélération de ce séisme est de (0.5g). La modélisation des appuis a été faite en considérant le rapport entre le module d'élasticité de la roche de

fondation et le module d'élasticité du béton du corps du barrage (E_f , E_c). Dans cette étude et pour ce barrage le rapport était entre 1 et 2.

Pour inspecter le comportement dynamique du barrage dans le but de calculer le coefficient d'amortissement, les fréquences des modes de vibrations ont été calculées. En premier lieu dans ce cas, le barrage a été modélisé sans appui et les mouvements dans les noeuds des culées ont été bloqués dans toutes les directions. Le coefficient d'amortissement a été calculé par la méthode de *Rayleigh*. Le coefficient d'amortissement peut-être calculé par la combinaison linéaire de la matrice masse et la matrice de rigidité.

Dans l'analyse dynamique du barrage, les coefficients d'amortissement de *Rayleigh* ($\alpha = 0.1149$) et ($\beta = 0.0206$) ont été calculés à partir du premier et du troisième mode de vibration du barrage et du rapport d'amortissement critique supposé égale à (5%). Dans l'analyse dynamique du barrage modélisé avec des appuis, les coefficients d'amortissement de *Rayleigh* ($\alpha = 0.0841$) et ($\beta = 0.0296$) ont été calculés à partir du premier et du troisième mode de vibration et de l'amortissement critique supposé égale à (5%). L'analyse dynamique du système Barrage-Réservoir vide est considérée dans le domaine temporel, également la fondation du barrage est supposée rigide. L'analyse dynamique avec réservoir plein a été réalisée en employant les coefficients de *Rayleigh*, les composantes verticale et horizontale du séisme de Koyina et la force hydrodynamique (calculée à partir de la méthode de la masse ajoutée de *Westergaard*).

Après analyse des résultats obtenus de l'analyse dynamique, il a été conclu que : Pour le barrage sans appui les déplacements maximaux au point médian de la crête du barrage sont de l'ordre de (30 cm) à la direction du réservoir d'eau et de (10 cm) à la direction opposée (U2). Pour le point médian de la base du corps du barrage, ces valeurs sont respectivement (20 cm) et (8 cm). Ces déplacements sont jugés grands causant ainsi des fissures dans le barrage. Tous les points étudiés ont été choisis dans l'amont du barrage. Selon l'analyse dynamique du barrage sans appui, la contrainte principale maximale au point médian de la crête est (3.6 MPa) et cette grandeur au point médian au niveau de la fondation affiche (1.6 MPa).

À partir de l'analyse dynamique du barrage avec des appuis pour le cas ($1 < E_f/E_c < 2$), le déplacement maximal du point médian de la crête est (29 cm) dans la direction de l'écoulement d'eau et (21 cm) pour le point médian de la base du corps du barrage sous l'analyse dynamique au temps d'application des forces sismiques. Ces déplacements, pour le point médian de la crête dans la direction opposée à l'écoulement de l'eau sont (16 cm) et pour le point médian de la fondation (8 cm). De même, à partir de l'analyse dynamique du barrage avec appuis du cas ($1 < E_f/E_c < 2$) et des tracés des évolutions

temporelles, la contrainte principale maximale pour le point médian de la crête du barrage est au plus (10 MPa) et pour le point médian au niveau de la base en amont est (6 MPa).

Par la comparaison des cas susmentionnés, il a été trouvé que le déplacement du point médian de la base (lit de rivière) est identique et le déplacement du point médian de la crête du barrage avec des appuis est plus petit, à savoir (1 cm), et pour le cas sans appui dans la direction opposée du réservoir il est plus grand avoisinant les 5 cm). Ainsi, il y a un rapport régulier entre les contraintes maximales principales. On peut voir que les contraintes maximales principales ont diminué dans le cas ($E_f/E_c = 3$) par rapport au cas ($1 < E_f/E_c < 3$) quand il n'y a aucun appui.

Par la comparaison des résultats de l'analyse du barrage avec et sans appui ($1 < E_f/E_c < 2$), il a été constaté qu'il n'y a pas une grande différence entre les tracés des déplacements et le déplacement maximal, les points analysés sont les mêmes. Les résultats ont montré que les contraintes principales maximales affichent des petites différences. Pour le barrage avec fondation, les contraintes principales maximales au point médian de la crête ont augmenté par rapport au point médian de la base. Pour le cas du barrage avec fondation, la variation du déplacement entre le point médian de la crête et le déplacement maximal est de l'ordre de (9 cm) dans la direction du réservoir d'eau et (5 cm) pour la direction opposée. Pour le cas du barrage avec des appuis, les variations des déplacements de la crête par rapport à la base étaient de (11 cm) dans la direction du réservoir et de (9 cm) dans la direction opposée, donc pour le cas avec des appuis ces variations ont augmenté.

En 2008 *Lemos et al* [25] ont présenté un modèle d'éléments discrets en (3D) pour l'analyse du comportement dynamique du barrage de *Cabril* en tenant compte de l'effet des joints de retrait. Les résultats obtenus avec ce modèle ont été comparés aux résultats obtenus à partir d'un modèle éléments finis (3D) supposant la continuité structurelle. L'étude du barrage a été réalisée pour différents niveaux d'eau, et les pressions hydrodynamiques ont été simulées avec les masses ajoutées de l'eau proposées par *Westergaard*. L'effet de l'eau en réponse dynamique du barrage a été évalué par l'analyse de la variation des fréquences naturelles. Des résultats numériques et expérimentaux ont été comparés. Le barrage de *Cabril* est un barrage-voûte à double courbure presque symétrique. Durant la vie du barrage, deux essais de vibrations forcées ont été réalisés et, plus récemment, trois essais de vibrations ambiantes ont été également effectués. Les données expérimentales obtenues des essais précédents ont été employées pour cette structure comme référence pour calibrer quelques paramètres des modèles numériques.

L'analyse a été basée sur deux types de modèles numériques : un modèle d'éléments finis (3D) employé

dans l'analyse du barrage supposé continu (sans joints) ; et un modèle d'éléments discrets qui a permis de considérer les joints de retrait du barrage et leur comportement non linéaire. Les éléments finis hexaèdres à (20) noeuds, avec des fonctions quadratiques pour l'interpolation des déplacements ont été utilisés. L'interaction hydrodynamique a été représentée en ajoutant les masses qui sont calculées par l'hypothèse de *Westergaard* à la face amont du barrage pour les deux modèles. Dans le modèle en éléments finis l'hypothèse de fondation sans masse a été adoptée. Le modèle discret, qui est développé pour des calculs non linéaires dans le domaine temporel, utilise une fondation avec masse et des frontières absorbantes sur les limites inférieures et latérales du modèle.

Pour les joints entre les blocs, dans le modèle discret l'interaction mécanique est représentée par un groupe de contacts nodaux plutôt que par des éléments de joints. Avec le modèle discret les calculs ont été réalisés en considérant trois hypothèses pour le comportement de ces joints verticaux. En premier lieu, les calculs ont été basés sur l'hypothèse de la voûte sans joints. En deuxième lieu, l'hypothèse du joint élastique avec une résistance à la traction a été adoptée, la rigidité a été définie par la rigidité normale et par la rigidité tangentielle. Troisièmement, le comportement non linéaire des joints a été considéré en utilisant un modèle de *Mohr-Coulomb*, qui est caractérisé par une résistance à la traction nulle, par une cohésion nulle et par un angle du frottement de (45°). Dans les calculs dynamiques, l'amortissement de *Rayleigh* a été employée. Avant l'analyse des résultats numériques, les procédures employées pour calculer les paramètres du modèle dynamique ont été mentionnées, à savoir les fréquences naturelles et les formes modales.

Pour discuter les différences précédemment mentionnées entre les deux modèles numériques, certains calculs ont été exécutés pour vérifier leur influence sur les résultats. La différence entre les deux types de modèles concerne seulement la matrice masse, qui est consistante dans le modèle en éléments finis et concentrée dans le modèle en éléments discrets. Une bonne cohérence entre les deux modèles a été constatée. Les différences sont plus significatives pour des modes plus élevés et pour des niveaux plus hauts de l'eau. Un deuxième aspect analysé était l'effet de la base sur les caractéristiques dynamiques du système. Il a été vérifié que la présence des joints contribue à l'augmentation de la déformabilité de la voûte. Puisque la rigidité des joints est définie par une relation entre les contraintes et les déplacements relatifs ; l'adoption d'une rigidité infinie correspond au cas continu et élastique. Pour finir, le comportement non linéaire des joints de retrait a été analysé.

Des calculs statiques ont été exécutés pour différents niveaux d'eau, dans lesquels une résistance des joints à la traction nulle et une résistance au cisaillement limitée pour un angle de frottement de (45°)

ont été supposés. Pour la situation du réservoir vide, il y a divers joints avec des zones ouvertes, sans contact. L'élévation du niveau d'eau cause la fermeture progressive des joints de retrait, d'où le comportement du barrage tend au comportement d'une structure continue. Pour des niveaux d'eau bas, l'ouverture des joints mène à une diminution de la rigidité de la voûte, et à une fréquence inférieure. Pour des niveaux plus hauts de l'eau, l'effet étudié était l'interaction hydrodynamique, il a été observé une diminution claire de la fréquence naturelle, et les résultats des deux modèles s'avoisinent, puisque les joints tendent à se fermer dans presque leur longueur entière. Il a été constaté que l'effet de l'interaction hydrodynamique donné par le modèle des masses ajoutées de l'eau est excessif, puisque la diminution des fréquences expérimentales est inférieure pour des niveaux plus élevés que celle-ci prévu par les modèles.

Après analyse des résultats il a été conclu que : Les modèles numériques utilisés, et vu les différences discutées préalablement dans les hypothèses et les formulations, ont affiché des résultats concordants. La comparaison avec des résultats expérimentaux a confirmé la capacité des modèles numériques à reproduire les aspects fondamentaux du comportement dynamique de ces structures. En particulier, il est possible de simuler l'interaction hydrodynamique du système Barrage-Réservoir, aussi bien que le comportement non linéaire des joints de retrait. Il reste quelques carences qui exigent l'amélioration des modèles, elles peuvent seulement être comblées avec un volume plus élevé de données expérimentales. Dans le cadre d'un projet ambitieux, le barrage de *Cabril* est censé être équipé d'un système de surveillance dynamique, dont l'objectif est de fournir des données importantes requises pour valider les modèles numériques, et contribuer de ce fait à l'augmentation de la fiabilité des prévisions.

En 2008 *Burman et al* [1] ont prospecté l'effet dynamique de la proximité du champ aux fondations sur l'évaluation de la sécurité des barrages-poids en béton soumis à d'intenses chocs sismiques. Dans ce travail, la fondation a été considérée de trois manières : (a) comme base rigide, (b) comprenant une part significative de la roche avec des propriétés matérielles linéaires, (c) comprenant une part significative de la roche avec des propriétés matérielles non linéaires. Le logiciel SAP 2000 a été employé pour analyser le barrage *Koyna* sous les chocs du séisme d'(*EL-Centro*) (1940). Le barrage de *Koyna* est d'une hauteur de (103 m), d'une épaisseur supérieure de (14.8 m) et inférieure de (70.0 m). Le barrage est supposé homogène, solide, élastique, isotrope. Les signaux sismiques de *Koyna* et *Northridge* ont été appliqués au même modèle du barrage avec les mêmes propriétés matérielles de base. La non-linéarité matérielle du matériau de la fondation a été simulée en incorporant un modèle avancé basé sur la plasticité du sol

appelé modèle élastoplastique de *Bouc-Wen*. La condition de frontière de rayonnement a été satisfaite en utilisant des ressorts-amortisseurs à la frontière tronquée du domaine de la fondation.

Les analyses linéaires et non linéaires temporelles ont été effectuées pour comparer leurs réponses dans l'analyse de l'interaction Sol-Structure. Pour le signal de *Koyna* et de *Northridge*, le déplacement maximal à la crête a augmenté dans le cas non linéaire par rapport au cas linéaire. Dans le cas du signal de *Koyna* les déplacements ont augmenté en raison de l'accélération de crête élevée. Dans le cas du signal de *Northridge*, l'accélération maximale du sol est (0.568g), et les déplacements calculés sont inférieurs à ceux du signal (*EL-Centro*). Ainsi utilisation des éléments non linéaires au niveau de la fondation peut faire augmenter ou diminuer la réponse en déplacement selon les caractéristiques du mouvement du sol et les propriétés environnantes de la fondation et de la structure. Afin de voir le comportement des efforts développés à l'intérieur du corps du barrage, les valeurs des contraintes normales (σ_{xx}) et (σ_{zz}) et de cisaillement (σ_{yy}) ont été étudiées. Les valeurs des contraintes normales et de cisaillement développées vis-à-vis de l'accélération générée par le séisme d'*EL-Centro* au niveau du talon de la semelle du barrage ont été présentées.

Il a été observé que la non-linéarité à l'interface Barrage-Fondation diminue les efforts globaux à l'intérieur du corps du barrage comparativement au cas où le matériau de la fondation est considéré linéaire. Par conséquent, la non-linéarité de la fondation peut faire augmenter ou diminuer les valeurs des contraintes dans le corps du barrage selon les caractéristiques du mouvement du terrain. Il a été observé que les déplacements avaient diminué dans le cas de l'hypothèse d'une fondation flexible comparés au cas de la fondation rigide. Aussi, il a été observé une augmentation significative de l'intensité des contraintes normales horizontales lorsque la flexibilité et la non-linéarité de la fondation ont été prises en compte.

Les conclusions suivantes ont été tirées : Les déplacements et les contraintes ont augmenté lorsque la flexibilité de la fondation est prise en considération comparativement à l'hypothèse de fondation rigide. Lorsque la non-linéarité matérielle de la fondation est prise en compte, le barrage subit une augmentation des déplacements et des contraintes par rapport au cas linéaire pour les signaux sismiques d' *EL-Centro*. Cependant, la non-linéarité de la fondation peut faire augmenter ou diminuer la réponse du déplacement selon les caractéristiques du mouvement du sol, les propriétés environnantes, et le type de fondation et de la structure. Le modèle hystérétique de *Bouc-Wen* est capable de représenter le comportement fortement non linéaire sous les deux cas de chargement, à savoir, cyclique et aléatoire.

Dans un document présenté par *Pejovic et al* [39], l'évaluation de la sécurité d'un grand barrage-voûte en béton de *Mratinje* a été présentée. C'est un barrage à double courbure de (200 m) de hauteur. Pour l'analyse sismique du barrage, les caractéristiques dynamiques ont été déterminées, ensuite des analyses expérimentales, qui ont, à leur tour, permis le contrôle et le calibrage du modèle numérique ont été effectuées. La recherche a été basée sur l'analyse numérique simultanée du système interactif Barrage-Réservoir-Fondation en utilisant les éléments finis tridimensionnels et des conditions de fondation sans masse.

Cette étude s'est composée de deux parties. La première est une analyse linéaire élastique avec un amortissement visqueux et un mouvement uniforme du sol en champ libre avec une série de fréquences variables. La deuxième, est une analyse non linéaire fondée sur l'hypothèse du barrage composé de blocs en consoles séparés par des joints de retrait, sous une action sismique extrêmement forte. Les joints de retrait ne peuvent pas transférer les contraintes de traction substantielles de la voûte, mais ils peuvent s'ouvrir et se fermer pendant que le barrage vibre en raison du mouvement sismique. Dans cette analyse, les contraintes non linéaires résultant des mouvements des joints de retrait et les effets de la non-linéarité du béton ont été inclus. Les résultats de l'analyse numérique ont été comparés aux résultats des investigations expérimentales, qui ont résulté des essais de vibration forcées in-situ. Des conclusions au sujet des évaluations de la sécurité du barrage ont été présentées.

Pour l'analyse linéaire, le système Barrage-Base-Réservoir est pris comme un modèle numérique tridimensionnel avec les hypothèses de fondation sans masse et du comportement compressible du réservoir. Des éléments finis tridimensionnels à (24) noeuds ont été employés. Pour le corps du barrage, l'épaisseur de l'élément est prise égale à la moitié de l'épaisseur du barrage. Dans le modèle numérique de la fondation, la largeur adoptée de la roche est égale à approximativement 1.5 la hauteur du barrage. L'élément fini 3D avec huit noeuds a été employé pour la discrétisation du réservoir. La longueur du réservoir est égale à deux fois la hauteur du corps du barrage. L'amortissement est pris égale à (5%). Le contrôle et le calibrage du modèle conçu sont faits avec un contrôle de ses caractéristiques dynamiques et en comparant les résultats numériques à ceux expérimentaux. Le modèle pour l'analyse non linéaire a été érigé selon les principes suivants : La quantification du corps du barrage pour tous les modèles d'évaluation est faite selon des joints verticaux et horizontaux. La fondation est supposée élastique linéaire de la même façon qu'en analyse non linéaire.

Les effets du comportement non linéaire sont apparents, à savoir, l'augmentation des fissures et l'apparition des mouvements relatifs le long des joints (ouverture, fermeture et cisaillement). L'apparition

des déformations plastiques dans les blocs et les joints est d'importance secondaire. Pour la simulation des mouvements relatifs, les éléments de contact du type ressort non linéaire ont été appliqués, ils sont construits dans le réseau des noeuds des éléments finis le long des joints dans la zone de jonction environnante. Chaque élément non linéaire se compose de six ressorts non linéaires de longueur nulle pour la simulation de six déformations intérieures. La relation contrainte-déformation de ces ressorts est indépendante pour chacun des ressorts.

Après analyse des résultats, il a été constaté qu'il y a une différence négligeable entre les caractéristiques dynamiques calculées du barrage sur le modèle numérique choisi et celles mesurées pendant les essais expérimentaux.

Au début, en analysant les effets des tremblements de terre avec différentes gammes de fréquences afin de choisir l'accélérogramme Maximal Possible (*MCE*), la différence de base a été notée pour certains tremblements de terre. Il est évident que, selon le type d'effet et la position de la section transversale, l'accélérogramme soit primordial. La réponse dynamique du modèle obtenue suite à des tremblements de terre avec différents intervalles de fréquences, varie dans des limites très larges et le point le plus important de la recherche est la micro-localisation des paramètres sismiques. Il est clair que les effets extrêmes pour le corps entier du barrage ne peuvent pas être trouvés à partir des accélérogrammes synthétiques. Il a été remarqué que les effets non linéaires sont les plus grands dans la partie centrale du corps du barrage. Le facteur d'amplification de l'accélération pendant le séisme *Petrovac*, qui a été calculé sur le modèle non linéaire est important, il est de l'ordre de (15.6), ce qui démontre la sensibilité du barrage aux effets sismiques.

Les effets obtenus par analyse linéaire et non linéaire sont sensiblement différents, non seulement par valeur, mais également par la distribution de l'effort dans le corps du barrage. En comparant les résultats de l'analyse sismique linéaire aux résultats expérimentaux, il a été conclu que le modèle choisi du barrage, qui tient en compte l'interaction Barrage-Roche-Réservoir avec des propriétés mécaniques réelles du matériau, est approprié et acceptable pour déterminer les caractéristiques dynamiques de la réponse statique et dynamique du système de Barrage-Fondation-Réservoir.

La réponse dynamique du modèle conçu, obtenue par les effets des différents intervalles de fréquences sismiques est localisée dans des limites très larges et ne peut être déterminée avec une exactitude suffisante en se basant sur des signaux sismiques conçus synthétiquement. L'analyse non linéaire a révélé une grande diminution des influences après que le barrage est entré dans le domaine de déformations non linéaires. Il a été montré aussi que le barrage a satisfait les critères de stabilité vis-à-vis des contraintes

et des déformations pour les conditions du Séisme de Conception (*DBE*) admis et du Séisme Maximal Possible (*MCE*), alors que la capacité énergétique du barrage est insuffisante en raison des petites valeurs de capacité d'absorption des joints fragiles.

En 2008 *Chopra* [5] a présenté un travail identifiant les facteurs qui influencent de manière significative l'analyse tridimensionnelle des barrages-voûtes en l'occurrence, la taille des domaines semi-infinis du réservoir et de la roche de fondation, l'interaction Barrage-Réservoir, l'absorption de l'onde à la frontière du réservoir, la compressibilité de l'eau, l'interaction Barrage-Roche de fondation, et les variations spatiales dans le mouvement du sol à l'interface Barrage-Roche. Dans ce travail, restreint à l'analyse linéaire, les procédures d'analyse appropriées et les facteurs à prendre en considération pour estimer la résistance sismique des barrages-voûtes en béton ont été discutées.

Une procédure d'analyse linéaire dynamique, basée sur la méthode des sous structures, a été élaborée pour déterminer la réponse sismique des barrages-voûtes et mise en application dans un programme numérique EACD-3D-96. Parmi les multiples barrages étudiés, on dénote le célèbre barrage de *Hoover*, (221 m de hauteur) pour un pic d'accélération d'environ (0.8g). En supposant que la roche est sans masse et en négligeant la compressibilité de l'eau, il a été nécessaire de donner de l'importance aux contraintes maximales de traction à cause des limites du logiciel disponible à l'époque. À 60 m au-dessous de la crête du barrage, les contraintes résultantes sur les faces amont et aval, ont dépassé la résistance à la traction du béton, indiquant que le barrage se fendrait par l'épaisseur. Ces résultats se sont avérés illogiques aux ingénieurs. Les analyses réalisées par EACD-3D-96 ont donné des contraintes qui étaient divisées par deux comparées à celles prévues par les analyses précédentes, avec une roche supposée sans masse, ce qui indique que seule la fissuration minimale du béton se produirait. Après l'expérience du barrage de *Hoover*, les ingénieurs ont adopté une nouvelle philosophie pour réaliser des analyses structurelles plus avancées (basées sur les propriétés matérielles réelles) et faire des essais pratiques pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages en béton. Des analyses sur plusieurs barrages ont mené aux observations suivantes :

- La comparaison des contraintes sismiques calculées selon deux conditions : prise en considération ou non de la compressibilité de l'eau a conduit aux remarques suivantes : les effets de la compressibilité de l'eau, qui sont généralement significatifs, varient en fonction de la position sur la surface du barrage. En négligeant la compressibilité de l'eau, les contraintes peuvent être sensiblement sous-estimées,

comme dans le cas du barrage de *Monticello*, ou être sensiblement surestimées comme dans le cas du barrage de *Morrow Point*. De ce fait, la compressibilité de l'eau devrait être incluse dans l'analyse des barrages-voûtes.

- La comparaison des contraintes induites dans les barrages *Deadwood*, *Monticello*, *Morrow Point* et *Hoover* calculées en considérant deux conditions : l'interaction Barrage-Roche ; et la flexibilité de la roche de fondation seulement, a montré que si uniquement la flexibilité de la roche est prise en considération, les contraintes sont plus au moins surestimées par un facteur de (2) pour les trois premiers barrages et par un facteur de (3) pour le barrage de *Hoover*. Puisqu'une telle surestimation des contraintes peut mener à des conceptions sur-conservatrices des nouveaux barrages avec une conclusion incorrecte qu'un barrage existant est peu sûr, et, d'où, nécessitant une rénovation, il est impératif que les effets d'interaction Barrage-Roche doivent être inclus dans l'analyse.
- Vu la grande disparité dans les résultats selon le choix des modèles numériques, il est important de calibrer les modèles numériques par rapport aux mouvements du barrage enregistrés pendant les séismes et les essais de vibration forcées. Des modèles en éléments finis du système Barrage-Fondation, en supposant que la roche est sans masse, étaient développés et leurs propriétés ont été calibrées par rapport aux essais de vibrations ambiants et aux essais de vibrations forcées ; un tel calibrage a mené à des constantes d'amortissement de (2%) à (3%) pour les barrages. La réponse des barrages de *Mauvoisin* et *Punt-dal-Gall* due au mouvement enregistré dans le champ libre à partir de la base du barrage, et celle du barrage d'*Emosson* due à un mouvement faible, ont été calculées. Bien que les modèles aient été calibrés, les mouvements calculés de la crête du barrage étaient beaucoup plus grands que les enregistrements sismiques. Pour avoir une conformité raisonnable entre les mouvements calculés et enregistrés, la constante d'amortissement pour le béton du barrage a été augmentée jusqu'à (15%) pour *Emosson* et à (8%) pour *Mauvoisin* et *Punt-dal-Gall*. Puisque ces valeurs d'amortissement sont très importantes et irréelles, il a été conclu que la supposition de la roche sans masse dans l'analyse précédente ne représente pas le comportement réel. En utilisant une constante d'amortissement calibrée de (2 à 3)% pour le barrage et des valeurs d'amortissement raisonnables pour la roche de fondation, les analyses qui suivent inclues les effets de l'interaction Barrage-Roche (en considérant l'inertie de la roche, l'amortissement matériel, et l'absorption du rayonnement). Ces analyses, mises en application sur le programme EACD-3D-96, ont donné des réponses proches des réponses mesurées, mais des anomalies significatives ont demeuré, ces dernières ont été attribuées aux variations spatiales du

mouvement du sol qui ont été ignorées dans l'analyse en raison des limites du programme utilisé. La procédure d'analyse de (*Tan et 1995* [20]) et le programme de sa mise en oeuvre EACD-3D-06 ont été développés pour prendre en considération la variabilité spatiale du mouvement du sol en champ libre, ayant pour résultat le programme informatique EACD-3D-08.

- L'effet structurel dû à la variabilité spatiale de l'action sismique peut être scindé en deux parties : la réponse quasi statique et dynamique. La composante quasi statique est la réponse due à l'application statique du déplacement prescrit des appuis structuraux à chaque instant ; dans le cas du barrage, ce sont les points nodaux à l'interface Barrage-Roche. La façon par laquelle la réponse du barrage est affectée sensiblement par des variations spatiales de signal est étroitement liée à l'importance de la composante quasi statique qui dépend du degré de variabilité du mouvement du terrain dans l'espace le long de l'interface Barrage-Roche. Ce concept est illustré ci-après par deux exemples : Le barrage de *Mauvoisin* et le barrage de *Pacoima*. La réponse du barrage de *Mauvoisin* au mouvement du sol spatial variable enregistré pendant le séisme de *Valpeltine* ($M = 4.6$) a été déterminée par le programme EACD-3D-2008 ; les effets de la pesanteur n'étaient pas inclus. En examinant tous les déplacements, la réponse la plus forte se produit dans la direction de l'écoulement ; les déplacements transversaux et verticaux à l'écoulement sont de (44%) et (27%), respectivement, par rapport au déplacement dans la direction de l'écoulement. Bien que la composante quasi statique soit dominante dans les réponses transversales et verticales à l'écoulement, elle présente une partie relativement petite du déplacement dans la direction de l'écoulement, qui est la direction de la réponse la plus forte. Par conséquent, la variabilité spatiale du mouvement de terrain influence modestement les contraintes dans le barrage. Cette prévision a été confirmée par les résultats des deux types d'excitations, spatiale- uniforme et spatiale-variable. Bien que la variabilité spatiale du mouvement du sol ait causé des contraintes légèrement plus grandes près de l'interface du Barrage-Roche, son influence globale sur les contraintes dans le corps du barrage est relativement petite. L'influence de cette dernière sur la réponse du barrage de *Pacoima* a été étudiée, où la réponse du barrage a été calculée par un programme qui permet la modélisation non linéaire du barrage en supposant que la roche est sans masse et l'eau est incompressible. En conséquence, les contraintes calculées dans le barrage sont très différentes. La variabilité spatiale du mouvement de terrain a une influence importante sur la grandeur des contraintes ainsi que sur leur distribution. De ce qui précède, la réponse du barrage vis-à-vis du mouvement du sol uniforme enregistré à la base du barrage est beaucoup plus petite que celle due à un signal variable dans l'espace.

À partir d'une série d'analyses effectuées sur des exemples de barrages réels, il a été démontré que : En négligeant la compressibilité de l'eau, les contraintes peuvent être sensiblement sous-estimées pour certains barrages ou surestimées pour d'autres ; En négligeant la masse de la roche et l'amortissement, les efforts peuvent être surestimés par un facteur de (2) ou (3) ; Les variations spatiales du mouvement du terrain peuvent profondément influencer la réponse de barrage mais leurs effets peuvent être petits dans certains cas. Par conséquent, l'analyse de tremblement de terre des barrages-voûtes doit inclure les facteurs suivants : la taille des domaines semi-infinis du réservoir et de la roche de fondation, l'interaction Barrage-Eau, l'absorption des ondes hydrodynamiques à la frontière du réservoir, la compressibilité de l'eau, l'interaction Barrage-Roche et les variations spatiales du mouvement de sol à l'interface Barrage-Roche, néanmoins, la plupart des analyses par éléments finis sont basées sur des logiciels, qui ignorent ces facteurs.

En 2008 *Mills-Bria et al* [10] ont présenté un article qui traite de l'utilisation de la technique d'éléments finis explicites pour la réalisation des analyses statiques et dynamiques non linéaires des barrages en béton. Les analyses sont présentées pour un barrage-voûte à paroi épaisse de, (150 m) de hauteur réalisé dans une gorge large, et un barrage-voûte à paroi mince de (78 m) de hauteur réalisé dans une gorge étroite. Le barrage-voûte épais possède 26 joints de retrait et un bloc de fondation potentiellement mobile (vulnérables).

Le réservoir en amont à partir de l'ancien barrage et l'eau entre les deux barrages sont modélisés avec des éléments finis fluides. Ces éléments tiennent compte des interactions hydrostatiques et hydrodynamiques. Les surfaces de contact qui sont capables de glisser et de s'ouvrir représentent : les joints de retrait, les lignes de refoulement non adhérent, les discontinuités dans la fondation et les interfaces entre le barrage, la fondation et le réservoir. Des frontières non réfléchissantes ont été supposées aux limites de la fondation et du réservoir. Des signaux dus aux mouvements de sol lissés ont été appliqués au fond de la fondation, ces mouvements se propagent vers le haut à travers la fondation tout en produisant des mouvements variables dans l'espace autour du canyon. Des propriétés matérielles ont été obtenues à partir des essais en laboratoire et calibrées en utilisant des fréquences naturelles. Des techniques de photogrammétrie ont été employées pour présenter la topographie exacte de la surface et les orientations du plan stratifié de la fondation.

Le programme TRUEGRID a été employé pour la modélisation géométrique du modèle et LSDYNA a été employé pour les analyses structurelles. Un effort considérable a été accompli pour calibrer et vérifier

le modèle LS-DYNA. Le premier objectif était de s'assurer que le modèle pourrait prévoir le glissement du bloc de fondation de la culée gauche tout en maintenant la charge du réservoir. Ensuite l'interaction des surfaces de contact modélisées dans les zones de contact à proximité de la roche et le comportement des éléments du réservoir dans les interfaces en contact avec le barrage et la fondation ont été considérés.

Des études supplémentaires de vérification ont inclus :

- la comparaison de l'accélération du bloc à calculer par le programme pour la partie coulissante du modèle sous un frottement nul avec une force résultante connue à l'accélération théorique,
- la démonstration que les glissements initiés à une force connue sont compatibles à la résistance au frottement, et
- la confirmation que les forces de cisaillement du contact glissant n'étaient pas plus grandes que la force normale multipliée par la tangente de l'angle de frottement de contact.

Le modèle a été calibré en utilisant des résultats de l'essai de vibrations forcées, de l'essai de vibrations ambiantes, de l'essai effectué sur des noyaux de béton, et des mesures de densité de la roche et du béton. Les surfaces de contact étant attachées, une impulsion de vitesse a été appliquée au modèle en profondeur. Des vitesses nodales ont été extraites le long de la crête du barrage et évaluées en utilisant une analyse de *Fourier*. Les fréquences extraites de cette manière ont été comparées aux valeurs mesurées. Des essais de cisaillement direct sur des échantillons de grands diamètres et des plans de ruptures stratifiés et des failles simples ont aidé à établir la résistance au cisaillement des discontinuités de la fondation, en même temps que l'évaluation de la rugosité de la surface du profil.

Des analyses ont été exécutées pour estimer le facteur de la sécurité pour le bloc de roche au repos. Les coefficients de frottement sur toutes les surfaces de contact glissant ont été réduits par un facteur constant. Le facteur à partir duquel le glissement s'amorce est équivalent au facteur de sécurité. Pour des états existants de soulèvement, le facteur de la sécurité a été déterminé pour qu'il soit supérieur à (1.5), et pour l'état linéaire accru de soulèvement, on l'a déterminé pour qu'il soit supérieur à (1.3). Des analyses dynamiques ont été réalisées pour (11) mouvements synthétiques différents ; (3) à une période de retour d'environ de 10.000 ans, (5) à 50.000 ans, et (3) à 200.000 ans. Des petits déplacements du bloc de roche ont été enregistrés dans tous les cas. Les mouvements comportent typiquement de petites translations descendant le long du joint de retrait du bloc 10 – 11 du barrage, de la rotation du bloc dans le sens des aiguilles d'une montre de façon à ce que des déplacements plus grands se produisent à l'extrémité supérieure du bloc.

1.2. Synthèse Bibliographique

La déformation du barrage et de la roche a eu comme conséquence le développement des forces normales positives le long de la faille F4 et le joint de retrait du bloc 10-11 du barrage dans beaucoup de cas, bien que la force normale sur F4 a chuté à une petite valeur, la force du joint de retrait a augmenté et la faille F4 est tendue jusqu'à ouverture. Ceci a permis au modèle de déformation décrit de se produire, que la faille F1 soit incluse dans la solution ou non, bien que les déplacements aient été réduits lorsque F1 était incluse. La séparation complète à la faille F4 s'est produite pour les mouvements sismiques du sol de 200.000 ans. Un contrôle des forces de l'eau sur les faces amont du barrage a prouvé qu'il n'y avait aucune réduction significative du chargement dû au mouvement.

Les déplacements verticaux ont été commandés par l'orientation des stratifications de façon que le contact entre les blocs et la roche de fondation soit toujours maintenu. Des études de sensibilité ont été réalisées pour le mouvement du sol de 50.000 ans (le plus critique des mouvements), d'abord en incluant F1 dans la solution, et puis par un autre comprenant le soulèvement accru avec (50%) d'efficacité des drains qui pourrait résulter du mouvement des blocs. Les résultats, ont indiqué une légère diminution du mouvement quand F1 est incluse, et une légère augmentation du mouvement en considérant le soulèvement accru. Pendant les analyses de mouvement sismique de 200.000 ans, le barrage a été séparé de la base à plusieurs monolithes et du côté inférieur de la culée droite, la résistance des contacts a été à peine dépassée. Ceci semble être le résultat des grandes impulsions verticales de vitesse dans chacun des enregistrements sismiques, et a pu avoir comme conséquence la redistribution des charges avec des déplacements plus prononcés.

Le modèle précédent a indiqué que le mode d'échec probable est la rotation en aval des blocs constitués par la propagation de la fissuration horizontale près du centre de la face aval et la fissuration diagonale parallèle aux culées le long de la structure. Un contrôle de stabilité du barrage a montré que les contraintes principales maximales de traction dynamiques se sont produites dans le barrage près du centre de la face aval, presque alignées dans la direction des consoles, mais seulement pour un nombre restreint de points. Bien que ceci pourrait avoir comme conséquence la fissuration horizontale localisée dans cet endroit, la fissuration diagonale parallèle aux culées et à la propagation de la fissuration le long de la structure serait exigée pour l'amorçage d'un effondrement réel du barrage par rotation de blocs. Un contrôle des contraintes principales maximales plus près de la culée a indiqué des valeurs maximales sensiblement plus petites pour un séisme typique de 50.000 ans, et qui sont inférieures à la résistance à la traction dans le béton. Les contraintes principales maximales de traction n'ont pas dépassé les (4.82 MPa) sur la face amont.

En 2008 *Ghanaat et al* [43] ont établi un travail débouchant vers une vue d'ensemble sur les conseils du « Corps des Ingénieurs de l'Armée des USA » pour la conception sismique et l'évaluation des barrages en béton, telles que présentées dans le manuel de l'ingénieur EM1110-2-6053. Les conditions pour concevoir et évaluer les barrages en béton pour avoir une performance prévisible pour des niveaux de risque sismique spécifiés sont discutées. Le manuel présente les procédures qui montrent comment concevoir ou évaluer une structure hydraulique comprenant des barrages pour avoir une performance prévisible pour les niveaux spécifiques de risque sismique.

Trois niveaux de performances sismiques y compris le fonctionnement, le contrôle des dommages, et l'empêchement d'effondrement ont été présentés. Les séismes d'entrée sont définis et les procédures d'analyse et d'évaluation et les critères admissibles pour chaque niveau de performance sont décrits. Ces dernières se composent de procédures linéaires et non linéaires pour évaluation de la réponse sismique et des critères admissibles basés sur des rapports demande-capacité, le contrôle des seuils de dommages, et le niveau imperceptible des mouvements et de la condition de stabilité post-sismique pour évaluer la sécurité du barrage. C'est une initiation aux contrôles simples traditionnels des contraintes dans lesquels la contrainte élastique prévue est comparée à la résistance prévue du béton. Seuls les barrages-poids et voûtes en béton ont été discutés dans ce document.

Cependant, la conception et l'évaluation sismiques des équipements critiques devraient suivre les procédures présentées dans ce manuel. Un ensemble de conditions a été déterminé pour empêcher l'effondrement brusque si la structure aura à subir des dommages graves, et ce pour limiter les dommages à un niveau réparable, ou juste pour maintenir la fonctionnalité après le séisme.

Selon les orientations du manuel, le processus global de la conception sismique et l'évaluation des barrages en béton comprennent les étapes suivantes :

- Le développement des séismes de conception et des mouvements de sol associés, l'établissement des niveaux de performances et des performances d'objectif.
- Le suivi de la méthode d'analyse pour le calcul de la réponse sismique.
- L'interprétation et l'évaluation des résultats pour apprécier la sécurité du barrage.

Comme illustration, un exemple a été fourni pour expliquer l'application du manuel à l'évaluation sismique d'un barrage-poids en béton.

En 2010 *Lin et al* [17] ont présenté une étude basée sur la méthode de l'élément fini de frontière mesurée, une procédure est développée pour l'évaluation de la pression hydrodynamique agissant sur la voûte ou la face du barrage-poids. Les effets de la compressibilité de l'eau et de l'absorption au fond et sur les côtés du réservoir sont pris en considération. Les divers facteurs qui influencent la pression hydrodynamique induite par le séisme sont examinés. L'accent est mis sur l'influence de la géométrie du réservoir sur la valeur et la distribution de la pression hydrodynamique sur la voûte ou la face du barrage-poids. Les exemples numériques ont démontré que la méthode de l'élément fini de frontière mesurée est une méthode numérique puissante et économique traitant les problèmes hydrodynamiques.

Pour étudier l'effet de la géométrie du réservoir sur les interactions Barrage-Fluide, un réservoir de géométrie arbitraire a été modélisé par des sous-domaines irréguliers finis et des sous-domaines infinis de la section transversale uniforme. Dans cette section, la formulation de l'élément fini de frontière mesurée de l'équation hydrodynamique pour le sous-domaine irrégulier fini a été étudiée. Des exemples numériques de la pression hydrodynamique sur la face rigide du barrage pour le système de Barrage-voûte-Réservoir et pour le système Barrage poids-Réservoir ont été fournis. Les résultats pour le réservoir avec une section transversale uniforme et ceux pour le réservoir avec la géométrie irrégulière ont été comparés.

L'interaction hydrodynamique du barrage-voûte de *Morrow Point*, avec une hauteur de (141.7 m), est choisie pour cette étude. La fonction de la réponse fréquentielle de la pression hydrodynamique du réservoir plein sur la face rigide du barrage a été évaluée. Cinq valeurs du coefficient de réflexion des ondes ont été considérées ($a = 1.0, 0.75, 0.50, 0.25, 0$). La force hydrodynamique totale agissant sur la face amont du barrage a été normalisée en respectant la force hydrostatique ($F = 0.416gh_3$) et la fréquence du signal a été normalisée en respectant ($r = pc/2h$), la première fréquence naturelle de vibration d'un réservoir infini de profondeur uniforme (h) avec un fond rigide.

Les forces hydrodynamiques du réservoir infini de section transversale uniforme agissant sur la face amont du barrage, vis à vis à l'action sismique harmonique dans la direction de l'écoulement, et la direction verticale et transversale à l'écoulement ont été analysées. La distribution correspondante de la pression le long de l'encorbellement central (ou du quart de l'encorbellement) a été aussi analysée. Les forces hydrodynamiques sur la face rigide du barrage pour un réservoir à fond incliné, dues au mouvement sismique harmonique dans les 03 directions ont été comparées. La distribution correspondante à la pression le long du quart de l'encorbellement a été analysée. Il a été constaté que la variation de la géométrie du réservoir mène à un changement spectaculaire de l'amplitude des pics de résonance et des fréquences de résonance de la réponse fréquentielle du barrage. En outre, la distribution de la pression

hydrodynamique au-dessus de la surface du barrage a également changé.

La pression hydrodynamique agissant sur la face amont d'un barrage poids de (100 m) de hauteur a été étudiée. La force hydrodynamique normale soumise au mouvement harmonique du sol amont, la variation de la pression hydrodynamique avec le coefficient de réflexion de l'onde des sédiments du réservoir, ainsi que la fréquence du signal sismique ont été analysées. Il a été conclu que l'approche proposée nous renseigne qu'une meilleure efficacité numérique avec une convergence à l'exactitude peuvent être réalisées. Aussi, il a été conclu que la géométrie du réservoir affecte l'amplitude et la distribution de la pression hydrodynamique en traitant l'effet de l'aspect sur la face de la voûte ou celle du barrage-poids.

En 2010 *Mirzaei et al* [13] ont analysé dynamiquement la réponse d'un barrage voûté à double courbure en utilisant l'analyse non linéaire de la charge statique similaire à la méthode du spectre de capacité (puissance). La méthode implique de choisir, le repère approprié pour évaluer le comportement de la structure en utilisant un profil approprié de charge de la poussée progressive (*Pushover*), la conversion de l'action sismique au même repère et la détermination de l'état de performance. L'analyse *Pushover* a été introduite pour surmonter les difficultés de l'analyse temporelle. Son objectif est d'évaluer la capacité prévue d'un système structurel par l'estimation de sa résistance vis-à-vis à sa déformation sous l'effet d'un profil latéral dans une analyse statique non linéaire, et en comparant cette capacité avec les actions sismiques pour atteindre la performance de la structure.

Le but de cette analyse est de simplifier l'analyse temporelle des barrages-voûtes à double courbure en utilisant les concepts de base de l'analyse *Pushover*. Les aspects clés de cette méthode tels que, la sélection du système de coordination approprié, le profil de la charge de poussée progressive, la paramétrisation de l'analyse non linéaire en tenant compte des effets des phénomènes non linéaires les plus importants, et la conversion de l'action sismique proposée par les codes de calcul dans le système de coordonnées choisies, ont été considérés et implémentés afin d'évaluer l'efficacité de la méthode et les résultats ont été comparés à ceux de l'analyse temporelle non linéaire. Cet article a présenté une méthode numérique simple pour l'analyse par poussée progressive des barrages-voûtes à double courbure soumis à une charge statique équivalente. Les résultats de l'algorithme développé de cette méthode ont été comparés avec ceux de l'analyse temporelle du barrage en béton *Karoun IV*.

Dans l'ensemble, Les principales conclusions de la présente étude peuvent être expliquées comme suit : Compte tenu de l'indice d'erreur calculé, il semble que cette méthode peut être améliorée en appliquant certains changements de manière à diminuer l'erreur et obtenir des résultats qui sont beaucoup plus

proches aux résultats de l'analyse temporelle. Par exemple si les joints de construction qui existent dans la structure du barrage sont modélisés, le résultat peut être amélioré. Une autre option pourrait être l'examen de l'effet de changer le profil de chargement qui a été utilisé pour l'analyse *Pushover* et trouver le profil le plus approprié à appliquer à cette forme spéciale de la structure. Dans l'ensemble, compte tenu des résultats obtenus, il semble que la méthode proposée est un outil fiable pour analyser les barrages-voûtes à double courbure et si elle est améliorée, elle peut être considérée comme une alternative aux méthodes communes pour l'analyse de structures spéciales.

En 2010 *Labibzadeh et al* [34] ont présenté une étude qui traite l'effet des joints de retrait verticaux sur la sécurité du barrage-voûte en béton de *Karun-1* sous l'effet des charges thermiques au moyen de la simulation relativement exacte de : la géométrie en éléments finis 3D, du comportement du matériau et des conditions de frontière du barrage, et ce en utilisant le logiciel ABAQUS. Les tenseurs des contraintes principales des consoles et de la voûte, aussi bien que les vecteurs des déplacements choisis comme indicateurs de stabilité et de contrôle de la sécurité, ont été profondément examinés.

Dans cette étude, l'effet des joints de retrait verticaux incorporés dans un barrage-voûte typique sur son comportement thermomécanique a été étudié. Ces joints ont été modélisés en utilisant des paramètres de contact à petits glissements du logiciel ABAQUS. Dans ce programme deux genres de surfaces de contact sont définis : la surface esclave et la surface maître par lesquelles on peut définir le phénomène physique de contact. Une contrainte cinématique, traduite par le fait que le noeud esclave extérieur ne peut pas pénétrer la surface maître, a été imposée.

Quatre éléments de contact interne ont été conçus dans le programme pour manipuler tous les états cinématiques des contraintes. Le contact tridimensionnel entre un noeud esclave et une surface principale déformable a été choisi. Pour modéliser les interactions, la théorie du contact dur et du contact de coulomb ont été mises en application comme modèles constitutive. La contrainte de contact a été imposée avec un multiplicateur de Lagrange représentant la pression de contact dans une formulation mixte. Le coefficient de frottement a été supposé égale à (10) pour garantir qu'aucun mouvement relatif de cisaillement n'est possibles dans les joints de retrait. Le transfert de la chaleur à travers une interface par l'intermédiaire de la conduction a été supposé se produire seulement dans la direction normale.

Quatre modèles ont été modélisés : Le modèle (A) considère uniquement le corps du barrage comme volume continu sans considérer l'interaction des blocs verticaux adjacents mais en deux modes de chargement, avec et sans forces thermiques. Le modèle (B) implique les mêmes deux conditions de charge-

ment, mais la différence est que les joints de retraits verticaux entre les monolithes ont été modélisés dans l'analyse. Les déplacements Amont-Aval le long de la section d'encorbellement central du barrage-voûte ont été étudiés.

À partir des résultats présentés, il a été déduit que les mouvements du corps du barrage le long de l'encorbellement central dans la direction Amont-Aval ont augmentés lorsque les joints de retrait sont pris en considération dans la modélisation comparés aux situations où les effets des joints de retrait sont négligés dans le processus de modélisation. L'ampleur de cette augmentation est d'environ (100%) pour deux modes de chargement (thermostatique et charges statiques seules). Un autre important résultat a été conclu montrant que sous l'effet des charges thermiques, le corps du barrage s'écarte vers la direction amont. Si les forces thermiques sont incluses dans l'analyse, le déplacement maximal diminue approximativement de (50%). En outre, un phénomène intéressant qui peut-être vu est que l'effet des joints de retrait verticaux et des forces thermiques dans le barrage est à peu près identique, le premier en augmentant et le second en diminuant les déplacements dans la direction de l'écoulement.

Quand les charges thermiques sont ajoutées à d'autres charges statiques existantes, l'encorbellement central du barrage se déplace vers le haut par rapport à la direction de la gravité. En d'autres termes, ceci signifie que sous l'effet du transfert de la chaleur à partir de la face aval en amont du barrage dans les situations critiques en saison d'été, le barrage tourne autour de sa base vers la direction amont. Sur l'autre côté, les joints de retrait causent des déplacements verticaux plus grand du barrage. Les joints de retrait verticaux n'ont pas un effet significatif sur les valeurs des efforts de voûte dans le barrage.

Un autre résultat intéressant a été obtenu est la concentration des contraintes de voûte près des culées dans les modèles qui considèrent le transfert de chaleur, cette concentration de contraintes se produit également pour les contraintes d'encorbellement dues à la même raison. Aussi, il a été constaté que les contraintes de voûte et d'encorbellement le long de toute la crête et l'encorbellement central respectivement ont une nature compressive.

Après l'examen des contraintes principales à l'intérieur du barrage, il est évident que sous l'effet des joints de retrait et des forces thermiques, les contraintes augmentent dans le corps du barrage tandis qu'ils diminuent près des culées. Il a été jugé que pour avoir une évaluation plus fiable du potentiel de fissuration de traction dans le corps du barrage, il est nécessaire que le transfert de la chaleur et les joints de retrait soient simultanément considérés. La participation des charges thermiques dans le développement des déplacements et les contraintes est jugée identique à celles des charges hydrostatiques ajoutées à la pesanteur.

Le modèle qui a été adopté par l'intermédiaire du package ABAQUS pour le barrage de *Karun-I* a une bonne capacité de prendre en considération deux facteurs importants dans l'évaluation de la stabilité du barrage mentionné ; les joints de retrait verticaux et le transfert de la chaleur en saison d'été, puisque les déplacements résultants du modèle concordent avec les valeurs lues sur les instruments de pendule situés dans le bloc central du barrage. Si l'un de ces deux facteurs est négligé dans l'analyse des déplacements ou des contraintes, des erreurs significatives peuvent glisser dans l'estimation de la sécurité du barrage. Comme les études, réalisées ultérieurement aux périodes citées ci-dessus, sont presque tous des contributions aux recherches précédentes, elles seront brièvement résumées ci-après :

En 2012 **Zeinizadeh** [9] a présenté une recherche où l'analyse dynamique géométriquement non linéaire des barrages-voûtes a été réalisée. En premier lieu les modèles applicables pour les analyses dynamiques des structures massives en béton en grandes déformations ont été étudiés, ensuite un modèle propre aux grands déplacements a été développé en considérant des paramètres et des propriétés spécifiques aux barrages-voûtes.

Une analyse non linéaire du barrage-voûte de *Dez* a été effectuée sous les conditions du chargement sismique (*MCE*) en utilisant un modèle Contrainte-Déformation en grands déplacements. L'interaction Fluide-Structure a été modélisée en incluant les effets de compressibilité de l'eau et l'absorption aux frontières du réservoir. La roche de fondation a été supposée flexible sans masse. La non-linéarité des joints a été aussi prise en considération. L'infiltration de l'eau dans les joints ouverts pendant le choc sismique a été prise en considération et les effets significatifs des non-linéarités géométriques avec couplage hydrodynamique ont été recherchés. Il a été constaté que la considération des grandes déformations peut amplifier les effets quand l'infiltration de l'eau dans les joints est permise. Les résultats obtenus ont montré que puisque le comportement des barrages-voûtes ne permet pas de manière générale les grandes déformations, on peut ignorer l'apparition des grands déplacements dans les modèles incluant des matériaux linéaires.

En 2014 **Ferdousi et al** [3] ont présenté un travail portant sur l'interaction entre les culées des barrages-voûtes et la roche. Dans ce travail une analyse dynamique du système Barrage-Réservoir-Roche a été exécutée en utilisant un programme d'éléments finis non linéaire. Le comportement sismique d'un barrage-voûte en béton tenant compte des effets des discontinuités et hétérogénéités de la fondation sur la stabilité du barrage a été étudié. Les conditions de limites lointaines de la fondation et du domaine fluide ont été

proprement modélisées afin de prendre correctement les contraintes réelles.

L'analyse dynamique inclue : l'interaction Barrage-Canyon, l'ouverture des joints de retrait présents sur le corps du barrage, les discontinuités (plans de glissement possible) de la fondation et les modes de ruptures des matériaux de la roche et du béton. Les résultats sur le cas étudié du barrage-voûte Karun4 ont révélé les effets substantiels de la modélisation des discontinuités et des conditions aux limites qui doivent être pris en considération dans la conception des nouveaux barrages et qui peuvent être appliqués pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages existants.

En 2014 **Hesari et al** [30] ont présenté un travail où l'influence du comportement des joints sur les barrages-voûtes durant un choc sismique a été étudiée. Le cas étudié était le barrage-voûte à double courbure de *Karun 1* avec une hauteur de (200 m). Les systèmes barrage-voûte-Fondation-Réservoir ont été modélisés avec et sans joints. Les effets des joints de construction et des joints de reprise de bétonnage sur les évolutions des réponses sismiques en matières de contraintes et de déplacements ont été estimés. Il a été conclu sur la base des résultats de l'analyse dynamique non linéaire que les joints de retraits et les joints de reprise de bétonnage influencent considérablement la réponse du barrage.

En 2015 une analyse dynamique incrémentale approximative a été présentée par **Pan et al** [24] pour l'évaluation de la performance sismique des barrages-voûtes. Comme l'analyse sismique non linéaire des barrages-voûtes implique des effets dus à l'ouverture des joints, l'écrasement du béton et à l'amortissement de radiation des fondations. Trois types d'endommagement ont été mesurés dans cette étude : l'ouverture des joints, la largeur d'écrasement sur l'interface Barrage-Fondation et l'étendue des fissures sur la partie supérieure du barrage. Des courbes associées à l'analyse dynamique, ont été suggérées pour identifier le niveau de performance du barrage.

Le cas étudié dans ce travail est le barrage-voûte de *Dagangshan* en Chine (210 m de hauteur). Il a été constaté une légère fissuration sur l'interface Barrage-Fondation pour un pic d'accélération sismique (*PGA*) supérieur à (0.30g), le barrage a affiché un comportement presque linéaire avec des joints de retrait fermés. Le barrage a souffert d'un endommagement important sur la partie supérieure sous des pics d'accélération supérieures à (0.66g). La prévention vis-à-vis de l'effondrement était inévitable lorsque le (*PGA*) ait atteint la valeur de (1.1g), pour laquelle les fissures horizontales dans la partie supérieure pénètrent les blocs du corps du barrage générant des parties partiellement libres qui remettent en cause la stabilité dynamique de la structure.

En 2017 **Zacchei et al** [14] ont présenté un article dont l'objectif est de décrire la performance de l'aléas sismique sur le site du barrage de "Rules" (620 m) dans la province de *Granda* en *Espagne* et l'influence sismique aussi bien sur le corps de ce barrage que sur ses éléments critiques, le réservoir, et l'interaction Fluide-Structure. L'aléas sismique peut être défini par deux approches : L'approche déterministe et l'approche probabiliste. Ces deux approches sont très importantes pour calculer le Séisme d'Évaluation de la Sécurité du barrage (*SEE*) et le Séisme de Base d'Exploitation (*OBE*) . Le pic d'accélération exigé par le code sismique pour la zone où le barrage est localisé est de l'ordre de (0.17g). Néanmoins, dans cette analyse le (*PGA*) enregistré est deux fois plus grand, soit (0.35g). Les accélérogrammes de la base de données (*ESM*) ont été choisis pour identifier les caractéristiques du séisme. Pour calculer les périodes de vibration, la pression hydraulique et les contraintes verticales maximales, des logiciels différents ont été utilisés.

L'analyse temporelle a été conduite pour évaluer les conséquences de l'effondrement d'un barrage et estimer le seuil minimal de rupture. Les analyses ont montré que les valeurs des contraintes dépassant celles des contraintes maximales admises induisent la formation des rotules plastiques. Aussi, il y a d'autres facteurs qui peuvent affecter le comportement du barrage tels que la composante verticale du séisme et les sédiments à la base du réservoir. Après analyse des résultats, il a été conclu que les barrages doivent être conçus attentivement étant donné que les informations sur les aléas sismiques datent de 2015 d'où la nécessité de les actualiser, en particulier celles ayant trait aux barrages existant de la catégorie (A) situés dans des zones de forte sismicité.

En 2017 **Yang et al** [26] ont exposé une étude qui montre l'importance des caractéristiques dynamiques des barrages dans leurs conceptions sismiques, à savoir : les fréquences naturelles, les facteurs d'amortissements et les modes de vibrations. Les systèmes d'identification basés sur les mesures in situ ont été jugés bénéfiques pour l'analyse numérique. Les réponses du mouvement sismique le plus fort qui a affecté un barrage-voûte situé au sud-ouest de la chine ont été enregistrées. Les propriétés dynamiques ont été identifiées à partir de ces enregistrements sismiques majeurs en utilisant la fonction de densité spectrale, la fonction de transfert et le modèle (*ARX*). Les paramètres modaux des différents séismes ont été comparés entre 2002 et 2008 et la stabilité du système d'appui ainsi que l'uniformité des données des mouvements sismiques ont été constatées.

Un modèle linéaire et un autre non linéaire du barrage en éléments finis ont été réalisés et calibrés pour reproduire les fréquences déterminées à partir du système d'identification. L'analyse modale met en relief

des informations portant sur les caractéristiques dynamiques. La comparaison des résultats du système identifié et celui calibré a montré que l'utilisation du modèle non linéaire dans la simulation dynamique du barrage de "Ertan" peut être raisonnable.

En 2017 **Omidi and Lotfi** [36], [37] ont présentés deux articles, le premier sur l'endommagement plastique du béton des barrages-voûtes et le deuxième sur la pression due à l'infiltration de l'eau dans les faces Fluide-Structure de ces barrages. Pour le premier travail un programme spécial en éléments finis nommé (*SNACS*) a été développé en combinant la technique de la fissure discrète (*DC*) et la technique de l'endommagement-plastique (*PD*). Aussi l'interaction Barrage-Réservoir a été traitée par la formulation Euler-Lagrange. Une analyse sismique non linéaire d'un barrage-voûte épais a été exécutée en se basant sur l'approche combinée et la réponse a été comparée avec les résultats de chaque méthode.

Il a été conclu que l'utilisation des modèles combinés donne des résultats plus fiables et des réponses consistantes comparée à l'utilisation de chaque approche à part. Aussi, il a été conclu que la technique combinée (*DC – PC*) peut être considérée comme une étape importante pour l'évaluation sismique des barrages-voûtes en béton. Dans le deuxième travail, le même programme a été utilisé pour vérifier l'effet de l'infiltration de l'eau dans les interfaces Fluide-Structure. L'équilibre des équations du mouvement est directement intégré par l'algorithme (*HHT*) dans une procédure de solution incrémentale itérative. Les résultats de l'analyse d'un barrage-voûte type ont été comparés. Il a été conclu que la négligence de ces effets d'interaction réduit dramatiquement les efforts calculés.

1.3 Conclusions sur la synthèse bibliographique

D'après l'analyse de la synthèse bibliographique précédemment réalisée [section : 1.2], il a été conclu que la prévision de la performance des barrages-voûtes en béton pendant les séismes est l'un des problèmes les plus complexes et à conflit dans la dynamique structurelle, et les facteurs contribuant, entre autres, à cette complexité et influençant la réponse du barrage sont :

- Le comportement non linéaire de la structure, du fait de la fissuration, de l'ouverture des joints verticaux et du glissement du joint périmétral, pendant les mouvements sismiques forts.
- Le comportement non linéaire du béton de masse, avec lequel est composée la voûte.
- L'évolution du champ des températures dans le béton.
- Le mouvement sismique du réservoir d'eau, la flexibilité de la roche de fondation et l'interaction

1.3. Conclusions sur la synthèse bibliographique

Barrage-Réservoir-Roche.

- Les formes compliquées des barrages et des réservoirs, comme elles sont dictées par la topographie naturelle du site.
- Les variations de l'intensité et les caractéristiques du mouvement du sol en fonction de la largeur et la hauteur du canyon (Variabilité spatiale).
- La prise en compte des phases de construction et de clavage des joints pour l'obtention d'une répartition adéquate des efforts internes.

Ces phénomènes sont non linéaires et extrêmement difficiles à modéliser et à prendre en compte avec exactitude.

Comme la stabilité, et par voie de conséquence, la sécurité des barrages-voûtes dépend très largement du comportement hydromécanique des plus faibles zones localisées au droit des discontinuités dans la structure et dans le rocher, et qui sont principalement :

- les failles des zones d'appuis,
- les reprises de bétonnage dans le barrage,
- le contact Béton-Rocher de la fondation,
- les joints entre les plots verticaux du barrage.

Il a été jugé que le comportement mécanique de ces zones à risques est fortement non linéaire, c'est pour cette raison qu'il sera le phénomène non linéaire principalement étudié dans ce travail à savoir la non-linéarité géométrique présentée par des joints verticaux de construction liants les plots, ces joints ont toujours été considérés comme étant la maillon faible des barrages. Les autres phénomènes tels que l'ISS et l'IFS seront étudiés dans le domaine linéaire.

CHAPITRE 2

CARACTÉRISATION DU MOUVEMENT SISMIQUE

2.1 Mouvement du sol

2.1.1 Causes des séismes

- Les plaques tectoniques

Un séisme présente une secousse de la terre provoquée par la libération soudaine de l'énergie dans la croûte terrestre. Cette énergie peut provenir de différentes sources, telles que les dislocations de la croûte, les éruptions volcaniques, ou même par des explosions synthétiques ou de l'effondrement des cavités souterraines. À grande échelle, l'occurrence d'un séisme peut être expliquée par la théorie des processus tectoniques désignée sous le nom de "tectonique des plaques". L'origine de la théorie de la tectonique des plaques découle de la théorie de la dérive des continents et de l'expansion des fonds océaniques. Les plaques sont des grandes et stables dalles rigides en roche avec une épaisseur d'environ (100) kilomètres, formant la croûte ou la lithosphère qui est une partie du manteau supérieur de la terre.

La lithosphère se déplace de manière différentielle sur l'asthénosphère fondamentale, qui est une couche plus souple d'environ (400) kilomètres d'épaisseur à une profondeur d'environ (50) kilomètres dans le manteau supérieur. Des forces tectoniques importantes dues au mouvement relatif de l'ensemble Lithosphère-Asthénosphère se produisent aux bords des plaques. Ces forces provoquent des changements physiques et chimiques et affectent la géologie des plaques adjacentes. Cependant, seulement la lithosphère possède simultanément la résistance et le comportement fragile à la rupture entraînant de ce fait le mouvement des sols. Les plaques lithosphériques se déplacent de quelques centimètres par an dans des directions différentes, ce qui entraîne la formation de zones de divergence, de subduction, de collision et de coulissage.

2.1. Mouvement du sol

Les séismes se produisent normalement à une profondeur de plusieurs dizaines de kilomètres, avec certains qui se produisent de temps en temps à une profondeur de plusieurs centaines de kilomètres. La théorie des plaques tectoniques fournit une explication géologique simple et générale pour les séismes provenant des frontières des plaques ou inter-plaques, qui contribuent à (95%) du dégagement mondial de l'énergie sismique. Cependant, il est à noter que les séismes ne sont pas réservés aux frontières des plaques. La petite magnitude locale des séismes intra-plaques, qui peuvent se produire pratiquement n'importe où, peut causer des dommages considérables.

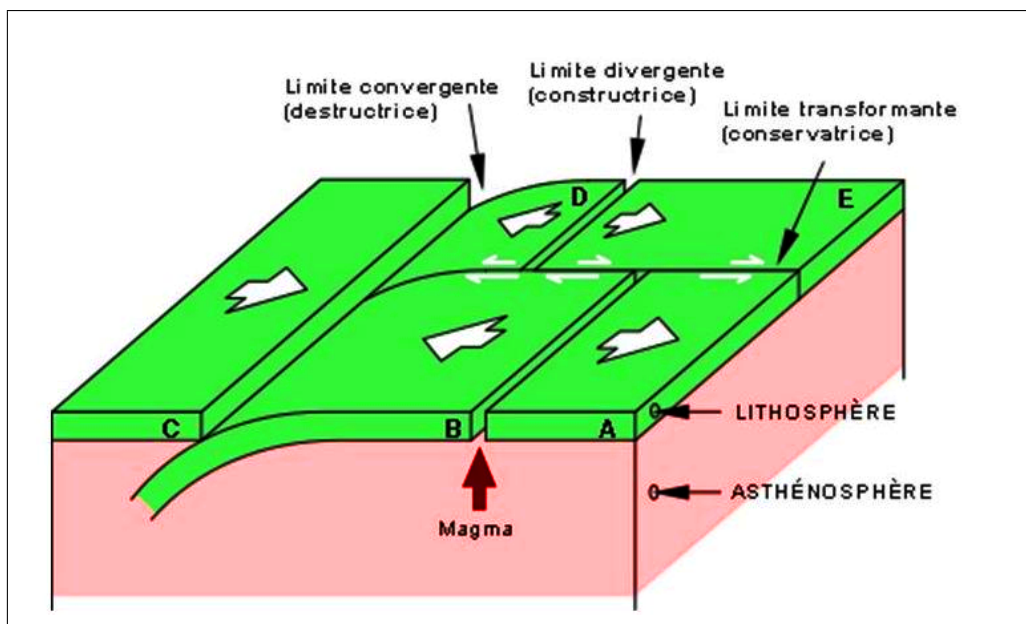


FIGURE 2.1 – La tectonique des plaques - Les 03 types de mouvements

- Dislocation / Failles

Quand deux masses terrestres se déplacent l'une par rapport à l'autre, l'énergie de déformation élastique due aux processus tectoniques est stockée puis libérée par la rupture de la zone d'interface. Les blocs déformés retournent en arrière pour atteindre l'équilibre et le mouvement sismique est produit. Ce processus est mentionné sous le nom « Rebond élastique ». La rupture en résultant dans la croûte terrestre se nomme une « faille ». Pendant la rupture soudaine de la roche dans la croûte fragile, des ondes sismiques sont produites. Ces ondes se propagent à partir de la source du séisme le long des couches terrestres externes et leur vitesse dépend des caractéristiques du matériau à travers lequel elles se propagent. Les caractéristiques des mouvements sismiques sont affectées par le mécanisme de glissement des failles actives. Les failles actives peuvent être classifiées sur la base de leur géométrie et la direction du glissement.

2.1. Mouvement du sol

Plusieurs mécanismes de faille existent selon la façon dont les plaques se déplacent l'une par rapport à l'autre (Housner,1973). Les mécanismes des sources sismiques les plus connus sont présentés ci-dessous :

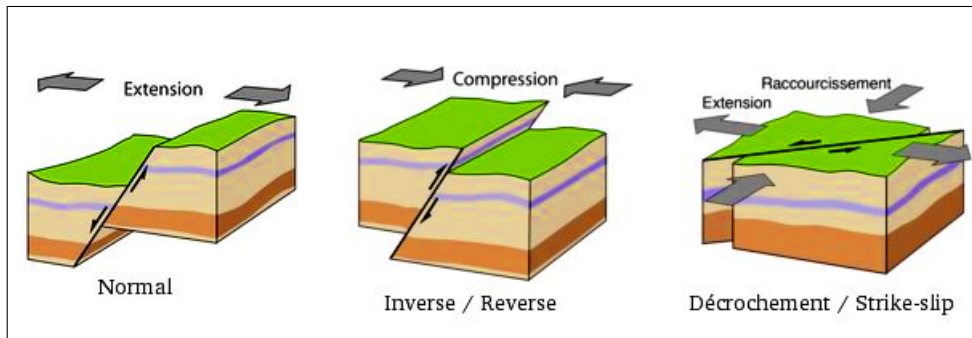


FIGURE 2.2 – Types de failles

Le foyer ou l'hypocentre d'un séisme est le point sous la surface où la rupture commence. La projection du foyer sur la surface se nomme épicentre. La réduction du foyer à un point présente l'approximation point-source. Cette approximation est utilisée pour définir les paramètres de l'hypocentre. Cependant, les paramètres définissant le foyer sont semblables à ceux qui décrivent la rupture et le mouvement de la faille. Les foyers sont localisés par des coordonnées géographiques, à savoir la latitude et la longitude, la profondeur focale et l'origine ou le temps d'occurrence. Le schéma suivant fournit une description des paramètres de source, à savoir distance épacentrale, distance hypo-centrale ou focale, et profondeur focale.

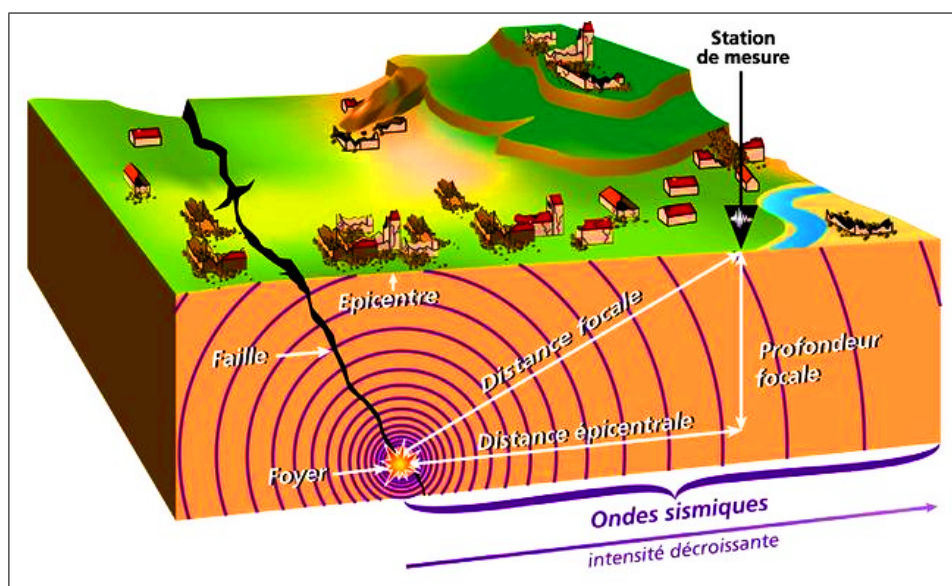


FIGURE 2.3 – Paramètres de source

La plupart des séismes ont des profondeurs focales de l'ordre de (5) à (15) kilomètres, alors que les événements intermédiaires ont des foyers à environ (20) à (50) kilomètres et les séismes profonds se produisent entre (300) et (700) kilomètres au fond. Les trois types sont également désignés sous les noms de : foyer peu profond, foyer intermédiaire et foyer profond, respectivement. Les séismes dans la croûte terrestre ont normalement des profondeurs d'environ (30) kilomètres ou moins.

- Ondes sismiques

Les ruptures de failles provoquent des fractures de la croûte terrestre fragile et dissipent jusqu'à (10%) de l'énergie totale de la plaque tectonique sous forme d'ondes sismiques. La secousse sismique est générée par deux types d'ondes sismiques élastiques : ondes de surface et ondes de volume. Les ondes de volume se propagent à travers les couches terrestres intérieures. Elles incluent les ondes longitudinales ou primaires (ondes- P) et les ondes transversales ou secondaires (ondes- S), elles se nomment également "des tremblements préliminaires". Les ondes (P) causent alternativement la compression et la traction, et quand ces ondes se propagent, le milieu se dilate et se contracte, tout en gardant la même forme. Ces dernières présentent des propriétés semblables aux ondes sonores, affichant des petites amplitudes et des périodes courtes, aussi ils peuvent être transmis dans l'atmosphère.

Les ondes (P) sont les ondes sismiques latérales avec un potentiel d'endommagement relativement faible. En revanche, la propagation des ondes (S), cause le mouvement vertical et horizontal. De telles ondes exercent des contraintes de cisaillement dans la roche le long de leurs trajectoires et sont ainsi également définies comme "ondes de cisaillement". Leur mouvement peut être séparé en composantes horizontales (S_H) et verticales (S_V), toutes les deux peuvent causer des dommages significatifs. Les ondes de cisaillement sont analogues aux ondes électromagnétiques, affichant de grandes amplitudes et de longues périodes, ils ne peuvent pas propager dans les fluides.

L'onde (P) se propagent plus rapidement, à des vitesses entre (1.5) et (8) kilomètres par seconde tandis que les ondes S sont plus lentes, généralement elles se propagent de (50%) à (60%) de la vitesse des ondes (P). La vitesse réelle des ondes de volume dépend de la densité et des propriétés élastiques de la roche et du sol qu'elles traversent. Les ondes de volume peuvent être décrites par l'équation de Navier pour un milieu infini, homogène, isotrope, élastique en l'absence des forces de volume. Les vitesses de propagation des ondes (P) et (S) dans un milieu élastique isotrope avec une densité (ρ), désignées

comme (v_p) et (v_s) respectivement, sont calculées comme suit :

$$v_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2.1)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (2.2)$$

Où (ν) est le coefficient de *Poisson* et (E) est le module de *Young* du milieu élastique

Le ratio des vitesses P et S est :

$$\frac{v_s}{v_p} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}} \quad (2.3)$$

Et pour les valeurs (ν) caractérisant les sol de types ordinaires, i.e. (ν) compris entre (0,3) et (0,5)

$$0 \leq v_s \leq 0,53v_p \quad (2.4)$$

Les équations (2.1) et (2.1) peuvent être utilisées avec les tracés d'ondes des enregistrements sismogrammes pour localiser les séismes dans le temps et dans l'espace. Pour des séismes peu profonds, les effets des courbures terrestres peuvent être ignorés et par conséquent un modèle planaire peut être employé pour la propagation des ondes de volume. En supposant que les profils du sol sont homogènes entre le foyer du séisme et les sites d'observation, la distance focale (Δx) dépend linéairement sur le décalage de temps (Δt) entre les ondes P et S comme suit :

$$\Delta x = \frac{v_p v_s}{v_p - v_s} \Delta t \quad (2.5)$$

Ainsi si les vitesses d'ondes (v_p) et (v_s) sont connues, la distance (Δx) est facilement évaluée. Pour une évaluation rapide la formule d'*Omori* peut être utilisée (*Kanai* 1983) :

$$\Delta x \simeq 7.42 \Delta t \quad (2.6)$$

(Δx) et (Δt) étant exprimés en kilomètres et secondes, respectivement. Dans l'équation (2.6) les vitesses des ondes de volume sont supposées presque constantes dans une surface limitée. Les ondes de surface se propagent à travers les couches externes de la croûte terrestre. Elles sont produites par interférence constructive du déplacement des ondes de volume parallèle à la surface du sol et aux diverses frontières sous adjacentes. Les ondes de surface incluent les ondes *Love* (LQ) et les ondes de *Rayleigh* (LR). Puisque ces ondes induisent des déplacements généralement grands elles sont la cause également du "mouvement principal". Elles sont les plus éloignées par rapport à la source du séisme. Les ondes de surface sont les plus importantes dans les séismes peu profonds tandis que les ondes de volume sont

représentées dans les séismes à toutes les profondeurs. En raison de leur longue durée, les ondes de surface sont capables d'endommager considérablement les systèmes structuraux pendant les secousses telluriques. Les ondes (LQ) sont produites par l'interférence constructive des ondes de volume S_H et par conséquent ne peuvent se propager à travers des fluides. Leur mouvement est horizontal et perpendiculaire à la direction de leur propagation, qui est parallèle à la surface de la terre. Ces dernières ont de grandes amplitudes et de longues périodes.

Les ondes (LR) sont provoquées par interférence constructive des ondes love, telles que (P) et (SV). Comme elles passent par les particules du sol, elles se déplacent sous forme d'ellipse rétrograde dont l'axe le plus long est perpendiculaire à la surface de la terre. Les ondes (LR) se caractérisent par une amplitude très grande et des formes d'onde régulières. Ces ondes sont plus lentes que les ondes (S). On peut supposer que la vitesse (v_{LR}) des ondes (LR) est donnée par l'équation de (*Bolt*, 1999) :

$$v_{LR} \simeq 0.92v_s \quad (2.7)$$

Pour un solide en couches, la vitesse (v_{LQ}) des ondes (LQ) obéit généralement à l'inégalité suivante :

$$v_{S1} < v_{LQ} < v_{S2} \quad (2.8)$$

Avec (v_{S1}) et (v_{S2}) les vitesses des ondes S respectivement dans les couches de surface et celles situées plus profondément. Les ondes de surface sont plus lentes que les ondes de volume et les ondes (LQ) sont généralement plus rapides que les ondes (LR).

2.1.2 Mesure des séismes

L'ampleur du séisme peut être exprimée de plusieurs manières : Qualitatives ou non instrumentales et quantitatives ou instrumentales ; ces dernières peuvent être basées sur des adaptations régionales ou d'une applicabilité universelle. Les mesures non instrumentales sont d'une grande importance pour les événements pré-instrumentaux et sont par conséquent essentielles dans le recensement de l'historique des séismes en vue de l'analyse du risque. Pour les séismes qui ont été enregistrés au moyen d'un instrument, les mesures qualitatives sont complémentaires aux données instrumentales. Les Sismogrammes enregistrés à différentes distances épacentrales sont utilisés pour déterminer le temps d'origine, l'épicentre, la profondeur focale et le type de dislocation aussi bien qu'estimer l'énergie libérée pendant un séisme. Des méthodes descriptives utilisant l'intensité et la magnitude peuvent également être employées pour définir les dommages sismiques induits et leur distribution spatiale ; celles-ci sont décrites ci-après.

- Intensité

L'intensité est une mesure non instrumentale de perceptibilité des structures aux dommages, effets sur la surface du sol, e.g. ruptures, fissures, éboulements et réactions humaines aux secousses sismiques. C'est une méthode descriptive qui a été traditionnellement employée pour estimer la grandeur du séisme, particulièrement pour des événements pré-instrumentaux. C'est une évaluation métrique subjective des dommages en raison de sa nature qualitative, liée à la densité de population, à la connaissance du séisme et au type de constructions. Des mesures discrètes ont été employées pour quantifier l'intensité sismique ; les niveaux sont représentés par des numéros romains et chaque degré d'intensité fournit une description qualitative des effets du séisme. Les mesures d'intensité peuvent inclure la description de la qualité de construction des structures dans la région exposée. Cependant, les mesures d'intensité n'expliquent pas les états locaux du sol, qui peuvent influencer significativement les dommages sismiques induits et leur distribution. Les mesures d'intensité sont employées pour tracer des courbes de niveaux d'intensités égales ou « Isoséistes ». La nécessité de mettre le lien entre les observations historiques de séisme (basées principalement sur l'intensité) et des forces définies dans les codes (basées entièrement sur l'accélération maximale du sol ou le déplacement) justifie les efforts déployés en combinant les deux mesures. Les relations d'atténuation corrélant l'intensité et les pics des accélérations du sol, qui sont présentées dans la section [2.1.5], ne reflètent pas les paramètres qui influencent le potentiel d'endommagement sismique autre que l'intensité, e.g. les effets d'amplification du site et de directivité discutés dans la section [2.1.3]]. En outre, les caractéristiques de la source et les mécanismes n'affectent pas les mesures d'intensité. La mesure de l'ampleur du séisme devrait être basée sur la quantité d'énergie libérée au foyer. Par conséquent, les mesures de magnitude ont été définies telles que présentées ci-après.

- Magnitude

La magnitude est une mesure quantitative de l'ampleur du séisme et des dimensions de la faille qui est basée sur des amplitudes maximales des ondes sismiques de volume ou de surface. Elle est donc une mesure instrumentale, quantitative et objective. Plusieurs de ces mesures sont liées à la fréquence parce qu'elles mesurent des amplitudes d'ondes sismiques avec différentes propriétés. Les mesures liées directement aux paramètres de la source sont également proposées. Celles-ci ne dépendent pas des ondes spécifiques et par conséquent sont indépendantes de la fréquence. Les mesures de magnitude les plus connues sont décrites ci-dessus :

1. **Magnitude locale (ou Richter) (M_L)** : mesure l'amplitude maximale de l'onde sismique (A) (en micromètres) enregistrées sur les sismographes standards de Wood-Anderson situés à une distance de (100) kilomètres de l'épicentre du séisme. La magnitude (M_L) est liée à (A) par la relation suivante :

$$M_L = \log(A) - \log(A_0) \quad (2.9)$$

Où (A_0) est un facteur de calibrage qui dépend de la distance (*Richter*, 1958). L'échelle de *Richter* est calibrée en supposant que la magnitude ($M_L = 3$) qui correspond à un séisme localisé à une distance de (100) km avec l'amplitude maximale de ($A = 1.0 \text{ mm}$). En effet, ($\log A_0 = -3$) pour une distance ($D = 100 \text{ km}$). Les séismes avec ($M_L > 5.5$) causent des dommages significatifs, alors qu'un séisme de ($M_L = 2$) présente l'événement le plus petit qui s'est normalement senti par des personnes.

2. **Magnitude de l'onde de volume (m_b)** : mesure l'amplitude des ondes P avec une période d'environ (1.0) seconde, i.e. moins de (10 km) de longueur d'onde. Cette mesure convient aux séismes profonds qui ont peu d'ondes de surface. La magnitude de la mi-bande est liée à l'amplitude (A) et à la période (T) des ondes P comme suit :

$$m_b = \log\left(\frac{A}{T}\right) + \sigma(\Delta) \quad (2.10)$$

Où $\sigma(\Delta)$ est une fonction de la distance de l'épicentre (Δ) (en degrés).

3. **Magnitude de l'onde de surface (M_s)** : est une mesure des amplitudes des ondes LR avec une période de (20 s), i.e. La longueur d'onde est d'environ (60 km), ces ondes sont connues très éloignés. La relation entre l'amplitude (A), la période (T), la distance (Δ) et (M_s) est donné par :

$$M_s = \log\left(\frac{A}{T}\right) + 1.66 \log(\Delta) + 3.30 \quad (2.11)$$

Où (Δ) est mesuré en degrés, l'amplitude des mouvements du sol en micromètres et la période en secondes. L'équation (2.11) s'applique pour ($\Delta > 15^\circ$).

4. **Magnitude du moment (M_w)** : explique le mécanisme du cisaillement qui se produit aux sources des séismes. Il n'est lié à aucune longueur d'onde. En conséquence, (M_w) peut être employée pour mesurer tous les spectres du mouvement du sol. La magnitude de moment est définie en fonction du moment sismique M_0 . Ceci mesure l'ampleur de la déformation à la source du séisme et peut être évalué comme suit :

$$M_0 = GA(\Delta u) \quad (2.12)$$

2.1. Mouvement du sol

Où (G) est le module de cisaillement du matériau entourant la faille, (A) est la surface de rupture de la faille (Δu) est le glissement moyen entre les côtés opposés de la faille. Le module (G) peut être supposé égale à (32.000 MPa) dans la croûte et (75.000 MPa) dans le manteau. (M_w) est ainsi indiqué par :

$$M_w = 0.67 \log(M_0) - 10.70 \quad (2.13)$$

Où M_0 est exprimé en ergs.

La magnitude de *Richter* (M_L) présente plusieurs limites. Elle s'applique seulement aux séismes mineurs et peu profonds en Californie et pour des distances épacentrales de plus ou moins (600 km). C'est, donc, une mesure régionale (ou locale), alors que (m_b), (M_S) et (M_w) sont des mesures mondiales.

2.1.3 Effets de la Source-au-Site

Les caractéristiques des ondes sismiques changent pendant qu'elles se propagent de la source aux sites des ouvrages de génie civil, ceci est dû à la dispersion des ondes aux interfaces géologiques, à l'amortissement et aux changements de la forme du front des ondes. Ces derniers sont désignés sous le nom de "effets de distance et du chemin de parcours". Les états locaux du site peuvent affecter significativement l'amplitude des mouvements sismiques du sol ; ceux-ci sont connus en tant qu'effets du site. Les non-linéarités de la réponse du sol et des effets topographiques peuvent également influencer les paramètres du mouvement du sol. Ci-après, les effets : directionnels, d'amplification du site, de la dispersion et de l'incohérence ainsi que leur influence sur la réponse structurale sont décrits.

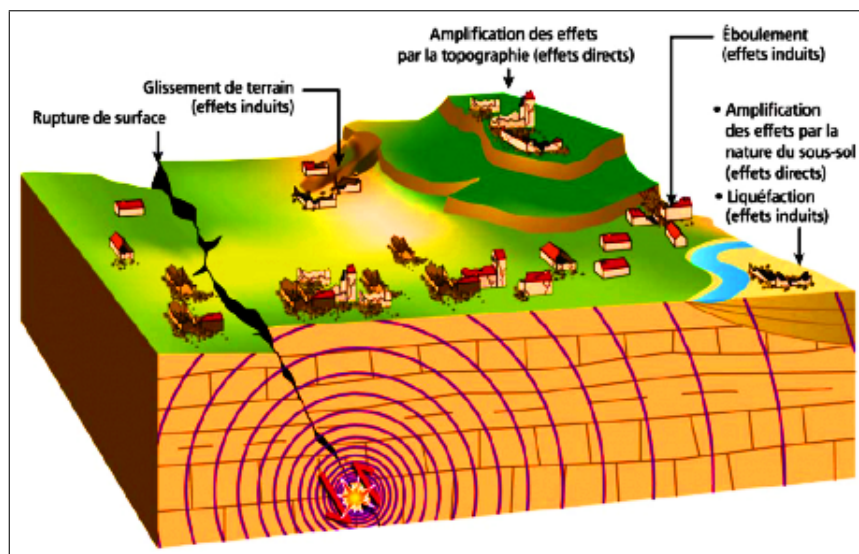


FIGURE 2.4 – Effets de la Source-au-Site

- Effets directionnels

Les séismes de faible magnitude sont généralement générés par des sources qui peuvent être représentées par un point, puisque la rupture de faille ne se prolonge que sur quelques kilomètres. Réciproquement, pour les séismes forts les traces de la rupture de faille peuvent être de quelques centaines de kilomètres de longueur. Dans ce dernier cas, le rayonnement des ondes sismiques est influencé par les dimensions de la source. Les contraintes des ondes sismiques se propagent dans la direction de dislocation plus intensément que dans les autres directions. Ceci influence la distribution de l'intensité de secousse et par conséquent la distribution des paramètres du mouvement du sol, modifiant ainsi la distribution des dommages. L'effet de la directivité se produit parce que les ruptures de faille déplacent les sources des ondes, qui se propagent à une vitesse définie le long de la faille. L'implication technique des effets d'une telle directivité est que les sites qui sont équidistants de la source seront soumis à des degrés de secousse différents pour le même séisme.

Le dépassement des contraintes d'ondes ou "d'interférence constructive" se traduit par des mouvements du sol plus forts avec une durée totale plus courte dans la direction de la propagation de la rupture. Les mouvements d'amplitude plus faible et d'une plus longue durée totale sont exhibés dans la direction opposée. Cet effet augmente du moment que la vitesse de la rupture de faille atteint la vitesse des ondes sismiques et que l'angle entre le point d'observation, (e.g. la station d'enregistrement et le chantier de construction) et la direction de la propagation de rupture sont réduits.

L'interférence constructive, qui est essentiellement un effet Doppler, produit des impulsions fortes et des déplacements importants ou flottant sur les sites voisins vers lesquels la rupture de faille progresse. Cette polarisation provoque des secousses plus intenses dans la direction normale à la faille que dans la direction parallèle à la faille. Lorsque les informations suffisantes existent, les effets de directivité devraient être tenus en compte dans l'estimation des paramètres de conception sismique.

- Effets du site

Les caractéristiques du site influent sur la fréquence et la durée des mouvements sismiques du sol. Les structures fondées sur une roche, seront généralement soumises aux mouvements de courtes périodes (hautes fréquences), tandis que l'excitation des sites souples résulte des périodes plus longues (basses fréquences). Le rapport entre la période du site et celle de l'ouvrage est important dans l'estimation des effets d'amplification ; ceci est connu en tant qu' "effets de résonance du site". La résonance est un

phénomène lié à la fréquence. La période du site (T_s) pour un sol uniforme à une seule couche sur la roche en place peut être estimée à partir de la relation :

$$T_s = \frac{4H}{v_s} \quad (2.14)$$

Où (T_s) est en secondes. (H) et (v_s) sont la profondeur de la couche du sol (en mètres) et la vitesse de l'onde de cisaillement du sol (en m/s), respectivement. La vitesse de l'onde de cisaillement de la couche du sol est une fonction du type de sol et de la profondeur du dépôt. Cette dernière équation fournit la période naturelle de vibration d'une seule couche de sol homogène. Les périodes associées à des modes plus élevés peuvent être déterminées par la relation :

$$T_{S,n} = \frac{1}{2n-1} \times \frac{4H}{v_s} \quad (2.15)$$

Dans laquelle (n) représente le n^{ime} mode de vibration ($n > 1$). Dans les couches alluviales de surface, les vibrations sont amplifiées, en raison des effets de multi-réflexion. Le rapport de l'amplitude à la surface du sol (a_g) et l'amplitude à la couche limite inférieure (roche) (a_b) est donnée par la relation (Okamoto, 1984) :

$$\left| \frac{a_g}{a_b} \right| = \left(\cos^2 \frac{\omega H}{v_s} + \alpha^2 \sin^2 \frac{\omega H}{v_s} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (2.16)$$

Dans laquelle (ω) est la fréquence circulaire naturelle de la couche de sol et (α) est l'impédance de propagation de l'onde donnée par :

$$\alpha = \frac{\rho_s v_s}{\rho_b v_b} \quad (2.17)$$

Où (ρ) et (v) sont la densité et la vitesse de la couche de surface (indice s) et la couche inférieure (indice b), respectivement.

Il a été démontré qu'une bonne approximation des périodes de vibration peut être obtenue en considérant le rapport de rigidité (k) égal à la valeur moyenne (\bar{G}) du module de cisaillement (G) à la surface, sur le module de cisaillement de la roche existante G_b , et en utilisant la relation suivante :

$$T_{S,n} = \frac{5.66}{2n-1} \times \frac{H}{v_s} \times \frac{k}{\sqrt{1+k^2}} \quad (2.18)$$

La constante de la rigidité est donnée par :

$$k = \sqrt{\frac{\bar{G}}{G_b}} \quad (2.19)$$

L'expression de l'équation (2.18) bloque plus au moins 6.0% des fréquences réelles pour les petites valeurs du rapport de rigidité, i.e. de ($k \leq 1.5$) à (2). Alternativement, pour des couches de rigidité linéairement croissante, les valeurs des périodes des couches de rigidité constante selon les équations (2.14) et

(2.15), peuvent être réduites par des facteurs donnés. Les valeurs des périodes des vibrations des couches dont la rigidité est uniforme sont toujours plus élevées que celles correspondant à une couche de rigidité linéairement croissante. La nature de la réponse sismique des sols dépend de l'amplitude et de la durée du mouvement. Le mouvement de Haute amplitude tend à provoquer une inélasticité dans le sol. Les secousses de longue durée augmentent la susceptibilité à la liquéfaction des sols saturés et partiellement saturés.

Quand le sol répond de manière élastique, les mouvements observés sur la surface sont amplifiés proportionnellement au mouvement du sol. De l'autre côté, pour la réponse non élastique, le sol absorbe une grande partie de l'énergie qui correspond à la grande amplitude des mouvements du sol. Par conséquent, généralement pour les grandes vibrations sismiques se propageant à travers les milieux inélastiques des petites accélérations et des grands déplacements s'affichent, correspondant à de longues périodes. L'action de déplacement sur les systèmes structuraux est ainsi augmentée, particulièrement sur les milieux et structures de longues périodes, telles que les bâtiments à plusieurs étages élevés et les ponts de grande envergure. La secousse de longue durée engendre un grand nombre de cycles qui peuvent augmenter significativement la pression interstitielle d'eau induisant une perte de cohésion dans les sols qui se transforment alors en liquide. C'est le phénomène dénommé communément "liquéfaction".

2.1.4 Occurrence et période de retour des séismes

Il est important d'estimer la fréquence d'occurrence des séismes susceptibles de se produire dans une zone qui peut influencer sur le site de construction pendant la durée de vie de l'installation prévue. De ce fait, il est nécessaire de prendre en compte aussi bien l'incertitude dans l'action sismique imposée que l'incertitude dans la capacité de l'installation construite. Les approches courantes de conception sismiques traitent des incertitudes associées à une action sismique et une capacité structurelles en utilisant l'analyse probabiliste. Les séismes sont habituellement modélisés par le processus d'évaluation des risques sismiques probabilistes de *Poisson*, un modèle de comptage de valeurs entières à temps continu et avec des incréments stationnaires indépendants. Ceci signifie que le nombre d'événements se produisant dans un intervalle de temps dépend seulement de la longueur de l'intervalle et ne change pas avec le temps. Le modèle de *Poisson* est simple parce qu'il est défini par un seul paramètre N , qui exprime le taux moyen d'occurrence d'un séisme par unité de temps. La probabilité d'occurrence de séismes modélisés par la

2.1. Mouvement du sol

distribution de « *Poisson* » est la suivante :

$$P[m > M, t_r] = \frac{(Nt_r)^n e^{-Nt_r}}{n!} \quad (2.20)$$

Où (P) est la probabilité d'avoir (n) séismes de magnitude (m), supérieur à (M), sur une période de référence (T_R), dans une surface donnée. Le paramètre (N) est le nombre prévu d'occurrence par unité de temps pour cette surface, i.e. le nombre cumulatif des séismes plus grands que (M).

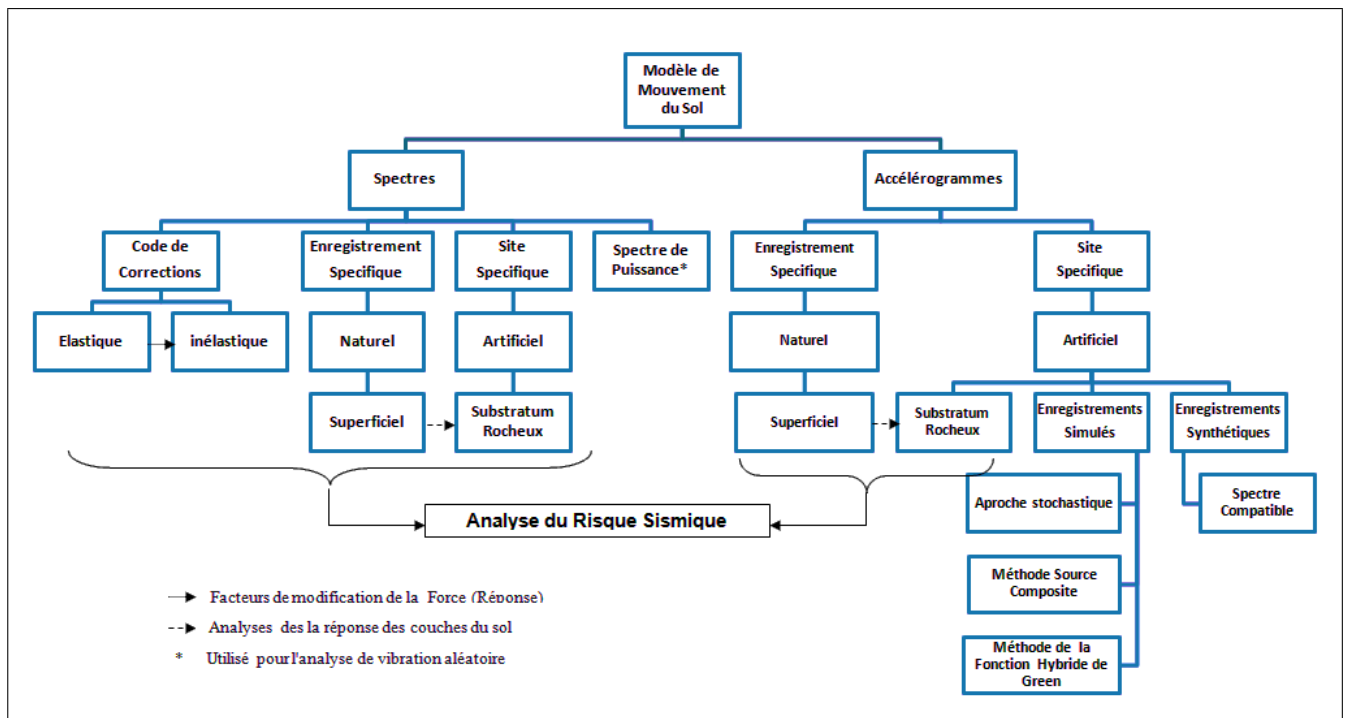


FIGURE 2.5 – Représentations du mouvement du sol pour l'évaluation sismique des structures

Les relations de récurrence expriment la probabilité de survenue des séismes d'une taille donnée se produisant d'une source donnée durant une période de temps spécifiée, e.g. un an. Par conséquent, le nombre des séismes (N) prévu dans l'équation (2.20) peut être estimé par des formules de récurrence statistiques. (*Gutenberg et Richter (1954)*) ont développé la relation fréquence-magnitude suivante :

$$\ln N = a - bM \quad (2.21)$$

Où (a) et (b) sont des constantes qui peuvent être évaluées à partir des données des observations sismologiques. Elles décrivent respectivement, la sismicité de la région et la fréquence relative des séismes. L'échelle de magnitude souvent adoptée est la magnitude locale ou de *Richter*, i.e. ($M = M_L$). Le modèle de récurrence, comme donné dans l'équation (2.21) présente la formulation mathématique la plus

simple pour la description de la répétition du séisme. Cependant, il a été constaté qu'il peut mener à des discordances entre les valeurs prévues et celles observées. Le modèle prédictif dans l'équation (2.21) qui représente une distribution extrême de type (1) de *Gumbel* correspond aux données observées pour différentes zones tectoniques dans l'intervalle des magnitudes intermédiaires, mais il surestime la probabilité d'occurrence à de grandes magnitudes. En outre, pour de petites magnitudes la concordance entre les valeurs prévues et celles mesurées, est plutôt insuffisante parce que l'équation (2.21) envisage des glissements continus. En conséquence, des modèles plus précis ont été proposés. En combinant les équations (2.20) et (2.21), la probabilité d'occurrence des séismes peut être exprimée sous la forme :

$$P[m > M, t_r] = 1 - e^{-e^{(a-bM)t_r}} \quad (2.22)$$

La période de retour (T_R), définie comme la durée moyenne entre les occurrences des séismes de magnitude (m) (plus grande que (M)), peut être estimée comme suit :

$$T_R = \frac{1}{N} = -\frac{t_r}{\ln(1-P)} \quad (2.23)$$

ou, en utilisant l'équation (2.22) :

$$T_R = \frac{1}{N} = e^{(bM-a)} \quad (2.24)$$

2.1.5 Modèles des Mouvements du sol (relations d'atténuation)

Les relations d'atténuation sont les expressions analytiques décrivant la variation des mouvements du sol par rapport à la magnitude, la distance de la source et les conditions du site, ce qui explique les mécanismes de perte d'énergie des ondes sismiques pendant le parcours de leur chemin comme discuté dans les sections [2.1.1] et [2.1.3]. Les rapports d'atténuation permettent l'évaluation du mouvement de sol sur un site à partir d'un événement spécifié et de l'incertitude associée à la prévision. Cette évaluation est une étape principale dans l'analyse probabiliste et déterministe du risque sismique. Il existe un certain nombre de lois d'atténuation qui ont été développés par divers chercheurs. Des rapports basés sur les paramètres du pic du mouvement du sol (pic d'accélération, (PGA) ; pic de vitesse, (PGV) ; pic de déplacement, (PGD)) et les paramètres spectraux d'accélération, de vitesse et du déplacement ((SA), (SV) et (Sd)), présentés dans la section [2.2], sont généralement utilisés dans la conception parasismique des structures.

La prolifération des équipements de contrôle des mouvements majeurs au cours des (50) dernières années a permis de fournir une grande banque de données d'enregistrements sismiques. Les modèles les

plus fondamentaux du mouvement du sol expriment le (*PGA*) en fonction de la magnitude et de la distance épacentrale. Plusieurs formules incluent d'autres paramètres pour tenir compte des différents types de sites et des mécanismes de failles. Ceux-ci sont développés par l'adaptation des expressions analytiques aux données des observations ou synthétiques, selon la disponibilité des enregistrements de mouvements majeurs pour la région à étudier. Les relations d'atténuation du mouvement sont dérivées empiriquement, en utilisant les enregistrements sismiques naturels, ou théoriquement, en utilisant les modèles sismologiques pour générer des mouvements synthétiques du sol, qui tiennent en compte des effets de la source, du chemin et du site. Les approches empiriques lient généralement les données à une forme fonctionnelle dérivée de la théorie ; alternativement, les approches théoriques emploient souvent des données empiriques pour déterminer les valeurs des paramètres. La forme fonctionnelle des rapports d'atténuation du mouvement du sol est exprimée selon la relation suivante :

$$\log(Y) = \log(b_1 + \log[f_1(M)] + \log[f_2(R)] + \log[f_3(M, R)] + \log[f_4(E_i)] + \log(\epsilon) \quad (2.25)$$

Où (Y) est le paramètre du mouvement du sol à être calculé, e.g. (*PGA*), (*PGV*), (*PGD*), (*S_a*), (*S_v*), (*S_d*), et (b_1) est un facteur d'échelle. Du second au quatrième terme du côté droit sont les fonctions (f_i) de la magnitude (M), la distance source-site (R), les effets du site et de la structure géologique et géotechnique (E_i).

2.2 Les spectres de réponse

2.2.1 Facteurs influençant les spectres de réponse

La forme des spectres sismiques (accélération, vitesse ou déplacement) est influencée par un nombre de facteurs, qui sont semblables à ceux affectant les caractéristiques du mouvement sismique décrites, à savoir : Magnitude ; Mécanisme et caractéristiques de source ; Distance par rapport à la source de libération d'énergie ; Chemin de parcours des ondes ; Directivité de rupture ; Conditions locales de géologie et du site. Certains facteurs sont plus influant que d'autres et donc sont discutés ci-après.

Les trois paramètres fondamentaux influençant les spectres sont la magnitude, la distance et les conditions du site. Dans le meilleur des cas, les mouvements forts employés pour dériver des spectres de risque uniformes devraient être uniformément répartis dans l'espace de ces trois paramètres. C'est une condition onéreuse qui est souvent impossible à être conformance.

Ainsi, des compromis dans les situations de conception sont presque toujours nécessaires. D'ailleurs, les équations paramétriques pour des ordonnées spectrales exigent la connaissance d'un ensemble de paire magnitude-distance, qui n'est pas toujours disponible pour un projet technique. Par conséquent, les codes sismiques recommandent les spectres qui dépendent uniquement des paramètres des pics du sol et des conditions du sol, comme discutés dans la section [2.2.5].

Des analyses statistiques étendues des spectres à différentes périodes semblables aux modèles d'atténuation du mouvement illustrés dans la section [2.1.5], ont été conduites. Des modèles spectraux sont dérivés et sont exprimés par des équations qui sont fonction de la magnitude, de la distance et des conditions du sol, conduisant aux ordonnées spectrales à différentes périodes. Il a été conclu que l'effet de la distance peut être compensé par la mise à l'échelle, tandis que la forme réelle des spectres change pour différentes Magnitudes.

Cependant, ceci pourrait ne pas être le cas de systèmes inélastiques et dégradants, où la durée de secousse aura un effet. Par conséquent, il n'est pas possible de compenser des effets de Magnitude par la mise à l'échelle seulement puisque la forme spectrale change. Les spectres d'accélération ont été étudiés pour trois emplacements : roche, encastrement rigide et sol souple où il a été démontré que les caractéristiques d'amplification sont distinctes. L'état du site doit être tenu en compte dans la dérivation des spectres puisque aucun processus n'existe pour les mesures des spectres en tenant compte de l'état du sol. Le filtrage des tracés d'accélération sismiques peut sensiblement affecter les caractéristiques du mouvement. C'est la motivation principale derrière le déploiement croissant des instruments numériques.

Cependant, les spectres d'accélération sont beaucoup plus tolérants aux filtrages des fréquences aiguës que les spectres de déplacement. Par conséquent, on conclut que les spectres d'accélération peuvent être dérivés avec peu d'efforts consacrés au traitement du tracé d'accélération, en fonction de la fréquence du filtrage. Dans les applications où le déplacement appliqué à la base de la structure est important, comme dans le cas de mouvement non synchronisé ou pour la conception basée sur la déformation, un filtrage soigné est essentiel ; autrement, des déplacements statiques moins réels entre les points d'appuis peuvent s'en résulter.

2.2.2 Spectres élastiques et inélastiques

Les enregistrements des mouvements sont constitués par trois composantes d'accélérogrammes enregistrées par des accéléromètres sous la forme analogique ou numérique (deux composantes horizontales et une composante verticale). Ces enregistrements peuvent être employés pour conduire les analyses dynamiques temporelles et pour dériver des spectres de réponse. Ces derniers sont décrits ci-dessous.

Un spectre de réponse est un tracé des maxima de l'accélération, de la vitesse et du déplacement de la réponse sismique des systèmes à un seul degré de liberté (1DDL) avec diverses périodes naturelles. Une famille des courbes est habituellement calculée pour une excitation donnée, montrant l'effet de la variation de l'amortissement structural. Pour de nombreuses applications structurelles pratiques, il est suffisant d'utiliser les valeurs maximums ou « spectrales » des paramètres de réponse ci-dessus plutôt que leurs valeurs à chaque instant de l'accélérogramme.

La donnée d'entrée du séisme peut être définie par des spectres de réponse de divers formes, i.e. élastiques, inélastiques, paramétrées et lissées. De telles formes sont exigées pour effectuer une analyse spectrale modale et *Pushover* adaptative avec la mesure du spectre. Elles sont également essentielles pour l'évaluation du spectre de capacité et la conception basée sur le déplacement. Des spectres de réponse peuvent être calculés à partir des accélérogrammes sismiques en utilisant un des plusieurs programmes informatiques disponibles ; dont celui qui est présenté dans la section [5.1.1].

Des spectres de réponse élastiques sont dérivés analytiquement en évaluant l'intégrale de Duhamel, qui fournit la réponse de déplacement total des systèmes de (1DDL) soumis au chargement sismique. Le principe de la superposition suppose que l'effet d'un certain nombre d'actions simultanément appliquées est équivalent à la superposition de leurs différents effets considérés un par un. L'équation de l'équilibre dynamique pour les systèmes structuraux élastiques linéaires avec la masse (m), la rigidité (k) et l'amortissement (c) se présente comme suit :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.26)$$

où le terme (\ddot{u}_g) présente l'accélération du sol. Ainsi, l'équation (2.26) exprime l'équilibre d'inertie ($m\ddot{u}$), l'amortissement (c), les forces élastiques (ku) et le chargement sismique (\ddot{u}_g). Il peut être démontré par l'utilisation des principes de la dynamique structurelle que la valeur maximale du déplacement (S_d), définie comme le déplacement « spectral », est égale à (Chopra, 2002) :

$$S_d = [u(t)]_{max} = \frac{[\int_0^t \ddot{u}_g e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin[\omega_d(t-\tau)] d\tau]_{max}}{\omega} \quad (2.27)$$

2.2. Les spectres de réponse

Dans laquelle (τ) est une variable de temps choisie arbitrairement dans la durée du mouvement du sol dû à un séisme de forte intensité et (ω) est la fréquence naturelle du système non amorti. Où, le (ω_d) est la fréquence circulaire amortie donnée par :

$$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (2.28)$$

tandis que, (ζ) est l'amortissement visqueux de l'oscillateur exprimé en pourcentage de la valeur critique (c_{crit}). Notant que ($c_{crit} = 2m\omega$) et ($\zeta = \frac{c}{c_{crit}}$). Les systèmes structurels ordinaires exposent un amortissement visqueux qui s'étend entre (0.5%) et environ (10%). De ce fait, les valeurs des fréquences amorties et non amorties dans l'équation (2.28) sont semblables et par conséquent (ω) peut être employée au lieu de (ω_d). Les spectres de réponse de déplacement sont essentiels pour la conception basée sur le déplacement.

D'autre part, la vitesse maximale (S_v) peut être rapprochée, par le produit du déplacement spectral (S_d) et la fréquence fondamentale (ω) du système à (1DDL), en supposant un mouvement harmonique :

$$S_v = \omega S_d \quad (2.29)$$

qui est définie comme la pseudo-vitesse spectrale et correspond à l'intégrale au numérateur dans l'équation (2.27). Le préfixe « pseudo » prouve que (S_v) n'est pas la vitesse maximale réelle, qui serait obtenue pour différencier l'expression de déplacement. Néanmoins, pour l'intervalle pratique de l'amortissement dans la conception parasismique des structures citée précédemment et pour les systèmes de moyennes à faibles périodes, les spectres de pseudo-vitesse sont une approximation étroite des spectres réels de vitesses relatives. Les spectres de vitesse ont une importance dans la conception sismique parce qu'ils présentent une mesure de l'énergie transmise dans l'oscillateur. De même, la pseudo-accélération spectrale (S_a) est exprimée comme suit :

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (2.30)$$

Ainsi, le spectre d'accélération est dérivé en multipliant chaque ordonnée du spectre de vitesse par la fréquence naturelle (ω) du système à (1DDL). Cependant, pour des structures avec des dispositifs supplémentaires, par exemple avec amortisseurs passifs et/ou actifs ou dispositifs d'isolation de la base, les différences entre l'accélération maximale absolue et (S_a) augmentent en fonction de la période naturelle (T). Les spectres des accélérations absolues réelles peuvent être calculés en intégrant deux fois l'expression du déplacement, e.g. l'intégrale de *Duhamel*. Le procédé pour dériver les spectres élastiques peut être récapitulé comme suit :

1. Choisir l'enregistrement du séisme à partir des banques de données ;
2. Choisir la paire $(T - \zeta)$, i.e. la période fondamentale de la vibration et la constante d'amortissement pour le système à (1DDL). Les valeurs d'intérêt pour des applications à la conception parasismique des structures s'étendent entre (0.01) et (5) secondes pour (T) , pour les structures très rigides et très flexibles, respectivement, et (0%) à (20%) pour le ζ , pour les systèmes légèrement et fortement amortie, respectivement ;
3. Choisir une méthode numérique pour intégrer l'équation du mouvement comme exprimé, e.g. dans l'équation (2.26) ;
4. Calculer l'historique de la réponse pour l'enregistrement sismique donné. La valeur du pic de déplacement spectral est S_d ;
5. Calculer la pseudo-vitesse S_v et pseudo-accélération S_a en employant les équations (2.29) et (2.30), respectivement. Alternativement, la vitesse relative réelle maximale et l'accélération absolue peuvent être déterminées moyennant des algorithmes numériques ;
6. Choisir à nouveau des paires $(T - \zeta)$ et répéter les étapes (1) à (5) ;
7. Tracer les maxima de la réponse en fonction de la période fondamentale ou de la fréquence pour diverses valeurs d'amortissement.

Les spectres élastiques sont des outils utiles pour la conception et l'évaluation des structures. Cependant, ils ne tiennent pas compte de l'inélasticité, la réduction de rigidité et la dégradation de la résistance éprouvée par les structures pendant les séismes majeurs. Les systèmes structurels ne sont pas conçus pour résister aux forces sismiques dans leur domaine élastique, mais la plupart des cas pour des raisons d'économie de la construction.

Des concepts d'absorption de l'énergie et de redistribution plastique sont employés pour réduire les forces sismiques élastiques de plus de (80%). Le comportement inélastique des structures peut être quantifié par un facteur de ductilité (μ). Les valeurs élevées de (μ) correspondent à de grandes déformations inélastiques ; pour les systèmes linéairement élastiques, le facteur de ductilité est égal à un. Ainsi, les spectres inélastiques pour un μ de ductilité ciblée, i.e. du niveau de l'inélasticité, ont été estimés simplement en divisant les ordonnées des spectres élastiques par les facteurs (R), comme illustré dans la section [2.2.4]. Grâce à des analyses approfondies des spectres élastiques et non élastiques, trois régions de réponse ont été identifiées en fonction de la période fondamentale.

La percée de référence précédente a ouvert la porte pour des recherches intensives rapportant sur la

modification de la réponse factorisée à la période de la structure et aux caractéristiques significatives du mouvement d'entrée, comme décrit dans la section [2.2.4]. Les spectres inélastiques dépendent non seulement des caractéristiques du mouvement du sol, mais également sur les caractéristiques cycliques non linéaires du système structurel. Ceci complique le problème pour les ingénieurs de génie parasismique. La réduction des spectres élastiques en utilisant les facteurs (R) est l'approche la plus simple et la plus populaire pour dériver des spectres inélastiques. Cependant, cette approche se sert des concepts statiques pour mesurer le spectre élastique, obtenu à partir de l'analyse dynamique. Elle est, en soi, peu sensible aux caractéristiques du mouvement sismique, qui affectent l'amortissement hystérétique. Des résultats plus précis peuvent être obtenus par une analyse dynamique inélastique du système à (1DDL) soumis un choc sismique.

2.2.3 Spectres Simplifiés

La dérivation des spectres sismiques spécifiques est souvent d'une utilité limitée pour l'analyse et l'évaluation des systèmes structurels, puisque les caractéristiques du séisme varient même dans le même site, une fois affectées par la même source. Par conséquent, les spectres probabilistes sont généralement dérivés pour représenter les scénarios du risque pour la conception sismique. Il est souvent nécessaire de dériver des spectres de risque uniformes. Les *Spectres dérivés des relations d'atténuation* dont la majorité des équations disponibles utilisent la pseudo-vitesse spectral (PSV) comme variable et les *spectres dérivés directement des paramètres du mouvement du sol* peuvent être employés avec confiance dans la définition de la force imposée aux structures.

2.2.4 Facteur de réduction de la force sismique (R)

Le facteur de réduction de l'action sismique est défini comme le rapport entre les ordonnées spectrales de la réponse élastique ($S_{a_{élastique}}$) et inélastique ($S_{a_{inélastique}}$) correspondant à une période spécifique (T), i.e.

$$(R) = \frac{S_{a_{élastique}}(T)}{S_{a_{inélastique}}(T)} \quad (2.31)$$

Ainsi, il exprime le rapport de la résistance élastique exigée à la résistance inélastique exigée pour une constante de ductilité spécifiée (μ) et une période (T). Le facteur de comportement (R) représente la correspondance du coefficient minimal de réduction à un niveau spécifique de ductilité obtenu à partir des spectres inélastiques de ductilité constante et des spectres élastiques à la période donnée. L'ordonnée

spectrale élastique devrait être divisée par les contre-parties inélastiques pour une valeur de ductilité prévue pour le système structurel considéré. Le rapport du spectre élastique sur le spectre inélastique varie avec la période, le facteur de ductilité et l'enregistrement sismique.

Les spectres inélastiques sont généralement dérivés en supposant des modèles élastiques-plastiques hystérétiques. Cependant, les systèmes à (1DDL) avec différents rapports force-déformation peuvent également être utilisés, e.g. bilinéaire avec durcissement et avec la dégradation de rigidité et de force, pour représenter plus précisément la réponse réelle de la structure. Généralement les systèmes élastoplastiques non dégradables à (1DDL) se caractérisent par une plus grande absorption et dissipation d'énergie par rapport aux systèmes dégradables. Par conséquent, les évaluations des facteurs de réduction de la force basées sur ces derniers sont parfois non conservatrices, (i.e. ils surestiment (R) et par conséquent sous-estiment la force de calcul. L'utilisation des facteurs (R) basée sur la réponse élastoplastique devrait donc être traitée avec prudence, en particulier pour des niveaux élevés de l'inélasticité. Le rapport entre la ductilité de déplacement et le facteur de ductilité dépendant du comportement a fait l'objet de plusieurs sujets de recherches.

2.2.5 Spectre de Calcul

Les spectres de réponse élastiques et inélastiques spécifiques à un enregistrement sismique sont d'une grande utilité, principalement pour l'évaluation structurelle. Ils peuvent être employés pour obtenir la réponse d'une structure seulement aux mouvements du terrain avec des caractéristiques similaires, telles que la Magnitude, le mécanisme de source, les états du sol et de la distance épacentrale. Les spectres de mouvement de terrain mesurés affichent des formes irrégulières. Ainsi, pour des applications de conception, des spectres de réponse obtenus à partir des enregistrements ayant des caractéristiques similaires sont ramenés à une moyenne et lissés. Le lissage est nécessaire en raison des difficultés rencontrées pour la détermination des fréquences et les formes des modes exactes de la structure lors des séismes d'intensité élevée, quand la réponse dynamique est susceptible d'être fortement inélastique. IL est important de noter la différence fondamentale entre le spectre élastique et inélastique d'une part, et le spectre de calcul d'autre part. Les spectres élastiques et inélastiques sont des grandeurs calculées mathématiquement et qui sont reproductibles par d'autres parties autres que ceux desquels ils ont été généré.

Le spectre de calcul quant à lui, comprend des caractéristiques décidées par les comités spécialisés en codes. Par exemple, un spectre de calcul peut inclure les caractéristiques qui empêchent des évaluations

non conservatrices des actions de calcul, ou protègent contre les effets nuisibles des erreurs dans le calcul des périodes de vibration. Donc, un spectre de calcul exprimé en matière d'accélération vs période, ne devrait pas être utilisé pour générer les spectres de déplacement, puisqu'il contient des caractéristiques qui peuvent ne pas correspondre aux principes théoriques de base. Puisque les pics d'accélération du sol, de la vitesse et du déplacement obtenus de divers enregistrements sismiques diffèrent généralement, la réponse moyenne ne peut être calculée en absolu. Par conséquent, diverses procédures sont employées pour normaliser le spectre de réponse avant qu'une moyenne soit établie. La procédure générale pour générer lesdits spectres est récapitulée selon ce qui suit :

1. Choisir un ensemble de mouvements de terrain sur la base de leur Magnitude, distance et conditions de site.
2. Générer des spectres de réponse en termes d'accélération, vitesse et déplacement, selon la conception sismique de la structure.
3. Déterminer la moyenne des spectres de réponse tirés dans l'étape (2). Les courbes sont généralement compatibles avec les spectres moyens calculés.
4. Évaluer le spectre de réponse de calcul avec la probabilité désirée de dépassement sur la base des relations dérivées des étapes précédentes.

Le spectre de calcul spécifique au site peut également être produit en utilisant les modèles du mouvement du sol (relations d'atténuation) des ordonnées de réponses spectrales, ou par la modélisation numérique avancée de la libération d'énergie et du trajet du déplacement associés au mouvement du sol. Des spectres de calcul spécifiques au site peuvent également être fournis sous la forme de spectres uniformes de risque comme discuté au-dessus, d'où, la probabilité de dépassement de chaque ordonnée est uniforme. Les courbes, évaluées statistiquement, correspondent à toutes les paires Magnitude-distance contribuant à la distribution des valeurs spectrales, pour toutes les périodes et tous les niveaux d'atténuation considérés. D'un point de vue de technique de la construction, une conception ou un spectre lissé présente une description des forces du calcul sismique, ou des déplacements pour une structure ayant une certaine période fondamentale de vibration et un amortissement structurel.

Les spectres de calcul peuvent être élastiques ou inélastiques. Ces derniers sont employés pour évaluer les forces et les déplacements de calcul pour les systèmes structuraux répondant inélastiquement sous un chargement sismique. Les spectres calcul inélastiques peuvent être obtenus directement ou par la mise à l'échelle des spectres élastiques moyennant des facteurs de réduction de force présentés dans la

section [2.2.4]. Les spectres élastiques mesurés sont fournis dans des codes pratiques de calcul sismique. De tels spectres sont généralement des spectres de réponse d'accélération moyennes qui ont été lissés en utilisant des périodes de contrôle, qui sont égales à (2) ou (3) en fonction du code. Les courbes de base utilisent un amortissement de (5%) ; cependant, les expressions simplifiées existent pour obtenir des spectres pour différentes valeurs d'amortissement. Les spectres de réponses de calcul standard sont basés sur des formes spectrales fixées, qui varient en fonction des conditions du site et du sol. La Magnitude du séisme et la distance de la source sont également employées, pour caractériser les spectres de calcul. Des spectres de calcul sont fournis dans les codes sous forme de courbes spectrales normalisées ; ainsi, les spectres de calcul pour un site donné sont calculés en multipliant les formes spectrales par des facteurs de zone obtenus à partir des cartes de contours. Des accélérations maximales effectives sont parfois employées pour mesurer les spectres normalisés. En effet, la forme spectrale fixée est habituellement présentée comme normalisée à une accélération au sol de (1.0g), qui est la réponse d'accélération à la période nulle. Les spectres peuvent être présentés sous plusieurs formats, comme ordonnées spectrales (accélération, vitesse et déplacement) en fonction de la période. Alternativement, des valeurs spectrales peuvent être tracées en fonction de la fréquence.

2.2.6 Composante verticale du mouvement du sol

La composante verticale du mouvement sismique du sol a été généralement ignorée dans les études sismiques des structures. Cette façon de faire a graduellement changé suite à l'augmentation des enregistrements proches des sources obtenus récemment, couplés aux observations des données confirmant les effets destructifs possibles des hautes vibrations verticales.

L'occurrence de la composante verticale du mouvement du sol est principalement associée à l'arrivée des ondes compressives (P) se propageant verticalement, tandis que secondairement, les ondes de cisaillement (S) sont la cause principale des composantes horizontales. La longueur des ondes (P) est plus courte que celle des ondes (S), ce qui signifie que le mouvement vertical du sol est associé à de plus hautes fréquences par rapport au mouvement horizontal. Près de la source du tremblement de terre, le mouvement du sol est caractérisé principalement par des paramètres de la source et de la dynamique des ruptures. Le spectre de l'onde (P) a un pic de fréquence plus haut que celui de l'onde (S). Les pics des fréquences des ondes P et de (S) décalent graduellement à des fréquences plus basses lorsque les ondes se propagent loin de la source à cause de l'amortissement différentiel plus fort des plus hautes fré-

quences. En conséquence, les amplitudes du mouvement vertical s'atténueront à une vitesse plus rapide. Le comportement de ces deux composantes du mouvement du sol est souvent caractérisé par le pic du rapport d'accélération verticale à horizontale du sol (v/h).

Normalement, la composante verticale du mouvement du sol possède une teneur en énergie plus faible comparativement à la composante horizontale sur l'intervalle de fréquences ciblé. Cependant, elle a tendance à faire concentrer toute son énergie dans une bande étroite à haute fréquence, ce qui confirme les endommagements causés aux structures dus aux périodes verticales dans cet intervalle. Il a été observé que les rapports (v/h) sont fréquemment plus grands que (1.0) près de la source du séisme. Ces rapports de (v/h) peuvent même être plus grands que 2.0, (e.g. le Séisme de 1976 de *Gazli -URSS*).

De plus, il existe des preuves irréfutables que la composante verticale (supposée qu'elle est due aux ondes P) n'est pas fortement influencée par des effets non linéaires du site de la même manière que les ondes horizontales (*S*) le sont, ce qui donne une explication raisonnable pour l'observation suivante. Pendant le séisme de *Hyogo-ken Nanbu 1995 (Kobe-Japon)*, la liquéfaction du sol à *Port Island* a causé une réduction brusque dans la secousse horizontale, mais le mouvement vertical a continué à être amplifié par la couche liquéfiée, le rapport ($v/h = 1.63$). Les ondes de dilatation qui se propagent verticalement sont amplifiées de manière identique aux ondes de cisaillement qui se propagent verticalement. En conséquence, la composante verticale du mouvement peut être linéairement amplifiée de la roche d'assise à la surface à des niveaux très élevés, menant à des rapports élevés de (v/h) près de la source.

2.2.7 Spectre du mouvement vertical

Une nouvelle approche a remplacé celle qui est couramment utilisée et qui est de prendre le spectre vertical en tant que (2/3) de l'horizontal. L'effet du mouvement vertical est actuellement sujet aux réévaluations, et des spectres verticaux indépendants ont été proposés à l'application par les codes pratiques d'instructions. Par exemple ci-dessous, deux solutions alternatives sont données pour obtenir un spectre vertical le plus réel que les codes sismiques ont jusqu'ici utilisés, à l'exception des normes sismiques européennes récentes (Eurocode 8, 2004). La relation de l'accélération spectrale (S_a) avec un amortissement de (5%) peut être exprimée comme suit :

$$\begin{aligned} \log(S_a)_V = & 0.835 - 0.083M_W + (0.206M_W - 2.489)\log\sqrt{31.36 + d^2} + 0.078S_S + 0.046S_A \\ & - 0.126F_N + 0.005F_T - 0.082F_0 \end{aligned} \quad (2.32)$$

où (S_A) est exprimée en (m/s^2) et (d) est la distance (en kilomètres) à la projection du plan de faille sur surface. Toutes les autres quantités dans l'équation (2.32) sont similaires à celles dans l'équation (2.25). Les valeurs de (σ) pour l'équation (2.32) sont $(\sigma_1 = 0.262)$ et $(\sigma_2 = 0.100)$ respectivement pour des séismes inter- et intra-plaques, respectivement. Il est à mentionner que l'équation (2.32) peut également être utilisée pour estimer le pic des accélérations verticales du sol ; les valeurs de (PGA) sont en (m/s^2) . Des spectres alternatifs ont été générés, notamment pour le mouvement vertical, prenant en compte des intervalles plus étroits de magnitudes et de distances (généralement plus élevées), de sorte que les résultats ne soient pas biaisés par rapport à des événements éloignés. Sous sa forme plus simple, la proposition ci-dessus commence à partir de la valeur maximale de l'accélération du sol, obtenue à partir des relations citées ci-haut.

Un modèle spectral peut ensuite être employé pour générer le spectre élastique vertical, où les bornes des périodes ne sont pas fonction des conditions du sol, mais sont fixées à (0.05) et (0.15) seconde. L'amplification, indépendamment des conditions au sol, est (4.2) pour (2%) d'amortissement et (3.15) pour (5%) d'amortissement. Une interpolation peut être utilisée entre ces deux valeurs. Les spectres verticaux inélastiques sont difficiles à traiter, parce qu'ils impliquent l'identification des sources de dissipation de l'énergie et une redistribution éventuelle, aussi bien que la différence entre le mouvement vertical vers le haut et vers le bas. Une hypothèse conservatrice est que le facteur de modification de réponse dans la direction verticale est égal à l'unité.

2.3 Les accélérogrammes naturels ou synthétiques

Il existe trois approches pour obtenir des séismes ou des enregistrements de mouvements sismiques (accélérogrammes) en vue d'évaluer par des analyses avancées les études structurelles. La prolifération exponentielle des enregistrements sismiques naturels durant les dernières années a contribué à l'enrichissement de la banque de données des séismes majeurs d'où la disponibilité des données de qualité meilleure, des mouvements forts provenant de plusieurs sources. Une autre approche est de produire un signal aléatoire qui correspond, avec un certain degré d'approximation, au spectre de référence. Enfin, l'utilisation des modèles de source mathématiques pour produire des séries chronologiques qui ressemblent aux mouvements sismiques forts est devenue plus populaire puisque les enregistrements qui en découlent convergent davantage aux enregistrements naturels que les signaux générés pour ajuster un spectre de référence. Ces trois options, i.e. enregistrements naturels et artificiels, et ceux basés sur des

formulations mathématiques, sont décrites en détail ci-dessous. Les critères de sélection appropriés sont également examinés.

2.3.1 Enregistrements naturels

En employant les enregistrements sismiques naturels, la plupart des codes recommandent l'utilisation d'un minimum de trois à sept différents enregistrements d'accéléromètres qui présentent une raisonnable amplification dans l'intervalle de période de la structure, mesurés convenablement. Autrement, des enregistrements générés artificiellement peuvent être employés, à condition que la distribution des fréquences associées à une énergie élevée soit appropriée à la période fondamentale de la structure. Ceci peut être assuré en générant un enregistrement qui se conforme à la forme spectrale approuvée. D'un point de vue technique des structures, il est instructif de noter que les caractéristiques des mouvements forts qui affectent les réponses des structures sont nombreux et leur corrélation est complexe. Il est donc important de prendre en considération les différences régionales dans les données des mouvements forts et les critères de sélection des enregistrements naturels. Ces deux aspects sont discutés ci-après.

Différences régionales :

Comme conséquence de la prolifération des banques de données des mouvements forts, des modèles de mouvements du sol spécifiques aux régions (relations d'atténuation) ont été dérivés. Ces études ont généré un intérêt pour les différences régionales dans les caractéristiques du mouvement sismique fort. Afin d'entreprendre des comparaisons valables des caractéristiques du mouvement du sol fort à partir de différentes régions, les enregistrements obtenus dans des circonstances identiques, i.e. l'amplitude, la profondeur, le mécanisme de faille, le chemin de parcours et les caractéristiques du site, sont nécessaires pour chaque région. Il est clairement très improbable d'y parvenir ou carrément impossible. Les résultats de certaines études suggèrent que les différences régionales en termes de caractéristiques du mouvement fort dans des secteurs sismiquement actifs sont tout à fait petites. Pour une paire donnée de magnitude et de distance, la différence entre les deux prévisions est habituellement moins que l'écart type dans la relation d'atténuation utilisée. Généralement les ordonnées des pics d'accélération du sol et la réponse d'accélération spectrale sont plus faibles dans ces régions que dans d'autres secteurs tectoniquement actifs. Ceci soutient la conclusion que les pics des mouvements du sol (*PGA*) dans les régimes d'extension est d'environ (2/3) des valeurs produites dans des régimes de compression. Cependant, il est intuitive-

ment remarquable que les différences régionales dans les spectres élastiques de réponse puissent ne pas se reporter aux spectres inélastiques, où l'influence de l'absorption d'énergie hystérétique et le changement continu des périodes de la réponse pourraient éventuellement dépasser les différences régionales sur des enregistrements de mouvements forts. En l'absence des banques de données d'un mouvement fort pour une région donnée, il est nécessaire de choisir des accélérogrammes à partir d'autres régions qui ont produit des enregistrements de mouvements fort significatifs. Une première décision est nécessaire concernant si des enregistrements sismiques inter-plaque ou intra-plaque sont recherchés. De ce fait, une définition des séismes intra-plaque et inter-plaque est nécessaire.

Les différences entre les caractéristiques du mouvement fort dans des régions intra-plaque et inter-plaque sont habituellement attribuées aux effets de source et de chemin. En matière d'effets de chemin, il est supposé que généralement l'amortissement inélastique est plus grand dans les régions inter-plaque les plus fragmentées. En conséquence, pour des séismes identiques à (100) km de distance, l'accélération horizontale maximale serait inférieure de (17%) dans une région inter-plaque que dans une région intra-plaque. Il est important de noter que les conclusions tirées des relations d'atténuation sont influencées par la distribution des ensembles de données sur lesquels la régression a été effectuée. L'ingénieur de conception parasismique devrait faire attention et étudier soigneusement l'environnement sismo-tectonique pertinent au projet ou à l'étude en cours afin de choisir les enregistrements qui représentent vraiment les scénarios les plus probables.

Critères de sélection :

La procédure idéale pour le choix des mouvements forts à utiliser dans l'analyse est d'obtenir des enregistrements générés dans des conditions qui sont identiques à celles du scénario de conception sismique. Il a été prouvé que si toutes les caractéristiques du séisme de calcul pourraient être semblables à celles d'un séisme précédent, la probabilité de ressemblance des caractéristiques des enregistrements serait égale à l'unité.

Cependant, le séisme de conception est généralement définie seulement en termes de quelques paramètres ; par conséquent, il est difficile de garantir que les enregistrements choisis correspondraient étroitement toutes les caractéristiques du séisme de conception à la source, tout au long du chemin et sur la surface du site. En outre, même si le scénario du séisme de conception était définie dans tous les aspects, il est peu probable qu'un enregistrement, qui satisfait simultanément toutes les caractéristiques, pourrait être trouvé dans les banques de données disponibles. Cependant, il a été également démontré

que quand les caractéristiques d'un séisme précédent qui correspondent à celles du séisme de conception augmentent, la probabilité de correspondance des enregistrements augmente rapidement.

Par conséquent, pour choisir des enregistrements avec une probabilité raisonnable d'encadrer la réponse structurelle, il est nécessaire d'identifier les paramètres les plus importants qui caractérisent les conditions dans lesquelles les enregistrements sismiques sont produits et qui correspondent autant que ces derniers le plus possible aux scénarios du séisme de conception, en prenant comme mesures principales les effets inélastiques sur la réponse structurelle.

On souligne que les enregistrements donnant des paramètres apparemment cohérents à la réponse dans le domaine de réponse élastique, i.e. avec de faibles coefficients de variation, peuvent produire des variations beaucoup plus élevées en raison des changements de périodes structurels. Les paramètres qui caractérisent les conditions dans lesquelles les enregistrements de mouvements forts sont produits peuvent être groupés en trois ensembles, représentant la source du séisme, le chemin de la source au site d'enregistrement et la nature du site. Les paramètres importants dans les ensembles ci-dessus sont comme suit :

1. Source : magnitude, mécanisme de rupture, directivité et profondeur focale ;
2. Chemin : distance et azimut ;
3. Site : géologie de surface et topographie.

La liste ci-dessus n'est pas exhaustive, mais elle inclut les paramètres qui ont été établis comme ayant une influence notable sur les caractéristiques du mouvement du sol. Ces paramètres influencent différentes caractéristiques du mouvement enregistré de différentes manières et à des degrés différents. Par conséquent, la plupart des paramètres de sélection appropriés dépendent de quelles caractéristiques du mouvement choisis sont considérées d'un point de vue réponse structurelle. Le processus de sélection est également fonction de l'objectif d'assemblage d'une suite d'enregistrement d'un mouvement du sol.

Par exemple, si les enregistrements sont exigés pour un emplacement spécifique soumis à un risque bien défini, normalement caractérisé par la magnitude, la distance et l'état du site, le processus de sélection serait distinct du cas où il est exigé qu'un certain nombre d'enregistrements soit employé dans l'analyse de routine d'une large variété de structures avec des caractéristiques définies. Supposant que les deux exemples représentés ci-dessus couvrent beaucoup d'exemples d'application pour les ingénieurs des structures parasismiques, des procédures simples peuvent être définies pour chacun comme discuté ci-après.

1. Cohérence d'un scénario de conception :

La correspondance d'un scénario de conception est souvent une affaire de compromis entre les trois conditions magnitude - distance - sol. Il y a cependant, des incertitudes dans la magnitude et les calculs de distance. Par conséquent, il est raisonnable de choisir des enregistrements dans les intervalles de l'événement de conception pour augmenter la possibilité de trouver une suite d'enregistrements fiables. Les directives manquent mais les recherches dans une marge de l'unité de magnitude (± 0.3) et de ($\pm 20 \sim 40\text{km}$) de distance sont raisonnables. Les banques de données des enregistrements non exhaustifs sont examinées, e.g. si l'origine du calcul de la magnitude et de la distance, comme la catégorisation des conditions du site, sont connues et acceptées et un certain nombre d'enregistrements dans cet intervalle sont choisis, la correspondance de la magnitude est plus importante que la correspondance de la distance. Ceci est soutenu par la discussion sur les spectres élastiques de la section [2.2.2].

Pour des cas inélastiques, l'augmentation de la distance mènerait à une augmentation de la durée, qui affectera à son tour la réponse. Ainsi, les enregistrements obtenus sont peu susceptibles d'avoir le (PGA) de conception. La mise à l'échelle, en utilisant une procédure recommandée illustrée à la section [2.2.2], devrait ensuite être appliquée pour arriver à un ensemble d'enregistrements qui testeront systématiquement les structures destinées au site. C'est l'une des procédures les plus simples pour choisir des enregistrements pour bien présenter un scénario de conception prédéterminé.

2. Une suite d'enregistrements pour les applications des bureaux d'études :

Bien que cette recommandation ne soit pas techniquement robuste, elle est souvent demandée par les praticiens non spécialisés, car elle convient à l'utilisation par les bureaux d'études, où les connaissances en génie parasismiques et en techniques de sismologie sont limitées. En outre, c'est une approche utile pour étudier la réponse sismique dans des applications non-spécifique à la région. Des enregistrements sont choisis sur la base du pic d'accélération au sol (PGA) au pic de vitesse au sol (PGV), i.e. le rapport (PGA/PGV). Le raisonnement derrière ceci est que les séismes peu profonds près de la source ou les enregistrements mesurés sur la roche, présenteront des pics d'accélération élevés de courte durée, menant aux cycles de faible vitesse. Ces enregistrements donneront des valeurs élevées de (PGA/PGV). Les séismes profonds ou éloignés ou les enregistrements mesurés sur le sol mou auront des valeurs d'accélération plus faibles, mais les différents

cycles sont d'une plus longue durée, menant à des ondes de haute vitesse. Celles-ci induiront des rapports e (PGA/PGV) faibles. Les scénarios intermédiaires dans les deux sens rapporteront des valeurs intermédiaires de (PGA/PGV).

En ce qui concerne l'effet structurel, les valeurs élevées des enregistrements de (PGA/PGV) seront plus critiques pour les structures les plus raides, alors que les structures les plus flexibles seront fortement secouées par de faibles enregistrements de (PGA/PGV). Par conséquent, les choix des enregistrements basés sur (PGA/PGV), avec une valeur raisonnable dans chacune des régions : faible, moyenne et élevée, assurera que l'ensemble est capable d'imposer des fortes actions aux structures dans un intervalle large de périodes et inclura implicitement plusieurs caractéristiques de sismologie ayant trait aux caractéristiques de source, chemin de parcours et conditions de site, comme mentionné ci-dessus. Les gammes approximatives des ratios (PGA/PGV) déterminant l'intervalle faible, moyenne et élevée sont comme suit :

$$\text{Faible} \implies PGA/PGV < 0.8 \quad (2.33)$$

$$\text{Moyenne} \implies 0.8 \leq PGA/PGV \leq 1.2 \quad (2.34)$$

$$\text{Élevé} \implies 1.2 < PGA/PGV \quad (2.35)$$

où l'accélération (PGA) est exprimée en g et vitesse (PGV) en (m/s). Il y a beaucoup d'autres approches de sélection d'enregistrements sismiques publiés dans la littérature. Cependant, ils sont plus complexes que ceux discutés ci-dessus, et ne sont pas nécessairement plus représentatifs des futurs scénarios, ceci est dû principalement à la grande incertitude dans les caractéristiques des futurs séismes.

2.3.2 Enregistrements artificiels

Les enregistrements artificiels d'accélération sont une option pour produire des signaux qui satisfassent les critères techniques indépendants de la physique de génération et de propagation des ondes sismiques imposées. Les accélérogrammes peuvent être mathématiquement simulés par la théorie aléatoire de vibration. Des processus aléatoires stationnaires et non stationnaires ont été suggérés.

En effet, les mouvements majeurs incluent des phases transitoires aux étapes initiales et finales, respectivement, se déplaçant de l'état stationnaire à la secousse maximale et vice-versa. Ces étapes transitoires sont des signaux non stationnaires. Les petits tremblements de terre peuvent également être décrits avec

2.3. Les accélérogrammes naturels ou synthétiques

de tels processus. En revanche, la portion centrale des séismes majeurs, i.e la partie presque uniforme de la vibration, peut être modélisée au moyen des processus stationnaires, tels que le bruit blanc ou le bruit blanc *Gaussien*.

L'approche la plus couramment employée est de développer un signal de bruit blanc avec un spectre de réponse ceci donne un spectre de réponse de référence avec une exactitude prédéfinie, e.g. avec une marge d'erreur de (3%) à de (5%). Le spectre de référence est normalement un spectre uniforme de risque ou un spectre de code. Le degré d'exactitude de ressemblance est fonction du nombre d'itérations réalisées pendant le procédé de génération. Trois éléments sont nécessaires pour produire des accélérogrammes synthétiques :

1. Densité spectrale de puissance,
2. Générateur d'angle de phase aléatoire
3. Une fonction d'enveloppe.

En effet, le mouvement simulé peut être calculé par la somme de plusieurs excitations harmoniques. Ainsi, la cohérence du mouvement artificiel est évalué par un algorithme itératif, qui examine le contenu fréquentiel. Ce contrôle peut être effectué avec le spectre de réponse du signal ou de sa densité de puissance spectrale. Plusieurs programmes informatiques qui produisent de tels enregistrements ont été développés. Cependant, les difficultés inhérentes dans le procédé de génération sont la simulation de la phase de distribution entre les diverses ondes à fréquence unique et la durée de l'enregistrement. Par conséquent, les signaux qui correspondent au même spectre peuvent sembler différents et, d'une manière primordiale, peuvent mener aux différents effets structuraux.

Un ajustement plus étroit entre le spectre du signal généré et celui du spectre de calcul devrait être cherché à proximité de la période fondamentale structurelle. Il faut reconnaître également que les enregistrements artificiels, en moyenne, montrent un plus grand nombre de cycles que les enregistrements naturels et par conséquent ils peuvent imposer une action sismique irréaliste des systèmes structuraux inélastiques. La raison principale de sur-conservatisme dans le spectre-compatible aux signaux artificiels émane du spectre lui-même. Les spectres uniformes de risque et de code représentent plusieurs groupes des grandeurs magnitude-distance-sol. Avoir un enregistrement simple représenté par des dizaines de scénarios faisables peut mener au sur-conservatisme du mouvement artificiel.

2.3.3 Enregistrements basés sur des formulations mathématiques

Les progrès considérables en matière de géophysique sismique et de la modélisation de la propagation des ondes ont eu comme conséquence le développement des formulations complexes pour la génération des signaux sismiques. Ces derniers fournissent une alternative aux traitements statistiques des données d'observation, i.e. rapports d'atténuation. Le but de cette activité de recherche est double.

Du point de vue sismologique, la variation paramétrique des caractéristiques de source, de chemin et d'emplacement ajoutées aux comparaisons avec le mouvement fort mesuré, apporte un éclaircissement supplémentaire sur l'influence de l'environnement sismologique sur le mouvement du terrain. Du point de vue génie parasismique, une fois que de tels modèles ont été développés et calibrés, même pour une ampleur limitée, ils peuvent être employés pour générer des mouvements d'entrée dans les régions du monde où les enregistrements naturels n'existent pas.

Les formules mathématiques pour le modèle de génération du mouvement du sol, prétendent de représenter les effets proches de la source des fréquences basses et hautes, des divers mécanismes focaux, de la vitesse de rupture et du déplacement, de la directivité, de la propagation de la croûte et de la topographie du sol, le tout en trois dimensions. Le développement supplémentaire de telles approches est conditionné par trois facteurs spécifiques, à savoir :

1. Disponibilité des données géophysiques détaillées sur la zone ciblée ;
2. Existence des données d'observation pour la validation ;
3. Puissance de l'outil de calcul informatique pour la simulation spatiale.

En considérant que des progrès remarquables sont réalisés sans interruption sur le troisième facteur, les formulations mathématiques pour la génération de mouvements du sol fort ont été sévèrement obstrués par les deux premiers. Cependant, même dans le cas du séisme méridional et l'environnement tectonique qui est très bien étudié et documenté, le modèle n'a pas représenté, avec un degré d'exactitude acceptable, la réponse à un certain nombre de stations.

3.1 Introduction

Les joints des barrages ont une origine variée, d'une manière générale, le joint peut se représenter comme une discontinuité rugueuse éventuellement renforcée par un matériau de remplissage. La loi de frottement de *Coulomb*, qui n'utilise qu'un seul paramètre (coefficient de frottement), ne capte qu'une partie infime du comportement mécanique très complexe d'une telle structure. En effet, à part le frottement, le joint exhibe les phénomènes importants suivants : la perte de résistance à la traction, le comportement élastique à très faible déplacement, la disparition progressive du pic de contrainte en cisaillement pour un chargement cyclique. La pertinence de ces phénomènes dépend fortement de plusieurs paramètres physiques notamment : du niveau de rugosité, de la taille moyenne des aspérités, des propriétés mécaniques des matériaux de remplissage et de la matrice rocheuse (comme le module de *Young*, le coefficient de *Poisson*, ou encore le coefficient de frottement).

La modélisation complète du joint nécessite donc l'introduction d'une loi dépendant de nombreux paramètres. L'implémentation d'une telle loi dans un code de calcul implicite n'étant pas envisageable, nous utiliserons des lois plus simples, dépendant de peu de paramètres mais qui permettent néanmoins de capter le comportement essentiel du joint dans la plupart des conditions d'utilisation courantes. Ces dernières sont baptisées : (JOINT-MECA-RUPT) et (JOINT-MECA-FROT). Elles permettent de modéliser le comportement des joints que l'on trouve entre les plots d'un barrage-voûte et/ou à l'interface entre le barrage et sa fondation. Une description détaillée de ces modèles est faite ci-dessous.

3.2 Géométrie du joint linéaire (3D-JOINT)

Les éléments de joint en 3D permettent de représenter une surface S entre deux sous-domaines volumiques (Ω^+) et (Ω^-). Ils sont compatibles avec le maillage des sous domaines. Si le volume est maillé avec des (HEXA8), les joints à utiliser sont également des (HEXA8) (hexaèdres à huit noeuds). Pour distinguer les surfaces supérieures S^+ (liée à Ω^+) et inférieure S^- (liée à Ω^-), il est nécessaire d'imposer une numérotation locale des noeuds bien spécifique (voir figure 3).

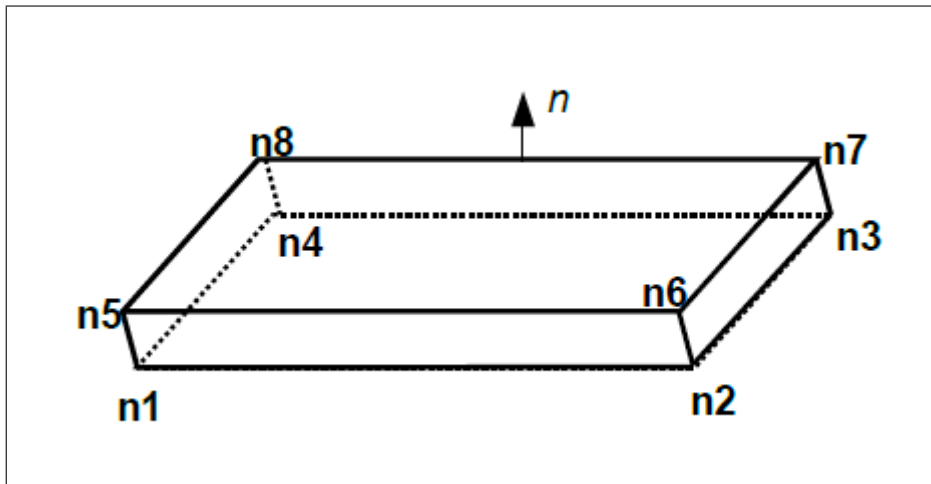


FIGURE 3.1 – Schéma des éléments de joint 3D (HEXA8) avec la bonne numérotation locale

Par convention la face (Γ^-) est donnée par les noeuds 1, 2, 3, 4 pour l' (HEXA8) et la face (Γ^+) par les noeuds 5, 6, 7, 8. La normale (n) est dirigée de la face Γ^- vers la face Γ^+ . La commande (MODI-MAILLAGE), utilisée avec le mot clé (ORIE-FISSURE), permet d'imposer la bonne numérotation locale des mailles du joint.

3.2.1 Repère local et matrice de passage

Il est nécessaire de construire un repère local à l'élément pour définir le saut de déplacement (δ) (donnée d'entrée des lois de comportement [Section : 3.3]. Par ailleurs, on définit la matrice passage $[R]$ du repère global au repère local. On note (X, Y, Z) le repère global. Pour la construction du repère local à l'élément de joint, on utilise la base covariante de l'élément surfacique correspondant. Si on note $s(\xi^1, \xi^2)$ la position paramétrée d'un point de l'élément surfacique :

$$s(\xi^1, \xi^2) = \sum_{n=1}^{Nb} N_n(\xi^1, \xi^2) s^n \quad (3.1)$$

où (N_n) et (s_n) désignent respectivement la fonction de forme et la position géométrique du noeud (n) , et (Nb) le nombre de noeuds de l'élément surfacique. On définit la base locale covariante (a_1, a_2) de la manière suivante :

$$a_1 = \frac{\partial s}{\partial \xi_1} = \sum_{n=1}^{Nb} N_n \frac{\partial N_n}{\partial \xi_1} s^n \quad (3.2)$$

$$a_2 = \frac{\partial s}{\partial \xi_2} = \sum_{n=1}^{Nb} N_n \frac{\partial N_n}{\partial \xi_2} s^n \quad (3.3)$$

Ces deux vecteurs sont en fait des vecteurs tangents à l'élément en un point donné. La base orthonormée directe locale (n, t, τ) est alors construite de la manière suivante :

$$t = \frac{a_1}{\|a_1\|}, n = \frac{t \wedge a_2}{\|a_2\|}, \tau = n \wedge t \quad (3.4)$$

La matrice de passage du repère global au repère local est donnée par :

$$[R] = \begin{bmatrix} n_x & n_y & n_z \\ t_x & t_y & t_z \\ \tau_x & \tau_y & \tau_z \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

3.2.2 Saut de déplacement

Les joints ont vocation à représenter deux faces en regard, ils ne font intervenir que les fonctions d'interpolation et les points d'intégration des éléments surfaciques correspondants : En 3D : pour le joint (HEXA8) l'élément surfacique est le (QUAD4). On appelle (N_n) la fonction de forme du noeud (n) de l'élément surfacique. (U^{+n}) et (U^{-n}) désignent respectivement les déplacements nodaux des segments (Γ^+) et (Γ^-) en 2D ou des faces (S^+) et (S^-) en 3D. Dans le repère local, le saut de déplacement (δ) est discrétisé à partir des fonctions de forme (N_n) . Au point de Gauss (g) , il s'exprime comme la différence des déplacements des faces (ou segments) $(+)$ et $(-)$

$$\delta_g = \sum_{n=1}^{Nb} R(U^{+n} - U^{-n})N_n^g \quad (3.6)$$

où (N_n) est le nombre de noeuds de l'élément surfacique et où $[R]$ est la matrice de passage en (3D), qui permet d'exprimer les déplacements nodaux dans le repère local. On peut synthétiser l'expression précédente dans une matrice $[M_g^U]$ qui agit sur le vecteur des déplacements nodaux de l'élément : (U) , pour construire le saut de déplacement dans le repère local :

$$\delta_g = M_g^U U \quad (3.7)$$

La matrice $[M_g^U]$ est de dimension $(n_{dim} \times Nddl_U)$, avec $(Nddl_U)$ nombre de degrés de liberté mécanique : $Nddl_U = 24$ pour le joint 3D (HEXA8).

3.2.3 Efforts intérieurs et matrice tangente

La formulation du problème mécanique [section :3.3] fait intervenir le travail des efforts le long de la discontinuité, qui n'est autre que l'énergie de surface liée à la fissuration de la structure :

$$W_s(\delta) = \sum_g \omega_g \psi(\delta_g) \quad (3.8)$$

avec (ψ) la densité d'énergie de surface et (ω_g) les poids du point de *Gauss* (g). Cela permet de définir le vecteur des efforts intérieurs :

$$F_{int}^U = \frac{\partial W_s(\delta)}{\partial U} = \sum_g \omega_g \frac{\partial \psi}{\partial \delta_g} \frac{\partial \delta_g}{\partial U} \quad (3.9)$$

Dans l'expression précédente, le premier terme est donné par la loi cohésive du comportement. Cela correspond au vecteur contrainte ($\vec{\sigma}_g$) (ou force cohésive) au point de *Gauss* (g) : $\left(\frac{\partial \psi}{\partial \delta_g} = \vec{\sigma}_g\right)$. Le second terme $\left(\frac{\partial \delta_g}{\partial U} = M_g^U\right)$ est issue de la définition du saut déplacement dans la partie [3.2.2] : Le vecteur nodal des forces intérieures s'exprime donc de la manière suivante :

$$F_{int}^U = \sum_g \omega_g M_g^{Ut} \vec{\sigma}_g \quad (3.10)$$

Dans le cadre d'un algorithme de *Newton*, pour résoudre le problème d'équilibre non linéaire, il est utile de disposer de la matrice tangente élémentaire, i.e. la dérivée des forces intérieures par rapport aux déplacements nodaux. Dans le cas de l'élément de joint, elle s'exprime simplement :

$$K^{UU} = \frac{\partial F_{int}^U}{\partial U} = \sum_g \omega_g M_g^{Ut} \frac{\partial \vec{\sigma}_g}{\partial \delta_g} M_g^U \quad (3.11)$$

Cette dernière s'appuie sur l'opérateur tangent : $\left(\frac{\partial \vec{\sigma}_g}{\partial \delta_g}\right)$ spécifique à la loi cohésive adoptée du comportement.

3.3 Lois de comportement mécanique

La loi (JOINT-MECA-RUPT) [8] est une loi élastique adoucissante, dont la forme de comportement normal est basée sur la formulation cohésive de la rupture. Elle ouvre la possibilité de rupture en mode I (traction) et prend en compte le couplage entre l'ouverture normale et la rigidité tangentielle. Cette loi capte bien le comportement des joints réels à faibles déplacements, tant que le régime de glissement n'est pas atteint.

3.3. Lois de comportement mécanique

Pour identifier les régimes dans lesquels elle est applicable l'image physique du joint peut être utilisée. Ce sont deux interfaces rugueuses contenant éventuellement un matériau de remplissage entre eux ; ceci peut être soit de l'argile soit les éléments de la roche pour les fissures barrage-fondation, soit du coulis de clavage pour les joints entre les plots. Une sollicitation de la fissure met d'abord en jeu les propriétés du matériau de remplissage et la géométrie des aspérités qui définissent le comportement de la structure à faibles déplacements. Tant que le matériau de remplissage n'est pas endommagé ou que les aspérités ne sont pas cassées, le comportement du joint reste élastique aussi bien en ouverture, qu'en cisaillement. Cependant les paramètres de rigidités normale et tangentielle, notés (K_n) et (K_t), ne sont pas équivalents, car ils font intervenir deux phénomènes physiques distincts. Le premier dépend principalement de la rigidité du matériau de remplissage, le second dépend de la rigidité en flexion des aspérités. Le joint présente une résistance à la traction, noté (σ_{max}), qui peut être reliée aux matériaux de remplissage, mais aussi aux frottements transverses entre les aspérités des deux faces de la fissure.

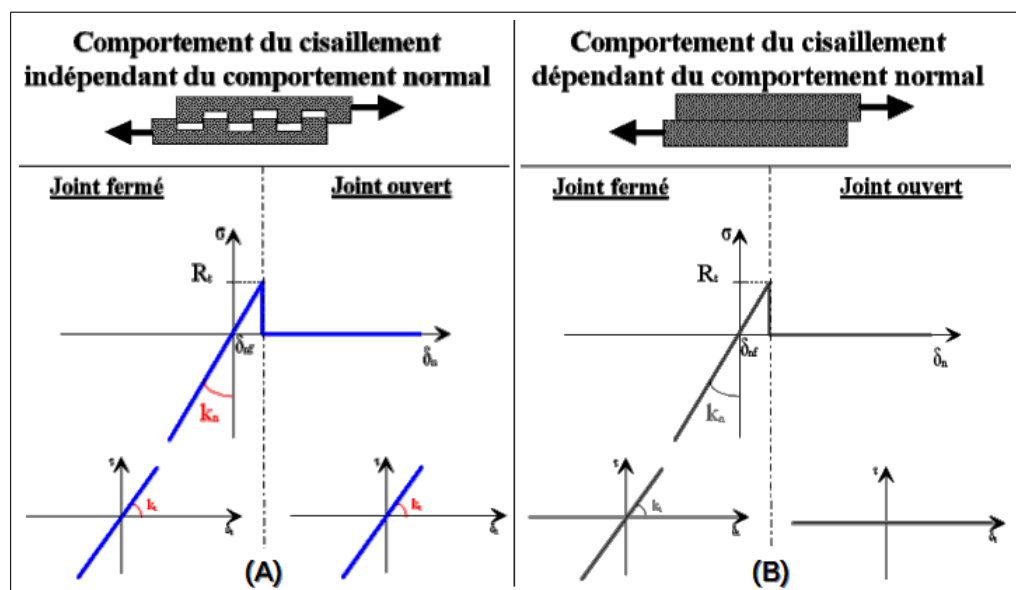


FIGURE 3.2 – (A) Joint à interface très rugueuse / (B) Joint à interface lisse

La rupture du joint se passe de manière progressive. En effet, le joint s'endommage d'abord en diminuant partiellement sa rigidité avant de se casser complètement. Pour quantifier ce phénomène un paramètre adimensionnel de pénalisation en rupture (P_{rupt}) est introduit, il représente une ouverture relative en adoucissement par rapport à l'ouverture élastique. Pour les valeurs de (P_{rupt}) faibles la rupture est brutale, les grandes valeurs ($P_{rupt} \gg 1$) le passage est plus progressif, mais ceci augmentera significativement l'énergie de dissipation initiale. Les détails de ce comportement seront présentés dans les parties suivantes.

Afin de modéliser les différents types de profils des joints localisés entre les plots des barrages (Fig.3.2), un paramètre supplémentaire ($\alpha \in [0,2]$) est introduit. Celui-ci lie l'ouverture normale du joint avec la baisse de sa rigidité tangentielle. Physiquement il reflète la profondeur des aspérités et varie continûment entre $[0,2]$. ($\alpha = 0$) correspond à l'interface lisse sans aspérités (la rigidité tangentielle chute à zéro dès l'ouverture normale de joint, (Fig.3.2(B)). ($\alpha = 2$) représente un autre cas extrême, où l'interface est très rugueuse avec la profondeur des aspérités infinie soit le profil d'un joint de plot en créneau (Fig.3.2 (A)). Dans ce cas de figure la rigidité tangentielle n'est pas affectée par l'ouverture normale. Données : ($K_n = 3e12 Pa/m$), ($K_t = K_n$), ($\sigma_{max} = 3MPa$), ($P_{rupt} = 1$), ($\alpha = 1$).

Si le joint est sollicité davantage en cisaillement pur il finira par glisser avec un certain coefficient de frottement. Avant de passer dans ce régime plastique, expérimentalement un pic de la force de frottement est observé. Ce phénomène est lié au fait que pour pouvoir glisser, les aspérités doivent sortir de leur position enfoncée (dilatance). Durant cette phase les contacts frottants ne sont pas forcément parallèles à la surface des fissures, ce qui augmente le coefficient de frottement effectif. Cette procédure de « sortie » s'accompagne en plus de l'augmentation du déplacement normal du joint. Si ce cycle est répété plusieurs fois, le pic de contrainte s'atténue et disparaît complètement. On note que plus les aspérités sont profondes, plus le pic de frottement est important. Le cas-limite est où malgré l'ouverture normale, le joint reste toujours élastique au niveau du comportement tangentiel. La loi (JOINT-MECA-FROT) ne prend pas en compte le pic, elle ne représente que le phénomène de glissement pur, caractérisé par le coefficient de frottement et l'adhésion (c), qui est liée à la résistance à la traction ($R_t = c$). La perte de résistance à la traction n'est pas prise en compte dans la version actuelle du frottement.

3.4 Formulation théorique de la rupture

3.4.1 Loi cohésive en mécanique

Le cadre théorique choisi pour modéliser la rupture des joints de barrages en béton est basé sur les modèles cohésifs, car en rupture fragile, pour lever le problème de contraintes infinies en fond de fissure, des forces de cohésion qui imposent un critère d'amorçage en contrainte peuvent être introduites. Les forces à caractère évanescent s'exercent alors entre les particules de part et d'autre du plan de séparation de la fissure pendant son ouverture (Fig.3.3).

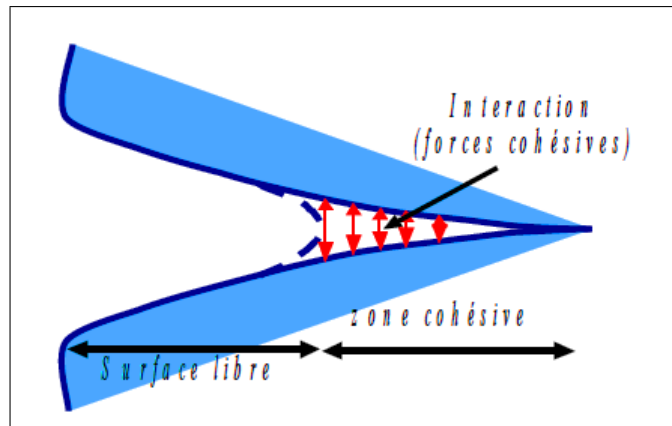


FIGURE 3.3 – Schéma d'une fissure cohésive

Du point de vue physique, il est considéré que l'ouverture de la fissure coûte une énergie proportionnelle à sa longueur en $2D$ et à sa surface en $3D$. On l'appelle énergie de surface que l'on exprime à l'aide de la densité d'énergie

$$\Psi = \int_{\Gamma} \psi(\vec{\delta}) d\Gamma \quad (3.12)$$

Le champ de déplacement à l'équilibre (u) est obtenu en minimisant la somme de l'énergie élastique (Φ), de l'énergie de surface, et du travail des efforts extérieurs (W^{ext}). La solution est obtenue en utilisant une approche variationnelle de la rupture. L'état qui réalise le minimum de l'énergie totale correspond à un état d'équilibre mécanique :

$$\min[\Phi(u) + \Psi(\vec{\delta}(u)) + W^{ext}] \quad (3.13)$$

La surface de discontinuité est discrétisée en $2D$ ou $3D$ par des éléments finis de joint. Le saut de déplacement dans l'élément ($\vec{\delta} = (\delta_n, \delta_{t1}, \delta_{t2})$) est une fonction linéaire des déplacements nodaux. La force (par unité de surface) de cohésion qui s'exerce sur les faces de la fissure est notée ($\vec{\sigma}$), elle est définie par la dérivée de la densité d'énergie de surface par rapport au saut de déplacement. La relation entre ($\vec{\sigma}$) et le saut de déplacement ($\vec{\delta}$) est appelée loi cohésive. Les paramètres matériaux les plus pertinents, qui décrivent le joint d'un barrage sont :

- Les deux rigidités en sollicitations normale (K_n) et tangentielle (K_t), qui caractérisent la surface et les matériaux de remplissage de la fissure.
- La contrainte critique à la rupture (σ_{max}).

Par ailleurs, trois paramètres numériques adimensionnels sont introduits : (P_{rupt}), (P_{cont}) et (α). Le premier pilote la régularisation de la pente d'adoucissement en rupture, le second la pénalisation du contact et le troisième assure une reprise progressive d'efforts tangentiels en fonction de l'ouverture

normale. Ce dernier peut être associé à la taille relative des aspérités des surfaces en contact : ($\alpha \in [0, 2]$). Dans les lois cohésives standards [8] l'énergie de surface dépend du vecteur de déplacement et les contraintes sont définis en tant que les dérivées premières de l'énergie : Dans les lois cohésives standards l'énergie de surface dépend du vecteur de déplacement et les contraintes sont définis en tant que les dérivées premières de l'énergie :

$$\Psi(\vec{\eta}) = \int_{\Gamma} \Psi(\delta_n, \vec{\delta}_t) d\Gamma \quad (3.14)$$

$$\sigma_n = \frac{\partial \Psi_n(\delta_n)}{\partial \delta_n}; \quad \vec{\sigma}_t = \frac{\partial \Psi_t(\vec{\delta}_t)}{\partial \vec{\delta}_t} \quad (3.15)$$

À la différence de ces lois cohésives standards, dans ce modèle, uniquement la partie normale de la loi est dérivée à partir de l'énergie de surface, alors que la composante tangentielle de la loi est donnée d'une manière explicite. Dans les deux cas, l'irréversibilité de la fissuration est prise en compte via une condition d'accroissement d'ouverture normale maximale de joint.

3.4.2 Énergie de surface pour le comportement normal

La densité d'énergie de surface (ψ), en un point donné de la fissure, dépend explicitement du saut de déplacement normal entre les lèvres de la fissure (δ_n). Elle varie aussi en fonction de l'état du joint, ce qui est pris en compte via une variable interne seuil ($\kappa \geq 0$), qui gère l'irréversibilité de la fissuration. Cette dernière mémorise la plus grande norme du saut atteinte au cours de l'ouverture. Sa loi d'évolution entre deux incréments de chargement successifs ($-$) et ($+$) s'écrit :

$$\kappa^+ = \max(\kappa^-, \delta_n^+) \quad (3.16)$$

Suivant la valeur d'ouverture de joint, une des trois situations pourrait être trouvée. Le joint comprimé se trouve dans le régime de contact ; pour une ouverture normale positive, si cette dernière dépasse le seuil on parle de régime dissipatif (dissipation d'énergie au cours de la fissuration) ; enfin dans le cas intermédiaire le joint est dans un régime linéaire (décharge ou recharge linéaire sans dissipation d'énergie).

$$\psi_n(\delta_n, \kappa) = \begin{cases} \psi_n^{con}(\delta_n, \kappa) & \text{Si } \delta_n < 0 \\ \psi_n^{lim}(\delta_n, \kappa) & \text{Si } 0 \leq \delta_n < \kappa \\ \psi_n^{dis}(\delta_n) & \text{Si } \delta_n \geq \kappa \end{cases} \quad (3.17)$$

3.4. Formulation théorique de la rupture

$$\psi_t(\delta_t) = \begin{cases} \psi_t^{fer}(\delta_t) & \text{Si } \delta_n < 0 \\ \psi_t^{ouv}(\delta_t) & \text{Si } \delta_n \geq \kappa \end{cases} \quad (3.18)$$

D'une manière synthétique l'énergie de surface s'écrit de la manière suivante :

$$\psi(\delta_n, \kappa) = H(\delta_n - \kappa)\psi_n^{dis}(\delta_n) + H(\delta_n)H(\kappa - \delta_n)\psi_n^{lim}(\delta_n, \kappa) + H(-\delta_n)\psi_n^{con}(\delta_n) \quad (3.19)$$

ou $H(x)$ est la fonction de *Heaviside* ($H(x) = 0$ si $x < 0$, $H(x) = 1$ si $x \geq 0$)

Une des particularités de la loi (JOINT-MECA-RUPT) est que, tous les régimes confondus, le comportement est toujours linéaire au niveau des contraintes. Au niveau des énergies nous obtenons des fonctions quadratiques, qui sont données dans la suite à une constante additive près, qui elle dépend du seuil. Le comportement normal de joint est séparé en trois régimes : contact, linéaire et dissipatif. La fonction ($\psi_n^{con}(\delta_n) = P_{con}K_n\delta_n^2/2$) assure la condition de contact (non-interpénétration des surfaces de la fissure) elle est régularisée afin d'obtenir une meilleure convergence numérique. En faisant varier le paramètre (P_{con}), on peut changer la rigidité normale pour le joint fermé.

En régime linéaire dans le cas où une fissure existante évolue sans dissiper d'énergie, la densité d'énergie correspondante ne dépend que du paramètre de rigidité normale : $\psi_n^{lim}(\delta_n, \kappa) = K_a(\kappa)\delta_n^2/2$, ou ($K_a(\kappa) = (P_{rupt}^{-1} + 1)\sigma_{max}/\kappa - K_nP_{rupt}^{-1}$) est une fonction décroissante du seuil de rupture (κ). Dans le régime dissipatif, afin d'obtenir un adoucissement linéaire, la densité de l'énergie correspondant à une forme quadratique en fonction de l'ouverture :

$$\psi_n^{dis}(\delta_n) = \begin{cases} \sigma_{max}(1 + P_{rupt}^{-1})\delta_n - K_nP_{rupt}^{-1}\delta_n^2/2 & \text{Si } \delta_n < \sigma_{max}(1 + P_{rupt})/K_n \\ \sigma_{max}^2(1 + P_{rupt})^2/(2P_{rupt}K_n) & \text{Si } \delta_n \geq \sigma_{max}(1 + P_{rupt})/K_n \end{cases} \quad (3.20)$$

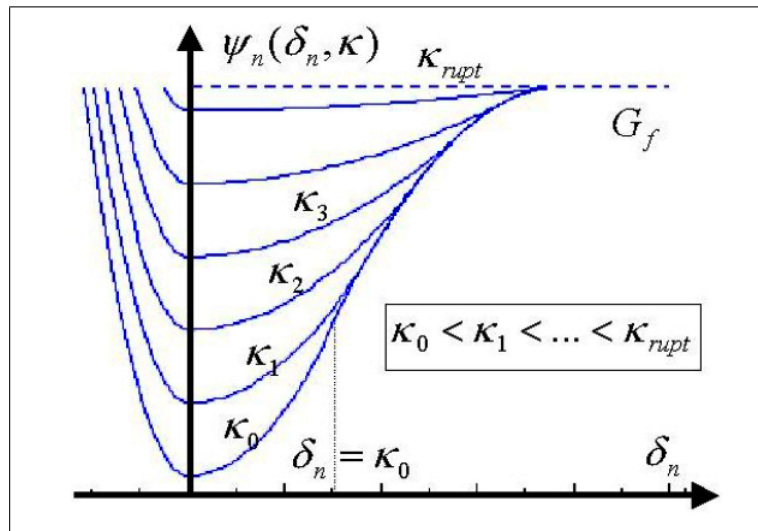


FIGURE 3.4 – Densité d'énergie de surface en fonction de (δ) pour différentes valeurs de (κ)

3.4. Formulation théorique de la rupture

La constante additive fait traduire les énergies élastique (ψ_n^{lin}), (ψ_n^{con}) définies précédemment de sorte que peu importe l'état d'endommagement du joint on obtient toujours le même taux de restitution de l'énergie (constante de *Griffith* G_f , Fig.3.4). Elle ne dépend que du seuil et n'affecte pas l'expression des contraintes. P_{rupt} est introduit de telle sorte que plus il augmente plus l'ouverture critique à la rupture est importante et par conséquent plus cela fait accroître l'énergie dissipative de *Griffith* G_f .

En résumé : le comportement normal de la loi (JOINT-MECA-RUPT) est piloté par l'évolution de la densité d'énergie surfacique, celle ci se présente sous la forme d'un puits potentiel. Elle comporte trois régimes principaux : contact, traction linéaire élastique, endommagement/adoucissement, dont les profils correspondants sont approximés par des fonctions quadratiques en ouverture. Le joint commence à s'endommager quand la contrainte normale atteint la valeur critique $\sigma_n = \sigma_{max}$. Plus le joint est endommagé plus le puits énergétique s'aplatit voir (Fig.3.4). Le paramètre d'endommagement (le seuil) lui évolue seulement dans ce dernier régime en partant de sa valeur initiale pour le joint sain $\kappa_0 = \sigma_{max}/K_n$ jusqu'à la valeur ultime pour le joint complètement endommagé $\kappa_{rupt} = \sigma_{max}(1 + P_{rupt})/K_n$. P_{con} est une constante définie par l'utilisateur qui change le niveau de pénalisation en contact (voir Figure 3.5(A)). P_{rupt} change énergie dissipée par unité de surface unitaire : $G_f = \sigma_{max}^2(1 + P_{rupt})/(2K_n)$.

$$\psi_n(\delta_n, \kappa) = \begin{cases} \sigma_{max}(1 + P_{rupt}^{-1})(\kappa - \kappa_0)/2 + P_{con}K_n\delta_n^2/2 & \text{Si } \delta_n < 0 \\ \sigma_{max}(1 + P_{rupt}^{-1})(\kappa - \kappa_0)/2 + \left[\sigma_{max}(1 + P_{rupt}^{-1})/\kappa - K_nP_{rupt}^{-1} \right] \delta_n^2/2 & \text{Si } 0 \leq \delta_n < k \\ \sigma_{max}(1 + P_{rupt}^{-1})(\delta_n - \kappa_0/2) - K_nP_{rupt}^{-1} \delta_n^2/2 & \text{Si } \kappa \leq \delta_n \leq \kappa_{rupt} \\ G_f & \text{Si } \delta_n \geq \kappa_{rupt} \end{cases} \quad (3.21)$$

Cette fonction est continue et dérivable, ce qui assure la continuité des contraintes.

3.4.3 Le vecteur contraint

Le vecteur contrainte dans l'élément, noté $\vec{\sigma} = (\sigma_n, \sigma_t)$, peut être séparé en plusieurs régimes.

$$\begin{cases} \sigma_n &= H(\delta_n - \kappa)\sigma_n^{dis} + H(\kappa - \delta_n)H(\delta_n)\sigma_n^{lin} + H(-\delta_n)\sigma_n^{con} \\ \vec{\sigma}_t &= H(\delta_n)\vec{\sigma}_t^{ouv} + H(-\delta_n)\vec{\sigma}_t^{fer} \end{cases} \quad (3.22)$$

Pour la partie normale il est égal à la somme des dérivées de la densité d'énergie de surface et de la densité d'énergie de pénalisation en contact par rapport au saut. Il suffit donc de dériver les expressions données dans la section précédente pour obtenir la composante normale des contraintes. La partie tangentielle ($\vec{\sigma}_t^{fer} = (f(K_t, \vec{\delta}_t)$) est une fonction de l'ouverture tangentielle, elle met en jeu la rigidité tangentielle

pour le joint fermé. En fonction du profil de l'interface le comportement tangentiel pour le joint ouvert peut être varié : ($\vec{\sigma}_t^{ouv} = \vec{\sigma}_t^{fer}$) fer pour les surfaces en créneau (Fig.3.1(A)), ou bien ($\vec{\sigma}_t^{ouv} \equiv 0$) pour les surfaces très lisses (Fig.3.1(B)).

Contraintes normales

Sur la figure de l'évolution de la contrainte normale dans la zone de traction en fonction du saut (Fig.3.5(A)), les constats suivants peuvent être faits. Les flèches représentent le sens d'évolution possible de la contrainte suivant que le processus d'ouverture est réversible (régime linéaire) ou non (régime dissipatif). À l'amorçage, le joint se comporte, d'abord de façon élastique linéaire, puis dès que la contrainte normale atteint la valeur critique ($\sigma_n = \sigma_{max}$), il a un comportement adoucissant : il perd progressivement sa rigidité, ce qui donne le régime linéaire mais pas élastique, il est caractérisé par une pente d'adoucissement de la rupture (K_n/P_{rupt}). La rigidité élastique pour le joint sain définit la valeur initiale du seuil d'endommagement ($\kappa_0 = \sigma_{max}/K_n$). Le seuil de la rupture est donné par ($\kappa_{rupt} = \sigma_{max}(1 + P_{rup})/K_n$). Plus (P_{rup}) est important plus l'énergie de dissipation accroît ($G_f = \sigma_{max}^2(1 + P_{rup})/(2K_n)$).

$$\sigma_n(\delta_n, \kappa) = \begin{cases} P_{con}K_n\delta_n & \text{Si } \delta_n < 0 \\ \left[\sigma_{max}(1 + P_{rupt})/\kappa - K_nP_{rupt}^{-1} \right] \delta_n & \text{Si } 0 \leq \delta_n < k \\ \sigma_{max}(1 + P_{rupt})\kappa - K_nP_{rupt}^{-1}\delta_n & \text{Si } \kappa \leq \delta_n \leq \kappa_{rupt} \\ 0 & \text{Si } \delta_n \geq \kappa_{rupt} \end{cases} \quad (3.23)$$

Contrainte de pénalisation du contact

La valeur de la pente de pénalisation en contact est donnée par la relation :

$$\sigma_n\delta_n = P_{con}K_n\delta_n, \text{ si } \delta_n < 0 \quad (3.24)$$

Le paramètre numérique (PENA-CONTACT), entré par l'utilisateur, permet de jouer sur la pente de la pénalisation du contact (voir Fig.3.5(B)). Ce dernier vaut par défaut (1), cela correspond au cas où la pente du contact est identique à celle de la rigidité en ouverture. Si on choisit une valeur supérieure à (1), on augmente la pénalisation. Ceci permet de modéliser, i.e. la reprise des efforts par le béton partiellement endommagé en traction. Pour une valeur inférieure à (1), on diminue la pénalisation, ce qui des facto fait une modélisation du béton partiellement endommagé en compression.

Contrainte tangentielle

Pour les joints de barrage à faible ouverture, on observe que indépendamment du régime de chargement normal la contrainte tangentielle varie toujours linéairement, la rigidité tangentielle est fonction de l'ouverture normale. Dans le cas extrême d'une surface de contact parfaitement lisse la rigidité tangentielle chute brutalement à zéro à l'ouverture normale positive. En conséquence l'énergie surfacique de la loi n'est plus continue, ce qui génère en principe un pic dans la contrainte normale (fonction delta ($\delta(x)$)) à l'ouverture. C'est pour cette raison que nous renonçons dans la version actuelle de la loi garder le formalisme énergétique complet. La loi tangentielle est alors postulée d'une manière empirique sous forme incrémentale :

$$\Delta \vec{\sigma}_t(\delta_t, \delta_n) = \begin{cases} K_t \Delta \vec{\delta}_t & \text{Si } \delta_n < 0 \\ (1 - \delta_n / \kappa_{rupt}^{tan}) K_t \Delta \vec{\delta}_t & \text{Si } 0 \leq \delta_n < \kappa_{rupt}^{tan} \\ 0 & \text{Si } \delta_n \geq \kappa_{rupt}^{tan} \end{cases} \quad (3.25)$$

Le seuil de rupture tangentielle ($\kappa_{rupt}^{tan} = \kappa_{rupt} \tan(\alpha\pi/4)$) est introduit, dont la valeur peut être modifiée par l'utilisateur à l'aide de mot clé (ALPHA), ($\alpha \in [0, 2]$). Pour une valeur zéro la pente tangentielle change brutalement à l'ouverture, pour la valeur ($\alpha = 2$) la rigidité tangentielle n'évolue pas.

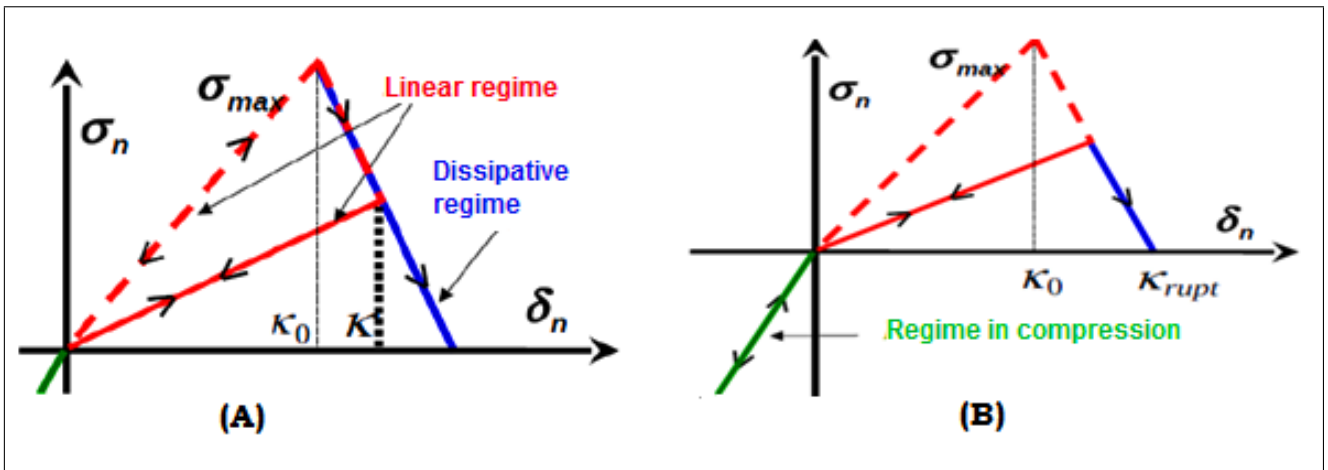


FIGURE 3.5 – (A) Dépendance des contraintes en fonction de l'ouverture/ (B) Contrainte cohésive normale en fonction du saut normal pour le joint partiellement endommagé

3.4.4 Variables internes

La loi (JOINT-MECA-RUPT) possède dix-huit variables internes. Du point de vue de la loi de comportement, seules la première et la dixième sont stricto sensu des variables internes. Les autres fournissent des indications sur l'état hydromécanique du joint à un instant donné. $V1 = k$: seuil en saut (plus grande norme atteinte).

$V2$: indicateur de dissipation =0 si régime linéaire, =1 si régime dissipatif.

Indicateurs mécaniques :

$V3$: indicateur d'endommagement normal = 0 sain, = 1 endommagé, = 2 cassé

$V4 \in [0, 1]$: pourcentage d'endommagement normal (dans la zone adoucissante)

$V5$: indicateur d'endommagement tangentiel = 0 sain, = 1 endommagé, = 2 cassé

$V6 \in [0, 1]$: pourcentage d'endommagement tangentiel

Valeur du saut dans le repère local :

$V7 = \delta_n$: saut normal, $V8 = \delta_{t1}$ saut tangentiel, $V9 = \delta_{t2}$ saut tangentiel (nul en $2D$)

$V10 = \delta_{nf}$: épaisseur du joint clavé

$V11 = \sigma_n$: contrainte mécanique normale (sans pression de fluide)

Indicateurs hydrauliques :

Composantes du gradient de pression dans le repère global (uniquement pour XXX-JOINT-HYME) : $V12 = \partial_x p$, $V13 = \partial_y p$, $V14 = \partial_z p$ trois composantes dans l'espace

Composantes du flux hydraulique dans le repère global (uniquement pour XXX-JOINT-HYME) : $V15 = w_x$, $V16 = w_y$, $V17 = w_z$ trois composantes dans l'espace

$V18 = p$: pression de fluide imposée par l'utilisateur (PRES-FLUIDE) dans le cas des modélisations (XXX-JOINT) ou pression de fluide interpolée à partir de celle calculée (degré de liberté du problème) aux noeuds milieux des éléments de joint des modélisations : (XXX-JOINT-HYME).

3.5 Formulation théorique du frottement

La loi de frottement la plus simple possible est la loi de *Coulomb*, qui ne dépend que d'un seul paramètre de frottement ($\mu \in (0, \infty]$). Elle réalise la condition de non-interpénétration de lèvres en contact (condition de *Signorini*) en établissant un lien local entre la contrainte tangentielle et normale dans la phase de glissement : ($\|\vec{\sigma}_t\| = \mu\sigma_n$). Plusieurs régularisations de cette loi sont nécessaires afin de rendre possible son implémentation numérique. Premièrement la condition de *Signorini* doit être rendue dérivable, ce qui est aisé si l'on suppose que le comportement des surfaces en contact suit une loi élastique. De même pour la pente de changement de direction de glissement dans le comportement tangentiel. De plus pour la modélisation des barrages en béton on observe expérimentalement une résistance à la traction non négligeable entre les joints. Toutes ces considérations nous ramènent vers une loi de *Mohr-Coulomb* dont la représentation dans le plan de *Mohr* est donnée sur la Figure (3.6), elle décrit la phase de glissement de joints entre la fondation et le barrage ou entre les plots d'un barrage (de façon simplifiée) tout en prenant en compte les effets les plus pertinents.

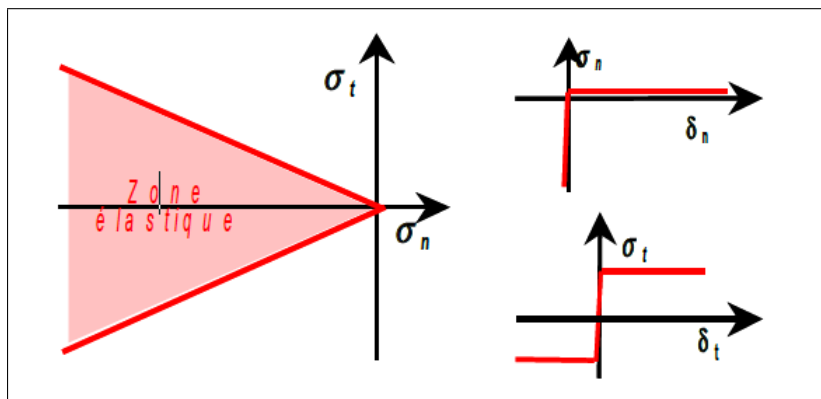


FIGURE 3.6 – Loi de frottement de *Coulomb* en 2D

La loi (JOINT-MECA-FROT) est une variante élastoplastique de la loi de *Mohr-Coulomb*, elle dépend de quatre paramètres : la rigidité normale (K_n), la rigidité tangentielle (K_t), l'adhésion (c) (qui est liée à la résistance à la traction maximale $R_t = c/\mu$) et le coefficient de frottement du joint (μ). Par ailleurs nous introduisons un paramètre d'écroutissage isotrope, qui permet de régulariser la pente tangentielle dans la phase de glissement, on le note K . Le modèle élastoplastique introduit ne porte que sur la partie tangente de la loi de comportement. Il n'y a pas de partie plastique du déplacement pour la partie normale : celle-ci est toujours élastique. Le saut de déplacement tangentiel est décomposé en une partie élastique ($\vec{\delta}_t^{el}$) et une partie plastique ($\vec{\delta}_t^{pl}$), on désigne par (λ) le saut de déplacement tangentiel cumulé. La loi

3.5. Formulation théorique du frottement

d'écoulement est orthogonale au plan de coupure du cône de glissement ($\sigma_n = cns$)_t (cercle 2D pour un cône 3D). Ce qui donne, strictement parlant, une loi d'écoulement globale non associée. La formulation mécanique en vitesse d'une telle loi donne le jeu d'équations mathématiques suivant :

$$\begin{cases} \vec{\delta}_t = \vec{\delta}_t^{el} + \vec{\delta}_t^{pl} \\ \vec{\sigma}_t = K_t \vec{\delta}_t^{el} \equiv K_t (\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl}) \\ \sigma_n = \min(K_n \delta_n, R_t) \end{cases} \quad (3.26)$$

$$\begin{cases} f(\vec{\sigma}, \lambda) = \|\vec{\sigma}_t\| + \mu \sigma_n - c - K\lambda \leq 0 \\ f\dot{\lambda} = 0; \dot{\lambda} \geq 0 \\ \vec{\delta}_t^{pl} = \lambda \frac{\vec{\sigma}_t}{\|\vec{\sigma}_t\|} \end{cases} \quad (3.27)$$

Tant qu'on est dans la zone élastique ($f(\vec{\sigma}, \lambda) < 0$) les relations entre les sauts d'ouverture de joint et les contraintes sont linéaires et le paramètre du saut tangential plastique n'évolue pas ($\vec{\delta}_t^{pl} = cst$). Dès qu'on touche les bords du cône de glissement définis par ($f(\vec{\sigma}, \lambda) = 0$), l'évolution de saut tangential plastique est régi par la loi d'écoulement non associée (éq.3.26,3.27). La régularisation de la fonction seuil d'écoulement avec le terme d'écrouissage ($K\lambda > 0$) est nécessaire afin de rendre la matrice tangente de la loi inversible et éviter donc le problème de solutions multiples dans le cas de chargement en forces imposées. La résistance à la traction du joint varie dans l'intervalle $(0, R_t)$, c'est une fonction de la contrainte tangentielle, elle est nulle pour une contrainte tangentielle supérieure au paramètre d'adhésion c et vaut le maximum si la contrainte tangentielle est nulle (Fig.3.6). Dans la version actuelle de la loi, la résistance à la traction maximale n'est pas affectée par le phénomène de glissement, elle n'évolue pas à cause du terme d'écrouissage (3.7).

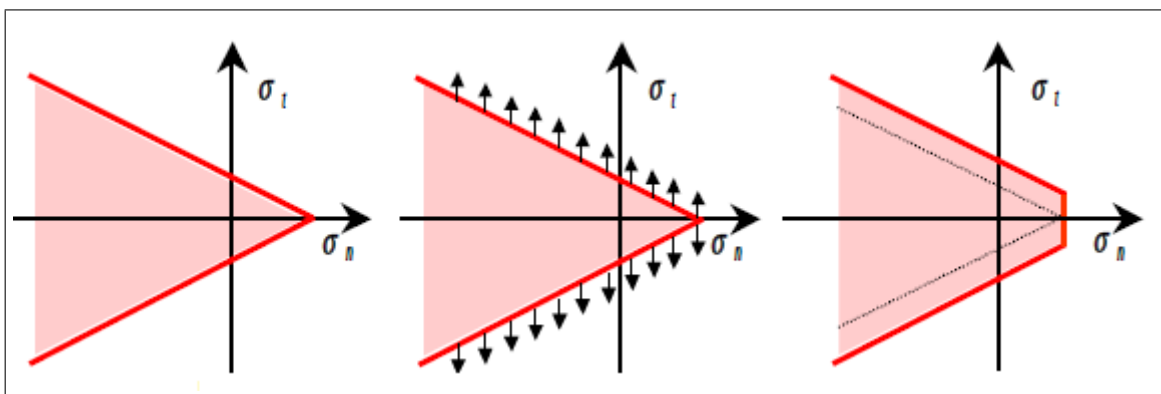


FIGURE 3.7 – Évolution du cône de glissement due à l'écrouissage

On suppose aussi qu'une fois atteinte la valeur de la résistance à la traction maximale, la contrainte normale n'évolue plus. Cette dernière hypothèse reste valable tant que le nombre de joints rompus par le cisaillement plastique et par la suite sollicités en traction est négligeable. Afin de pouvoir prendre en compte ce phénomène plus rigoureusement, il est nécessaire d'introduire une régularisation de rupture-frottement dans la phase de glissement en traction, ce qui représente une difficulté théorique assez importante

3.5.1 Discrétisation implicite de la loi de frottement

Discrétisation implicite de la loi de frottement La version élastoplastique de la loi de frottement est formulée en vitesse, ce qui facilite sa discrétisation numérique. La version incrémentale de la loi reste strictement équivalente à la version continue à condition d'avoir des pas de changement infinitésimaux. Afin de limiter le nombre de pas de chargement, nous adaptons la version continue de la loi à des incréments finis, de façon implicite, i.e. que les conditions de glissement sont écrites dans l'état d'équilibre final. L'algorithme utilisé est celui du retour radial avec prédiction élastique. Par convention nous notons par un signe "–" les variables à l'état d'équilibre précédent, l'état courant est noté par des variables habituelles sans signe supplémentaire. Les équations continues (3.26) et (3.27) de la loi s'écrivent d'une façon discrétisée :

$$\begin{cases} \lambda &= \lambda^- + \Delta\lambda \\ \vec{\delta}_t^{pl} &= \vec{\delta}_t^{pl-} + \Delta\vec{\delta}_t^{pl} \\ \vec{\sigma}_t &= K_t(\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl}) \\ \sigma_n &= \min(K_n\delta_n, R_t) \end{cases} \quad (3.28)$$

$$\begin{cases} f(\vec{\sigma}, \lambda) &= \|\vec{\sigma}_t\| + \mu\sigma_n - c - K\lambda \leq 0 \\ f(\vec{\sigma}, \lambda) \cdot \Delta\lambda &= 0; \Delta\lambda \geq 0 \\ \vec{\delta}_t^{pl} &= \Delta\lambda \frac{\vec{\sigma}_t}{\|\vec{\sigma}_t\|} \end{cases} \quad (3.29)$$

Dans un algorithme de *Newton* les sauts de déplacement $\vec{\delta} = (\delta_n, \vec{\delta}_t)$ ainsi que les variables internes à l'instant précédent ($\vec{\delta}_t^{pl-}$), (λ_-) étant connus, pour résoudre la loi il suffit d'obtenir les valeurs de contraintes $\vec{\sigma} = (\sigma_n, \vec{\sigma}_t)$ et de toutes les variables internes à l'instant courant (dans notre cas ($\vec{\delta}_t^{pl}$), λ). La loi l'équation d'évolution pour la composante normale est complètement découplée du mouvement

3.5. Formulation théorique du frottement

tangential, on peut donc la résoudre immédiatement : $\sigma_n = \min(K_n \delta_n, R_t)$. Nous obtenons donc un jeu de cinq d'équations et une inégalité, pour obtenir cinq inconnues scalaires :

$$\vec{\sigma}_t = K_t (\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-} - \Delta \vec{\delta}_t^{pl}) \quad (3.30)$$

$$\begin{cases} f(\vec{\sigma}, \lambda) & \equiv \|\vec{\sigma}_t\| + \mu \sigma_n - c - K\lambda^- - K\Delta\lambda \leq 0 \\ f(\vec{\sigma}, \lambda) \cdot \Delta\lambda & = 0; \Delta\lambda \geq 0 \\ \Delta \vec{\delta}_t^{pl} & = \Delta\lambda \frac{\vec{\sigma}_t}{\|\vec{\sigma}_t\|} \end{cases} \quad (3.31)$$

Pour simplifier ce problème mathématique regardons plus en détail la condition de *Karush-Kuhn-Tucker* $f(\vec{\sigma}, \lambda)$, ($\Delta\lambda = 0$). On a deux possibilités : soit on glisse ($\Delta\lambda = 0$), soit on est dans le domaine élastique ($\Delta\lambda = 0$). Si l'on est dans le domaine élastique, alors ($\Delta\lambda = 0$) \Rightarrow ($\Delta \vec{\delta}_t^{pl} = 0$) et on obtient la solution élastique si :

$$f_{el}(\sigma_n, \vec{\sigma}_t^-, \lambda^-) \equiv K_t \|\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-}\| + \mu \sigma_n - c - K\lambda^- \leq 0 \quad (3.32)$$

Dans la pratique si l'équation (3.32) est satisfaite alors la prédiction élastique est la solution du problème :

$$\begin{cases} \lambda & = \lambda^- \\ \vec{\delta}_t^{pl} & = \vec{\delta}_t^{pl-} \\ \vec{\sigma}_t & = K_t (\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-}) \\ \sigma_n & = \min(K_n \delta_n, R_t) \end{cases} \quad (3.33)$$

Si la condition (3.32) n'est pas satisfaite, alors ($\Delta\lambda > 0$) et on est dans la phase de glissement et on obtient un système de trois équations non-linéaires avec trois inconnues ($\Delta \vec{\delta}_t^{pl}$, $\Delta\lambda$) :

$$\begin{cases} f(\vec{\sigma}, \lambda) & \equiv \|K_t (\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-} - \Delta \vec{\delta}_t^{pl})\| + \mu \sigma_n - c - K\lambda^- - K\Delta\lambda = 0 \\ \Delta \vec{\delta}_t^{pl} & = \Delta\lambda \frac{\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-} - \Delta \vec{\delta}_t^{pl}}{\|\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-} - \Delta \vec{\delta}_t^{pl}\|} \end{cases} \quad (3.34)$$

Cette équation peut être résolue en éliminant ($\Delta \vec{\delta}_t^{pl}$), suivant la procédure courante pour les calculs en plasticité :

$$\Delta \vec{\delta}_t \left\{ \|\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-} - \Delta \vec{\delta}_t^{pl}\| + \Delta\lambda \right\} = \Delta\lambda (\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-}) \quad (3.35)$$

3.5. Formulation théorique du frottement

En prenant la norme de cette dernière équation et en notant que ($\|\Delta \vec{\delta}_t^{pl}\| = \Delta\lambda$), on obtient la norme du vecteur de contrainte tangentielle actualisée, qu'on insère dans l'éq (3.34) afin d'obtenir une équation scalaire pour ($\Delta\lambda$) :

$$\begin{aligned} \|\vec{\delta} - \vec{\delta}_t^{pl-} - \Delta \vec{\delta}_t^{pl}\| &= \|\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-}\| - \Delta\lambda \\ \|K_t(\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-})\| - K_t\Delta\lambda + \mu\sigma_n - c - K\lambda^- - K\Delta\lambda &= 0 \end{aligned} \quad (3.36)$$

Une fois $\Delta\lambda$ est connu il suffit de remarquer la colinéarité des vecteurs suivant :

$$(\Delta \vec{\delta}_t^{pl} \uparrow \vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-} - \Delta \vec{\delta}_t^{pl}) \text{ d'ou } (\Delta \vec{\delta}_t^{pl} \uparrow \vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-}) \text{ (voir éq. 3.35).}$$

Ce qui permet de réécrire la dernière équation de (3.34) sous une forme simplifiée, qui donne la valeur de deuxième inconnue ($\Delta \vec{\delta}_t^{pl}$)

$$\Delta \vec{\delta}_t^{pl} = \Delta\lambda \frac{\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-} - \Delta \vec{\delta}_t^{pl}}{\|\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-} - \Delta \vec{\delta}_t^{pl}\|} = \Delta\lambda \frac{\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-}}{\|\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-}\|} \quad (3.37)$$

Cette solution correspond en fait aux glissements dans la direction de contrainte tangentielle en prédiction élastique. Ceci implique que le changement de la direction de glissement se fera essentiellement dans la zone élastique à condition que les pas de chargement soient petits. La solution finale en cas de glissement, obtenue à partir de des eq (3.30),(3.31), s'écrit comme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_n \\ f_{el}(\sigma_n, \vec{\sigma}_t^-, \lambda^-) \\ \lambda \\ \vec{\delta}_t^{pl} \\ \vec{\sigma}_t \end{array} \right. \begin{array}{l} = \min(K_n\delta_n, R_t) \\ = K_t\|\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-}\| + \mu\sigma_n - c - K\lambda^- \\ = \lambda^- \frac{f_{el}(\sigma_n, \vec{\sigma}_t^-, \lambda^-)}{K_t + K} \\ = \vec{\delta}_t^{pl-} + \frac{f_{el}(\sigma_n, \vec{\sigma}_t^-, \lambda^-)}{K_t + K} \cdot \frac{\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-}}{\|\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl-}\|} \\ = K_t(\vec{\delta}_t - \vec{\delta}_t^{pl}) \end{array} \quad (3.38)$$

En résumé, à partir de la prédiction élastique on vérifie d'abord l'inégalité éq (3.32), si elle est satisfaite, alors la solution est donnée par éq (3.33), sinon solution est donnée par éq (3.38).

3.6 Prise en compte de la pression hydrostatique sans couplage

Bien que la modélisation (XXX-JOINT) ne couple pas la mécanique et l'hydraulique, on peut toutefois introduire explicitement l'influence d'un fluide sur la mécanique via une pression imposée. La présence du fluide dans le joint modifie la contrainte mécanique normale $\sigma_n \rightarrow \sigma_n - p$. En mettant une pression importante on est capable de faire rompre le joint par un simple effet hydraulique. Pour prendre en compte les effets hydrostatiques la loi mécanique est décalée vers le bas en fonction de la valeur de pression (p) en chaque point d'intégration.

Au niveau d'implémentation numérique sa réalisation est aisée en cas d'écriture complète des lois mécaniques sous forme explicite non incrémentale en fonction des déplacements et des variables internes (il faut exclure la dépendance des contraintes à l'instant plus, en fonction des contraintes en l'instant précédent). Dans ce cas la seule modification de courbe normale est suffisante pour introduire le couplage ($\sigma_n = \sigma_n^{meca}(\delta_n, \delta_t) - p$).

En se limitant à ce type de phénomène physique, il est possible de faire des études où le profil de pression qui est imposé par utilisateur, i.e. une étude de stabilité de barrage sous hypothèse conservative, i.e. en présence de sous-pression, dont la forme est très pénalisante. Afin de faire un calcul avec une pression imposée l'utilisateur doit définir une fonction, mot clef (PRES-FLUIDE), qui dépend à la fois de l'espace (profil de pression non-homogène) et du temps (évolution du profil de pression).

4.1 Modèles d'Interaction Fluide-Structure

4.1.1 Interaction par la masse ajoutée de Westergaard

La formulation de l'interaction Fluide-Structure par la masse ajoutée de Westergaard a été présentée en détail dans le travail précédant "Thèse de magistère : Les spectres de réponse et l'analyse sismique des barrages-voûtes" [18]. Dans ce travail on s'intéresse uniquement à l'interaction représentée par éléments finis.

4.1.2 Interaction par la masse ajoutée en élément fluide incompressible

La présentation de la masse ajoutée de l'eau peut être obtenue plus précisément par la résolution de l'équation de la pression d'onde par la méthode des éléments finis qui convient pleinement aux géométries complexes du barrage et réservoir. Le fluide est représenté par l'équation (4.1)

$$\frac{\partial^2 p}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 p}{\partial^2 y} + \frac{\partial^2 p}{\partial^2 z} = 1 \quad (4.1)$$

Ce fluide est discrétisé en utilisant un maillage en éléments fluides incompressibles avec comme inconnus les pressions nodales. Le fluide est considéré incompressible pour qu'il puisse être remplacé par une masse.

4.1.3 Formulation de l'Interaction Fluide Structure :

Équation de la dynamique des fluides : (équation de continuité)

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \rho V = 0 \Rightarrow \nabla \rho V = -\frac{\partial \rho}{\partial t} \quad (4.2)$$

Équation de quantité de mouvement pour fluide incompressible non visqueux :

$$\frac{\partial \rho V}{\partial t} = +\nabla p = \rho \frac{\partial V}{\partial t} \quad (4.3)$$

Avec : ρ : densité du fluide, V : Vitesse du fluide et P : la pression du fluide.

$$d\rho = \frac{\rho}{k} dp, \nabla V = -\frac{1}{k} \frac{\partial p}{\partial t} \Rightarrow \nabla^2 p = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (4.4)$$

$$\text{Avec } c = \sqrt{\frac{k}{\rho}}$$

Interfaces Fluide-Solide :

Dans les frontières (1) et (2), si on considère le gradient de pression dans la direction de la normale à la région du fluide n , on peut écrire pour les vitesses normales :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \cdot \dot{\bar{V}}_n = -\rho \cdot n^T \dot{\bar{V}} \quad (4.5)$$

Pour l'interface (1) couplé avec le mouvement de la structure décrit par le déplacement u on pose :

$$\dot{\bar{V}}_n = \ddot{u}_n = n^T \ddot{u} \quad (4.6)$$

Par contre pour la frontière (2) on a uniquement le déplacement horizontal

$$\dot{\bar{u}}_z = 0 \quad (4.7)$$

La Surface Libre :

Pour la limite (3) qui est la surface libre du fluide on a ($p \simeq 0$), la pression est négligeable, par contre cette hypothèse n'est pas valable pour les ondes de gravité. Dans ce cas on peut assimiler cette surface élevée relativement à la hauteur du barrage soit (η)

$$p = \rho g \eta \quad (4.8)$$

$$V_z = \frac{\partial \eta}{\partial t} \implies \rho \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = -\frac{\partial p}{\partial z} \quad (4.9)$$

En éliminant η on obtient :

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = -\frac{1}{g} \ddot{p} \quad (4.10)$$

Les Conditions aux Frontières :

La frontière (4) est physiquement infinie, si on considère uniquement le sens (x) on sait que la solution de l'équation (4.1) est du type :

$$P = F(x - ct) + G(x + ct) \tag{4.11}$$

c : est la célérité d'onde, F, G : les ondes des directions positive et négative du modèle, en l'absence de l'onde G

$$\implies P = F(x - ct) \tag{4.12}$$

$$\frac{\partial p}{\partial \eta} = \frac{\partial p}{\partial x} = F' \implies \frac{\partial p}{\partial \eta} = -cF' \tag{4.13}$$

$$\frac{\partial p}{\partial \eta} = -\frac{1}{c}\dot{p} \tag{4.14}$$

Cette condition limite est analogue à un élément ressort placé à la frontière.

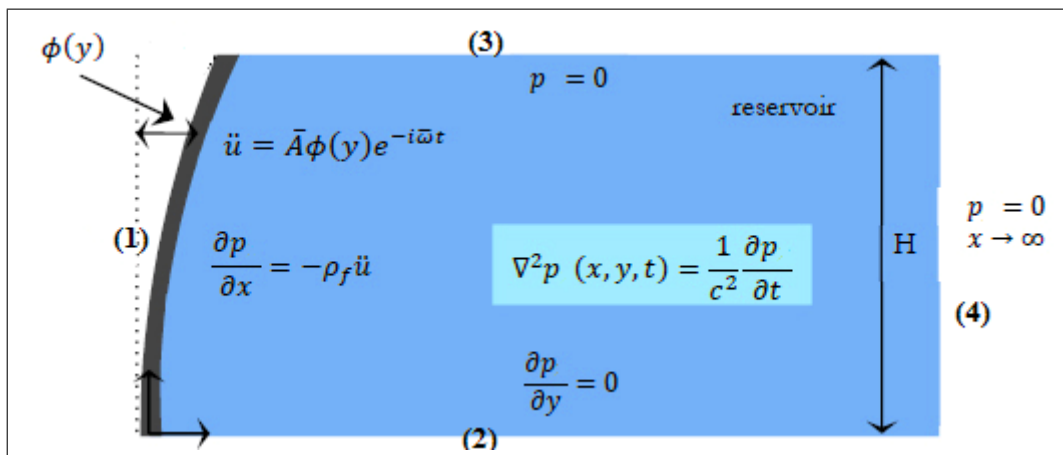


FIGURE 4.1 – Schéma de formulation de l'interaction Fluide-Structure

Formulation du Système Couplé :

On peut écrire pour le fluide l'équation différentielle

$$\delta T_f = \int_{\Omega_f} \delta p \left[\frac{1}{c^2} \ddot{p} - \nabla^2 p \right] d\Omega = 0 \tag{4.15}$$

Après intégration par parties et substitution des conditions aux limites précédentes on obtient :

$$\int_{\Omega_f} \delta p \left[\frac{1}{c^2} \ddot{p} - \nabla^T \nabla p \right] d\Omega + \int_{\Gamma_1} \delta p_n T \ddot{u} d\Gamma + \int_{\Gamma_3} \frac{1}{g} \ddot{p} d\Gamma + \int_{\Gamma_4} \frac{1}{c} \dot{p} d\Gamma = 0 \tag{4.16}$$

Ou : Ω_f : le domaine fluide, Γ_i : l'intégrale sur la frontière i . De même pour le domaine solide la formulation faible est donnée par :

$$\int_{\Omega_s} \delta u [\rho_s \ddot{u} + s^T D s u] d\Omega - \int_{\Gamma_t} \delta u^T \bar{t} d\Gamma = 0 \quad (4.17)$$

ou pour la pression définie positive en compression, la surface comprimée est définie par :

$$\bar{t} = -pn_s = n_p, \quad n_s = -n$$

$$\int_{\Gamma_t} \delta u^T \bar{t} . d\Gamma = \int_{\Gamma_t} \delta u^T . n_p . d\Gamma \quad (4.18)$$

La Discrétisation du Système Couplé :

Dans ce paragraphe le problème couplé est considéré discrétisé par un vecteur déplacement approximatif :

$$u \simeq \hat{u} = N_u \tilde{u}; \quad \text{et le fluide est approché par : } p \simeq \hat{p} = N_p \tilde{p}$$

\tilde{u} et \tilde{p} sont les paramètres nodaux et N_u et N_p sont les fonctions de formes appropriées. Le problème discrétisé devient :

$$M\ddot{\tilde{u}} + C\dot{\tilde{u}} + K\tilde{u} - \phi\tilde{p} + F = 0 \quad (4.19)$$

Avec :

$$\phi\tilde{p} = \int_{\Gamma_t} N_u^T \bar{t} . d\Gamma = \int_{\Gamma_t} N_u^T . n . N_p d\Gamma \quad (4.20)$$

Les termes des autres matrices sont connus.

Remarques Générales :

1. Les pressions hydrodynamiques sur la surface libre d'eau sont supposées égales à zéro car les effets des ondes de surface sont négligeables.
2. Le fond et les côtés du réservoir ainsi que le plan vertical de l'extrémité du modèle du réservoir sont modélisés de manière à ce qu'ils soient rigides. Pour des limites rigides, le gradient de la pression normale est égal à zéro pour toute accélération.
3. Sur l'interface Barrage-Réservoir les gradients de la pression normale sont proportionnels à l'accélération du fluide.

Le maillage en éléments finis du fluide incompressible peut se faire de manière à se qu'il représente la topographie réelle du réservoir, mais dans la plupart des cas un modèle prismatique construit par la projection des points du modèle barrage dans la direction amont peut être suffisant. L'élément fini

du fluide est un élément solide à 08 noeuds avec un mode de déplacements compatibles et un module de cisaillement très faible. Ce module de cisaillement est inférieur ou égal à (0.1%) du module de masse volumique. Par conséquent c'est la valeur du module d'élasticité recommandée pour l'analyse de l'Interaction Fluide Structure.

Avant n'importe quelle analyse dynamique ou statique, les charges doivent être appliquées pour vérifier la précision du modèle et les conditions aux limites du modèle de Fluide-Structure en éléments finis. Il faut au moins étendre de trois fois la largeur du réservoir sur la direction amont et inclure trois couches ou plus de l'élément dans cette direction avec des distances entre sections successives supérieures au premier élément.

Les pressions calculées pour les points nodaux dans la face amont du barrage sont ensuite converties à des forces nodales équivalentes à partir desquelles une matrice de masse ajoutée représentant les effets d'inertie du fluide incompressible est obtenue. La matrice de la masse ajoutée obtenue est une matrice pleine symétrique, elle couple tous les degrés de liberté nodaux sur la face amont du barrage. Cette matrice peut être utilisée directement dans des programmes numériques compatibles avec les matrices non diagonales, autrement dit, il faut qu'elle soit diagonalisée. Cette diagonalisation doit être corrigée jusqu'à ce que la procédure donne la force hydrodynamique totale correcte pour l'accélération des corps rigides sur le barrage.

4.2 Modèles d'Interaction Sol-Structure

L'interaction Sol-Structure a pour but l'évaluation de la réponse d'une structure reposant sur un sol et soumise à toute activité, tout en tenant compte du couplage avec le milieu de support, à savoir le sol qui a sa propre déformabilité et même ses caractéristiques de résistance. Cette interaction est exprimée par des modifications du mouvement du sol près de la structure par rapport au champ libre sans aucune configuration de structure ; de la même manière, le mouvement de la structure est différent de celui qui va résulter de l'hypothèse d'un sol infiniment rigide : une structure "encastrée" à sa base correspondant aux hypothèses prises en compte dans les codes parasismiques [23].

Cette interaction est d'un degré d'importance variable, selon la nature du sol, les caractéristiques de la structure et le type de fondations. Pour les structures légères avec des fondations superficielles, elle est presque négligeable. Cependant, toutes les fois qu'il est nécessaire d'étudier la réponse sismique d'une structure, et pour la considérer comme partie intégrante d'un système entier comprenant le sol,

les fondations et la structure, l'analyse de l'Interaction Sol-Structure devient de plus en plus importante, notamment lors de la construction des structures comme les barrages, les équipements nucléaires, les réservoirs à gaz et les immeubles de grandes hauteurs.

Beaucoup de facteurs doivent être considérés pour résoudre un problème d'Interaction Sol-Structure d'une manière complète, incluant : la définition du facteur sismique inconnu et le mouvement qui en résulte, le comportement du sol sous chargement cyclique et l'évaluation de la réponse du sol dans le champ libre et de la réponse des structures sous le chargement dynamique. Dans ce chapitre, uniquement les aspects traitant le comportement des sols sous le chargement cyclique seront abordés, ainsi que la modélisation de l'Interaction Sol-Structure. Une littérature étendue traitant l'Interaction Sol-Structure reflète aussi bien la complexité du phénomène que l'intérêt accordé à ce sujet par la communauté scientifique.

Les méthodes employées pour tenir compte de l'Interaction Sol-Structure étaient essentiellement limitées aux cas des problèmes linéaires, les approches pour les problèmes non linéaires se faisaient toujours rares. Cependant, dans les dernières années, des progrès importants ont été réalisés en ce qui concerne la compréhension des phénomènes non linéaires, ce qui a rendu faisable, la prise en considération de ces derniers.

4.2.1 Comportement des sols sous charges sismiques

Influence de la nature du sol sur le mouvement sismique

Les observations faites sur des sites pendant des séismes réels ont clairement montré l'influence de la nature des couches extérieures sur le mouvement sismique enregistré. Cette certitude a été reconnue pendant environ 20 ans et a mené à l'interprétation des spectres de réponse selon la nature du sol.

Les principaux séismes récents qui ont affecté le monde (*Mexique* 1985 ; *Loma Prieta* 1989 ; *Northridge* 1994 ; *Kobe* 1995) ont confirmé les faits suivants : les sols alluvionnaires tendent à amplifier le mouvement d'incident, particulièrement à une basse fréquence.

Par exemple, les enregistrements du séisme de Loma Prieta obtenus sur les sites rocheux autour de *San Francisco* ont montré une accélération maximale d'environ ($0.10g$) ; les enregistrements du même séisme sur des sites alluvionnaires ont montré des accélérations maximales deux à trois fois plus élevées, avec des spectres présentant des pics importants pour des basses fréquences. Comme l'épicentre était loin des sites d'enregistrements (d'environ (85) kilomètres), ceci peut ne pas être un effet local dû à la source

(directivité). De même, comme les sites d'enregistrements étaient près l'un de l'autre (dans un rayon de quelques kilomètres), ça ne peut pas être un effet dû à la propagation entre la source et le site à l'intérieur de la croûte terrestre. Le seul paramètre qui pourrait avoir affecté la nature du mouvement enregistré était la nature géologique des sites, i.e. les caractéristiques mécaniques du sol près de la surface.

Toutefois, il n'était pas possible de déduire des observations précédentes que les sols alluvionnaires amplifient systématiquement les accélérations sismiques. Si on considère une autre fois les sites de *San Francisco*, il semble qu'au temps du séisme de 1957, qui a également commencé sur la faille de *San Andreas* mais plus près de la ville (entre (15) et (20) kilomètres), les accélérations enregistrées sur les sites rocheux étaient également d'environ (0.10g), car le séisme a eu une intensité inférieure ((5.3) au lieu de (7.1)). Pourtant à la surface des sites alluvionnaires, les accélérations enregistrées pour le séisme étaient (1.5) à (2) fois inférieures à ceux sur la roche (de (0.05g) à (0.07g)).

Pour pouvoir estimer de telles différences, il était nécessaire d'avoir une connaissance complète du comportement du sol sous chargement cyclique de sorte qu'il puisse être intégré dans des modèles de calcul raffinés. À l'heure actuelle, même si beaucoup d'aspects restent à éclaircir, les connaissances sur le comportement du sol ont progressé et les modèles de calculs se sont suffisamment développés pour permettre une évaluation satisfaisante des phénomènes. Sur la base de ces observations, divers codes parasismiques ont reconnu la nécessité de tenir compte de la nature géologique du sol dans la définition des efforts sismiques. Ceci est exprimé de manière que les spectres de réponse sont exprimés différemment selon la nature du sol, qui est caractérisée par la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement dans les (30) mètres supérieures de la couche du sol.

Description expérimentale du comportement du sol

Les calculs de la réponse dynamique d'un profil de sol et les problèmes d'Interaction Sol-Structure considèrent habituellement que le mouvement sismique est provoqué par une onde de cisaillement se propageant verticalement du substrat. Dans de telles conditions, un élément pris de la couche du sol est soumis à un chargement cyclique représenté sur le schéma (4.2).

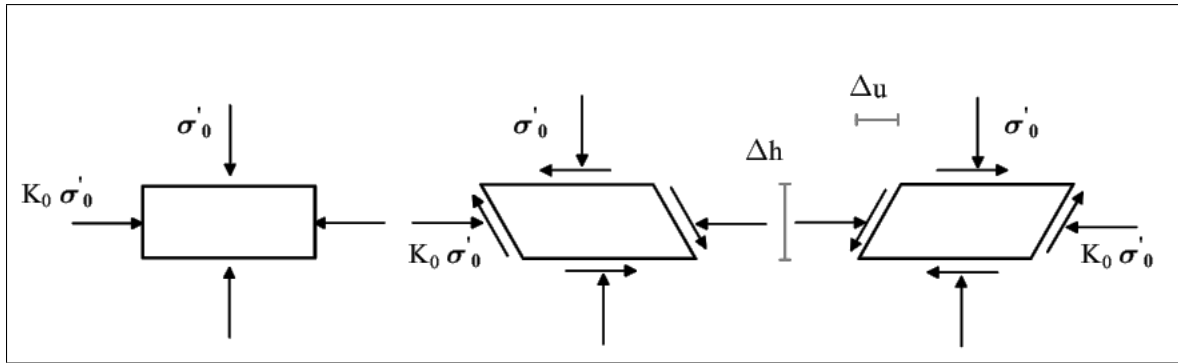


FIGURE 4.2 – Schémas des séquence de chargement

À l'état initial, dans le cas d'un profil de sol horizontal, l'élément est équilibré sous la contrainte verticale réelle (σ'_v) et la contrainte horizontale réelle ($K_0\sigma'_v$), où (K_0) est le coefficient de poussée de la terre au repos. Le passage de l'onde de cisaillement est discernée par l'application d'une contrainte de cisaillement (τ_t) sur les côtés horizontaux, et puis les côtés verticaux de l'élément de sol (pour préserver les états d'équilibre). Sous l'effet des contraintes, l'échantillon est soumis à une déformation de cisaillement simple, qui, pour un matériau de comportement élastique, induit une variation de volume égale à zéro. La déformation de cisaillement, également appelée la distorsion, est décrite sur le schéma (4.3).

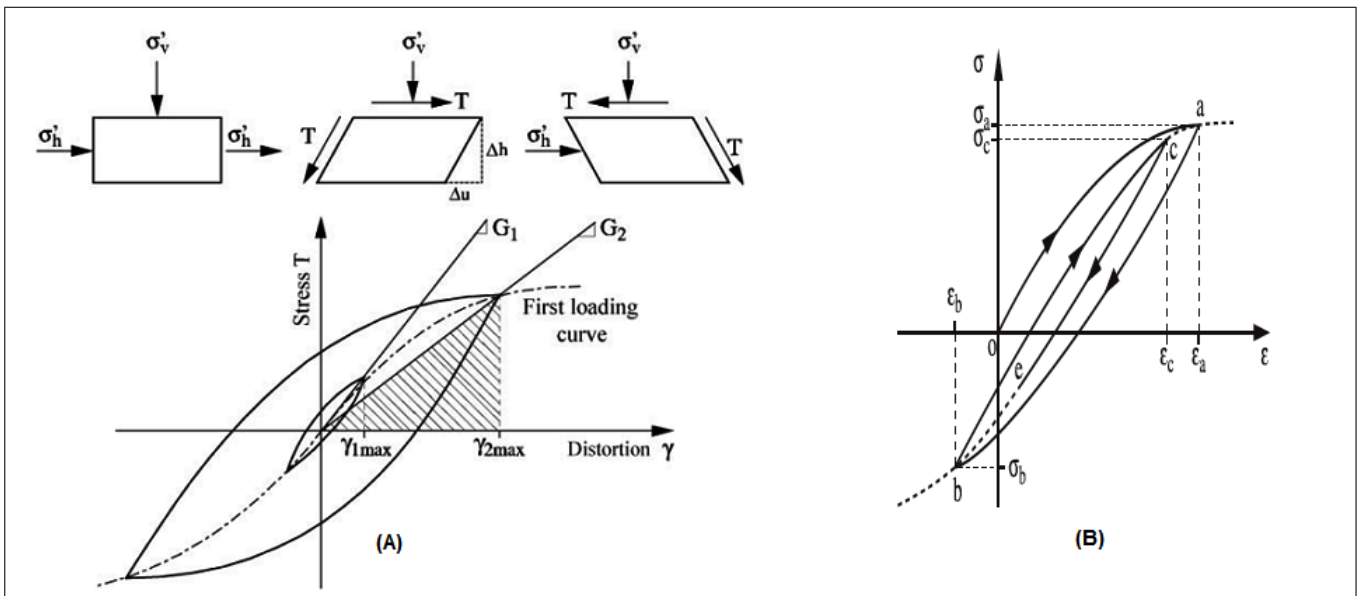


FIGURE 4.3 – Courbe contrainte-déformation

$$\gamma = \frac{\Delta u}{\Delta h} \quad (4.21)$$

Si dans un laboratoire nous reproduisons les cycles de déformation symétrique et d'amplitude constante semblables à ceux sur le schéma (4.2), nous obtenons les courbes représentées sur le schéma (4.3 (A)). Ce dernier prouve que dans le plan (τ, γ) , le comportement du sol est caractérisé par des boucles hystériques, pour lesquelles la surface et l'inclinaison sont déterminées par l'amplitude de la déformation. Plus cette dernière est grande, la surface de boucle devient plus importante et moins inclinée horizontalement. En outre, ceci montre qu'expérimentalement, la forme de la boucle hystérique ne change pas par le taux de chargement. Quand le chargement cyclique n'est pas fermé, le comportement devient plus compliqué à décrire.

Un exemple est donné sur la figure (4.3 (B)). Jusqu'à (b) , le chemin suivi est identique à celui sur le schéma (4.3(A)) (première courbe de déchargement puis courbe de chargement). Au point (b) , où $(\sigma_b < \sigma_a)$, le signe de chargement devient inversé encore ; le chemin suivi est donné par la courbe (bc) , puis probablement par la courbe $(c\epsilon_c)$ si le chargement change son signe encore dans (c) . Pourtant si le chargement est continué au-delà de (c) , le chemin est représenté par (ca) , puis au-delà de (c) il suit la première courbe de chargement à nouveau.

En conséquence à ces déformations de cisaillement, des déformations volumiques apparaissent également. Ces déformations volumiques irréversibles expriment le fait que le comportement du sol est non linéaire. Ces contraintes volumiques irréversibles causent le durcissement dans un matériau solide. Ainsi, même pour les cycles fermés qui sont symétriques et ont des amplitudes de déformation identiques, la boucle hystérique obtenue pendant le quatrième cycle de chargement est différente de celle obtenue pendant le premier cycle.

La dernière boucle est moins inclinée sur l'horizontal et a une plus petite surface. Pour le sol saturé, de faible perméabilité, les déformations se produisent à un volume constant, parce que l'eau interstitielle n'a pas le temps de se drainer du squelette. Cependant, la tendance de la variation de volume existe, et induit une augmentation de pression interstitielle, et donc une diminution des déformations effectives. Les quelques exemples simplifiés ci-dessus exposent la complexité du comportement du sol, qui est fortement non linéaire et non élastique. La modélisation à adopter dans la pratique et décrite ci-dessous se rapporte seulement au comportement déviatorique du sol (le schéma 4.3(A)). Les aspects de variation de volume sont souvent négligés, excepté dans les cas où de vraies lois de comportement élastoplastiques sont employées.

4.2.2 Modélisation du comportement du sol

Une description approfondie du comportement du sol peut être obtenue à partir d'un état d'équilibre, caractérisé par un champ de contraintes ($\underline{\sigma}$) et un état de déformations (caractérisé par le tenseur ($\underline{\epsilon}$)), s'il est possible de déterminer le champ de contrainte (ou le nouvel état de déformations) correspondant au nouvel état d'équilibre après application de l'incrément de déformation ($d\underline{\epsilon}$) (ou respectivement d'un incrément de contrainte ($d\underline{\sigma}$)). Dans la plupart des cas, le temps joue également un rôle dans l'expression de la loi de comportement, mais en règle générale, pour la plupart des sols, ce paramètre peut être négligé. L'établissement de la loi de comportement est l'objectif ultime de la description du comportement du sol. Néanmoins, en raison de la complexité du comportement expérimental du sol, l'établissement d'une véritable loi de comportement est sensible et coûteux.

Actuellement, aucune loi de comportement universelle n'existe : chaque loi disponible en littérature a des avantages aussi bien que des inconvénients et des limites. Une fois confrontés avec ces difficultés, les géotechniciens préfèrent souvent employer des procédures généralement utilisées dans la mécanique des sols, qui implique de prévoir le mode de contrainte pour les quelles un élément isolé à l'intérieur de la couche du sol sera soumis et la reproduction du chemin correspondant de chargement, à l'intérieur d'un échantillon ou in situ. Des paramètres mesurés pendant l'essai peuvent alors être employés directement pour les calculs. Par exemple, une approche semblable est employée dans la mécanique des sols pour étudier l'affaissement d'une couche compressible d'argile due au poids d'un remblai, dont la prolongation est importante par rapport à l'épaisseur de la couche : l'essai utilisé serait un essai oedométrique sans la déformation radiale. Il faut se rendre compte qu'une telle approche n'est pas identique à celle déterminant une loi de comportement, même si les courbes de contrainte-déformation obtenues sont représentées par des équations mathématiques.

Cette modélisation du comportement du sol est seulement valide pour les chemins de chargement proche de ceux employés pour établir le modèle ; l'extrapolation à différents chemins est incorrecte et inadmissible. En outre, tout à fait souvent, la modélisation obtenue de cette manière représente seulement en partie les phénomènes physiques ; aussi, la modélisation équivalente linéaire visco-élastique (qui sera décrite plus tard) ne décrit pas ou incorpore les variations de volume (affaissement) sous des chargements purement déviatoriques.

D'ailleurs, les chemins de contrainte représentés dans les essais sont seulement des modélisations rudimentaires des contraintes réelles. Ce type d'approche représente un compromis entre le phénomène à

modéliser et la facilité d'exécution. Cependant, si elle est employée avec le bon jugement, c'est tout à fait un outil puissant. Avant d'entamer une description expérimentale des phénomènes à modéliser par la représentation mathématique, il est important de savoir que dans les échelles de temps impliquées par des contraintes sismiques, la plupart des sols exhibaient un comportement non drainé pendant la contrainte. La perméabilité du sol n'est pas suffisante (comparée au taux de chargement) pour permettre le drainage. Par conséquent, dans l'approche décrite ci-dessus, nous raisonnons en matière de contrainte totale. De nouveau, c'est une simplification, car le vrai comportement du sol est commandé par des contraintes réelles. Le reste de ce texte sera limité à l'examen du comportement du sol avant rupture. L'étude du comportement du sol sur la rupture provoque différentes approches qui nécessitent des schématisations adoptées. Si nous disposons d'une vraie loi de comportement, une telle distinction ne serait pas nécessaire ; en fait, la loi de comportement nous permettrait de reproduire le comportement du sol des plus petites déformations (déformations quasi élastiques) aux déformations très élevées liées à la rupture. Ce qui émerge des rapports expérimentaux est que le sol ne peut pas être représenté par un modèle élastique, du moins dès que les déformations deviendront significatives. Les seuils d'apparition de non-linéarité correspondent généralement à des petites déformations (dans l'intervalle $(10^{-4})(10^{-6})$). Cependant, nous devons distinguer les non-linéarités irréversibles et réversibles (ou quasi-réversibles), car les seuils d'apparition de ces dernières sont plus hauts ($10^{-4}10^{-3}$). Les seuils d'apparition pour ces non-linéarités, appelés respectivement (γ_s) et (γ_v) , dépendent de la nature du matériau, qui est fortement caractérisée par son indice de plasticité (IP). Les chargements générés par des séismes importants prévus dans le règlement français pourraient induire des déformations entraînant des pertes de linéarités significatives, ou même des déformations irréversibles dans les cas les plus extrêmes (où $(\gamma \geq \gamma_s$ ou (γ_v))).

Modèle du comportement élastique du sol ($\gamma \leq \gamma_s$)

Pour des déformations inférieures (10^{-6}) à (10^{-5}), le comportement du sol est en général élastique linéaire. Certains matériaux saturés peuvent présenter un léger amortissement d'origine visqueux (quelques pour cent), dans ce cas le comportement du sol peut être caractérisé par un type linéaire de loi de comportement élastique ou probablement visco-élastique. Dans le cas d'un matériau isotrope, le module d'élasticité de cisaillement (G) (semblable au coefficient de Lamé (μ) dans la mécanique des milieux continus) et le module de compressibilité volumétrique (B) permettent la caractérisation complète du comportement. Alternativement, il est possible d'employer le taux de propagation des ondes élastiques (V_s) (pour les ondes de cisaillement) et (V_p) (pour les ondes de compression) lié aux valeurs précédentes

par :

$$G = \rho V_s^2 B = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right) \quad (4.22)$$

Où ρ est la densité du matériau. La mesure de ces valeurs (V_s, V_p) peut être faite in situ ou sous les conditions laboratoire sur les échantillons intacts (G, B), ces mesures correspondent aux techniques très spécifiques. Parmi les techniques utilisées in situ, nous incluons l'essai de notation de suspension, l'analyse spectrale des ondes de surface, ou toute autre technique de mesure par forage ; dans le laboratoire, l'essai le plus approprié est l'essai de la colonne résonnante. L'étude du comportement de sol dans son domaine élastique est importante, et une gamme entière des problèmes existe pour laquelle les modèles sont valides : Par exemple les cas des vibrations des blocs de machines bien conditionnés, des chargements sismiques de basse amplitude comme ceux causés par les essais géophysiques.

Modèle de comportement linéaire visco-élastique pour le domaine de moyenne déformation ($\gamma_s \leq \gamma \leq \gamma_v$)

Dans ce domaine de déformation, plus ou moins de non-linéarités marquées, apparaissent dans la courbe de contrainte-déformation. Car les modèles visco-élastiques indiquent des boucles hystérétiques sous des chargements harmoniques, on a tenté de représenter le comportement du sol en utilisant des modèles des chargements tels que la figure (4.4). Cependant, le modèle visco-élastique linéaire mène à un cycle de dissipation d'énergie dépendant de la fréquence du chargement, ce qui contredit les observations expérimentales (4.2.1). Il est nécessaire d'établir l'équivalence entre le matériau réel et le modèle : l'équivalence est basée sur les qualités dissipatives égales du matériau et du modèle.

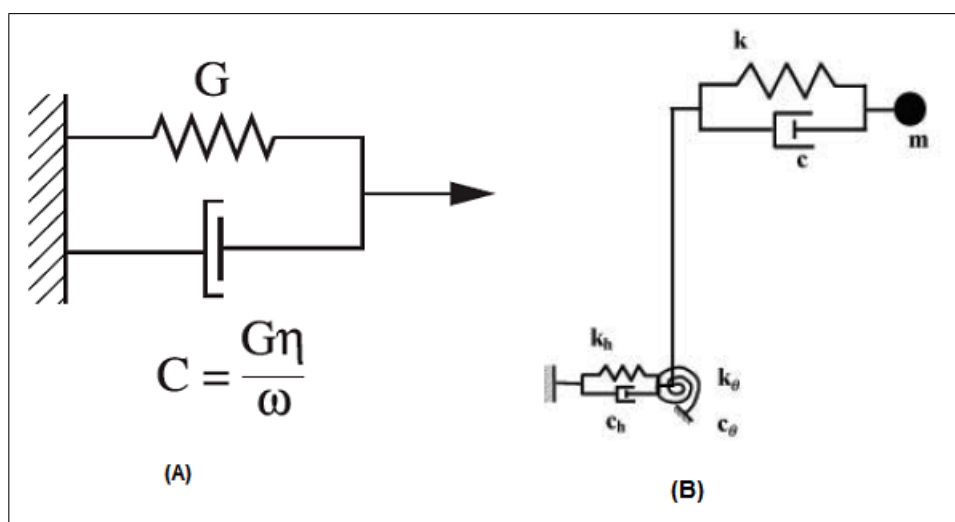


FIGURE 4.4 – Modèle visco-élastique

Pour des chargements unidirectionnels le rapport de contrainte-déformation dans le modèle de *Kelvin-Voigt* est écrit comme suit :

$$\tau = G\gamma + C\dot{\gamma} \quad (4.23)$$

Où (G) et (C) sont les constantes du ressort et de l'amortisseur, et γ et $\dot{\gamma}$ sont respectivement la déformation et la vitesse de déformation.

Sous le chargement harmonique :

$$\gamma = \gamma_m e^{i\omega t} \quad (4.24)$$

le rapport précédent est écrit :

$$\tau_m = G\left[1 + i\frac{C\omega}{G}\right]\gamma_m = G^*\gamma_m \quad (4.25)$$

Où (G) est un module complexe. L'énergie dissipée pendant un cycle de chargement est égale à :

$$\Delta W = \pi C\omega\gamma_m^2 = \pi \text{Im}(G^*)\gamma_m^2 \quad (4.26)$$

Où ($\text{Im}(G^*)$) se rapporte à la partie imaginaire de (G^*). Car (C) est constante, nous notons que l'énergie dissipée dépend de la fréquence de chargement ($f = \omega/2\pi$).

Il est possible de définir un terme de l'amortissement indépendant de la fréquence pour un matériau, une expression standard de l'énergie (ΔW) absorbée pendant un cycle. L'étalonnage est fait en raison de l'énergie élastique (W) accumulée pendant un cycle :

$$W = \frac{1}{2}G\gamma^2 \quad (4.27)$$

Par conséquent, nous pouvons définir une constante d'amortissement (β) ou un coefficient de perte (η), indépendant de la fréquence d'effort :

$$\eta = 2\beta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (4.28)$$

L'énergie absorbée pendant un cycle prend alors la forme :

$$\Delta W = \pi G\eta\gamma_m^2 \quad (4.29)$$

Le but des modèles visco-élastiques linéaires équivalents est d'établir un rapport de la forme :

$$\tau_m = G^*\gamma_m \quad (4.30)$$

Où (G^*) est un module complexe qui doit être choisi afin d'impliquer les mêmes propriétés de rigidité et de dissipation d'énergie qu'un matériau réel. Plusieurs modèles sont proposés à cette fin. Une représentation alternative des données sur le schéma (4.3) est obtenue en traçant à la fois, la norme du module sécant

de la boucle hystérétique (G/G_{max}) et le rapport d'amortissement critique équivalent (β), en fonction de la déformation. Cette figure montre clairement la notion de seuil de déformation (γ_s), pour laquelle ni la déformation ni sa dépendance à l'égard de l'indice plastique ne sont constantes. Corrélativement, pour les déformations de cisaillement cycliques (γ) inférieures à ($\gamma_v \approx 10^{-4}$), la déformation de volume peut être négligée. Pour les sols saturés le résultat est une variation de pression interstitielle insignifiante, et donc la détérioration des propriétés est absente. Pour conclure, dans cet intervalle de déformations, le comportement du sol est certainement non linéaire, bien qu'il reste nettement élastique parce que les changements permanents dans sa micro-structure sont négligeables. Dans la modélisation linéaire visco-élastique décrite ci-dessous, les propriétés du matériau (module sécant, amortissement) sont ajustées à un niveau de déformation « moyen » pour considérer approximativement la non-linéarité du comportement. Les résultats développés dans le cas des chargements continus se sont immédiatement généralisés dans le cas du chargement harmonique malgré toutes les limites pour la validité expérimentale d'une telle approximation. La loi de comportement est écrite sous une forme semblable à une généralisation de la loi de Hooke :

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\Lambda}^* : \underline{\sigma} \quad (4.31)$$

où le tenseur (Λ^*) est formé par les modules complexes de volume et de cisaillement. La loi de comportement précédente mène aux mêmes solutions schématisées que la loi élastique linéaire, par conséquent l'appel à cette loi est incontournable. Dans le cas d'un matériau isotrope, le comportement est entièrement décrit en utilisant deux modules, (G) et (B), et théoriquement, en utilisant deux constantes d'amortissement liées aux déformations de cisaillement et de volume, aussi bien que leur dépendance à l'égard de l'amplitude de la déformation de cisaillement. Dans la pratique, les deux rapports d'amortissement critique sont choisis pour être identiques. C'est la forme conventionnelle pour les résultats des essais :

$$G = G(\gamma), \eta = \eta(\gamma) \quad (4.32)$$

Comme pratique actuelle, la mesure de ces valeurs peut seulement être effectuée dans des conditions de laboratoire avec des échantillons intacts. L'épreuve la mieux adaptée à la gamme des déformations exigées est l'essai de la colonne résonnante. De tels modèles sont intensivement utilisés dans la pratique courante. Quand ils sont employés en même temps qu'un processus itératif permettant de choisir les valeurs du module (G) et du coefficient de perte (η) de manière à ce qu'ils soient compatibles avec le niveau moyen de la déformation résultante, ils rapportent les valeurs de déformations et d'accélération qui rivalisent favorablement avec celles obtenues en utilisant des modèles plus sophistiqués ou observés

pendant des séismes réels. Ces modèles se caractérisent par la propriété de la simplicité : ils exigent seulement la mesure de trois paramètres (un peu plus que le modèle élastique) : module de cisaillement, module de volume et coefficient de perte. Car le sol a un comportement non linéaire, ces paramètres dépendent de l'état de contraintes et de déformations. La limite principale de ces modèles est le fait qu'ils ne peuvent pas donner des valeurs de déformations irréversibles : ceux calculés par le modèle sont nécessairement égaux à zéro. Toutes les fois qu'une représentation plus précise du sol est nécessaire, l'utilisation des modèles non linéaires est inévitable.

Modèle non-linéaire pour le domaine de grandes déformations ($\gamma \geq \gamma_v$)

Dans ce domaine de déformations, des changements importants de la micro-structure se produisent (remise en ordre des grains), qui produit du volume significatif et des déformations irréversibles de cisaillement (le schéma 4.2(B)). Ces changements de micro-structure comportent des variations de volume à l'intérieur des matériaux non saturés, et une augmentation de la pression interstitielle dans les matériaux saturés. Cette augmentation de la pression interstitielle peut mener à l'annulation des efforts réels et donc de la résistance du sol : c'est un phénomène de liquéfaction. Indépendamment de cette perte de résistance, l'augmentation de la pression interstitielle provoque une diminution de la rigidité initiale, qui est une fonction de l'état des contraintes réelles résisté par le sol. Les deux facteurs combinés -la perte de rigidité et la perte de résistance construisent des sols saturés fortement dégradables soumis à de grandes déformations dans lesquelles (γ) est plus haute que (γ_v).

Pendant que ce type de comportement produit des déformations irréversibles significatives, il peut seulement être étudié en utilisant les modèles non linéaires. Une expérience accumulée montre que les modèles de déformation fortement élastoplastiques sont les plus appropriés pour décrire ce comportement ; les modèles doivent être écrits en utilisant des contraintes réelles pour que ces dernières régissent le comportement du sol. Dans les sols saturés, le couplage de la phase liquide avec la phase solide peut être décrit dans la mécanique des milieux poreux par la relation de Biot.

La mesure des valeurs qui sont employées pour formuler les lois de comportement doit être effectuée dans les conditions de laboratoire, sur des échantillons intacts, sous des conditions d'environnement strictement contrôlées et sur un intervalle de chemins de contrainte qui sont d'autant plus nombreux parce que la loi de comportement inclut un nombre plus grand de paramètres. Dans n'importe quel cas il est difficile de mettre en application, ces essais, parce que le prélèvement des échantillons de geo-matériau est toujours sensible et peut induire des modifications d'échantillon, particulièrement le prélèvement

profond. la nature du sol à prélever (argile, marne) joue un rôle dans l'ampleur de modification. Les propriétés les plus susceptibles des modifications sont la rigidité du sol et la capacité des sables saturés de résister à la liquéfaction.

4.2.3 Interaction Sol-Structure linéaire

Pour l'étude de l'interaction Sol-Structure dans les systèmes linéaires, les modèles adoptés pour représenter le sol sont le modèle élastique [section 4.2.2] ou le modèle visco-élastique linéaire équivalent [section 4.2.2]. Les non-linéarités dans le comportement du sol peuvent être tenues en compte en choisissant les valeurs du module de cisaillement (G) et le module d'amortissement (β), compatibles avec la déformation moyenne induite dans le champ libre par les contraintes sismiques. Cette approche implique de négliger des non-linéarités additionnelles liées à l'interaction Sol-Structure, telle que la plastification du sol aux limites des fondations superficielles, ou le long des axes de pieux. La comparaison des résultats obtenus avec des calculs non linéaires montre que cette approche donne des résultats acceptables quand les fondations expriment une sécurité suffisante concernant leur charge finale.

Les effets d'interaction Sol-Structure

L'influence des interactions de Sol-Structure sur la réponse d'une structure peut être illustrée en utilisant le modèle analogue représenté sur le schéma (4.4(B)). La structure est représentée par une masse et un ressort placés à une hauteur (h) au-dessus des fondations. Le lien entre la structure et ses fondations est représenté par une barre rigide. Ce dernier se trouve au sol, et son interaction est modélisée par l'intermédiaire d'une fonction d'impédance pour les fondations. Dans ce modèle, ce qui se tient est la représentation simplifiée des fonctions d'impédance par des ressorts et des amortisseurs qui sont indépendants des fréquences ; l'amortisseur explique théoriquement le rayonnement atténuant et le matériau atténuant comme défini dans la section [4.2.2]. En vue de la simplification de la présentation, nous supposons que l'amortissement du matériau peut être négligé relativement par rapport à l'amortissement de rayonnement atténuant (comportement élastique du sol), qui est une hypothèse valide pour un milieu homogène et une amplitude des charges sismiques moyennes à faibles.

Le système sur le schéma (4.4(B)) a (3) degrés de liberté : le déplacement horizontal (u_1) de la masse (m) ; le déplacement des fondations (u_0) ; la rotation des fondations (θ). IL est soumis à un déplacement horizontal du sol de support, avec une pulsation harmonique (ω) et une amplitude (u_g). Les équations

d'équilibre dynamique du système peuvent être dérivées des équations de Lagrange, si nous prenons (q_i) en tant que variables généralisées :

- $(q_1 = u)$, déplacement relatif de la masse par rapport à A ;
- $(q_2 = u_0)$, déplacement des bases ;
- $(q_3 = \theta)$, rotation des bases.

Le rapport entre le déplacement absolu (u^t) de la masse (m) et les variables précédentes est évident :

$$u^t = u_g + u_0 + u + h\theta \quad (4.33)$$

avec (T) l'énergie totale cinétique :

$$T = \frac{1}{2}m(\dot{u}_g + \dot{u} + h\dot{\theta})^2 \quad (4.34)$$

et (V) l'énergie potentielle :

$$V = \frac{1}{2}(ku^2 + k_h u_0^2 + k_\theta \theta^2) \quad (4.35)$$

et (δW) est le travail des contrainte non-conservatrice (d'amortissement) :

$$\delta W = -(C\dot{u}\delta u + C_h\dot{u}_0\delta u_0 + C_\theta\dot{\theta}\delta\theta) \quad (4.36)$$

Les équations de Lagrange sont écrites comme suit :

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \left(\frac{\partial T}{\partial q_i} \right) + \left(\frac{\partial V}{\partial q_i} \right) = \left(\frac{\delta W}{\delta q_i} \right) \quad (4.37)$$

En utilisant les notations précédentes et en prenant en considération les relations de l'accélération, la vitesse et le déplacement, ceci signifie :

$$\dot{x} = i\omega x, \quad \ddot{x} = -\omega^2 x \quad (4.38)$$

Quand nous présentons les rapports d'amortissement critique, nous obtenons :

$$\left(\xi = \frac{i\omega C}{2k} \right), \left(\xi_h = \frac{i\omega C_h}{2k_h} \right), \left(\xi_\theta = \frac{i\omega C_\theta}{2k_\theta} \right) \quad (4.39)$$

$$\begin{cases} -m\omega^2(u_0 + u + h\theta) + k(1 + 2i\xi)u = m\omega^2 u_g \\ -m\omega^2(u_0 + u + h\theta) + k_h(1 + 2i\xi_h)u_0 = m\omega^2 u_g \\ -m\omega^2(u_0 + u + h\theta) + k_\theta(1 + 2i\xi_\theta)\theta = mh\omega^2 u_g \end{cases} \quad (4.40)$$

En introduisant les notation suivantes :

$$(m\omega_s^2 = K), \quad (m\omega_h^2 = k_h), \quad (mh^2\omega_\theta^2 = k_\theta) \quad (4.41)$$

et alors on élimine u_0 et θ entre les trois équations précédentes, nous obtenons :

$$\left[1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \times \frac{1 + 2i\xi}{1 + 2i\xi_h - \frac{\omega^2}{\omega_\theta^2}} \times \frac{1 + 2i\xi}{1 + 2i\xi_\theta} \right] u = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} u_g \quad (4.42)$$

Tenant compte du fait que ($\xi, \xi_h, \xi_\theta \ll 1$), l'équation précédente devient :

$$\left[1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} (1 + 2i\xi - 2i\xi_h) - \frac{\omega^2}{\omega_\theta^2} (1 + 2i\xi - 2i\xi_\theta) \right] u = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} u_g \quad (4.43)$$

Maintenant considérons un oscillateur simple avec un degré de liberté et de la même masse (m), avec ces caractéristiques, sa pulsation ($\tilde{\omega}$) et son amortissement ($\tilde{\xi}$) soumis au déplacement harmonique (\tilde{u}_g) avec une pulsation (ω) à sa base (cas d'une structure incorporé à sa base). La réponse harmonique de l'oscillateur est donnée par :

$$\left(1 + 2i\tilde{\xi} - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2} \right) u = \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2} \tilde{u}_g \quad (4.44)$$

L'oscillateur équivalent aura la même réponse que la structure dans la Figure (4.4(B)) si les équations suivantes sont vérifiées :

$$\frac{1}{\tilde{\omega}^2} = \frac{1}{\omega_s^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_\theta^2} \quad (4.45)$$

$$\tilde{\xi} = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_s^2} \xi + \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_h^2} \xi_h + \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_\theta^2} \xi_\theta \quad (4.46)$$

$$\tilde{u}_g = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_s^2} u_g \quad (4.47)$$

Les équations précédentes sont obtenues en égalisant la partie réelle avec l'imaginaire une partie d'équations (4.43) et (4.44) et pour (4.47) en supposant une situation de résonance ($\omega = \tilde{\omega}$). Les équations (4.45) et (4.46) prévoient les résultats d'interaction de Sol-Structure par :

- La diminution de la pulsation caractéristique (ω_s) de la base de la structure ($\omega < \omega_s$).
- L'augmentation de l'amortissement du système ($\tilde{\xi} > \xi$) en ce qui concerne la base incluse de la structure.
- La diminution de la contrainte effectives d'incident à la base de la structure ($u_g \tilde{< u_g$).

Les variations relatives ($\frac{\tilde{\omega}}{\omega_s}, \tilde{\xi}$), $\frac{\tilde{u}_g}{u_g}$ sont une fonction des paramètres adimensionnels :

$$\bar{h} = \frac{h}{r} = 1, s = \frac{\omega_s h}{V_s}, \bar{m} = \frac{m}{\rho r^3} \quad (4.48)$$

dans lesquels (r) est le rayon des bases, et (ρ) et (V_s) sont respectivement la densité volumique et le taux des ondes (S) dans le sol (eq.4.22).

Expression d'un problème de Sol-Structure

Avant d'examiner les différentes méthodes utilisées pour prendre en considération les interactions Sol-Structure, le problème vaut d'être formulé d'un point de vue général. Cette formulation vise à traiter des phénomènes dus aux éléments finis. De ce fait, le problème est si complexe que le recours aux méthodes numériques ne peut pas être évité, mais dans le reste de ce chapitre, nous essayerons de préciser les étapes qui peuvent être traitées analytiquement et ceux qui sont favorables aux solutions existantes. Des équations de mouvement sont obtenues en se rapportant au schéma (Fig :4.5), qui schématise une unité Sol-Structure. Si nous nous référons aux matrices de masse, d'amortissement et de rigidité comme $[M]$, $[C]$ et $[K]$, l'équation du mouvement est écrite :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q_f\} \tag{4.49}$$

Car la source du mouvement (foyer sismique) n'est pas généralement incluse dans le modèle, le vecteur de charge $\{Q_f\}$ a des valeurs différentes de zéro seulement à la frontière externe du modèle. Quand il n'y a aucune structure, l'équation du mouvement de champ libre est semblable dans sa forme à celle décrite par l'équation (4.49). Avec l'indice f qui indique la masse, l'amortissement et les matrices de rigidité liées seulement au champ libre, cette équation sera :

$$[M]\{\ddot{u}_f\} + [C]\{\dot{u}_f\} + [K]\{u_f\} = \{Q_f\} \tag{4.50}$$

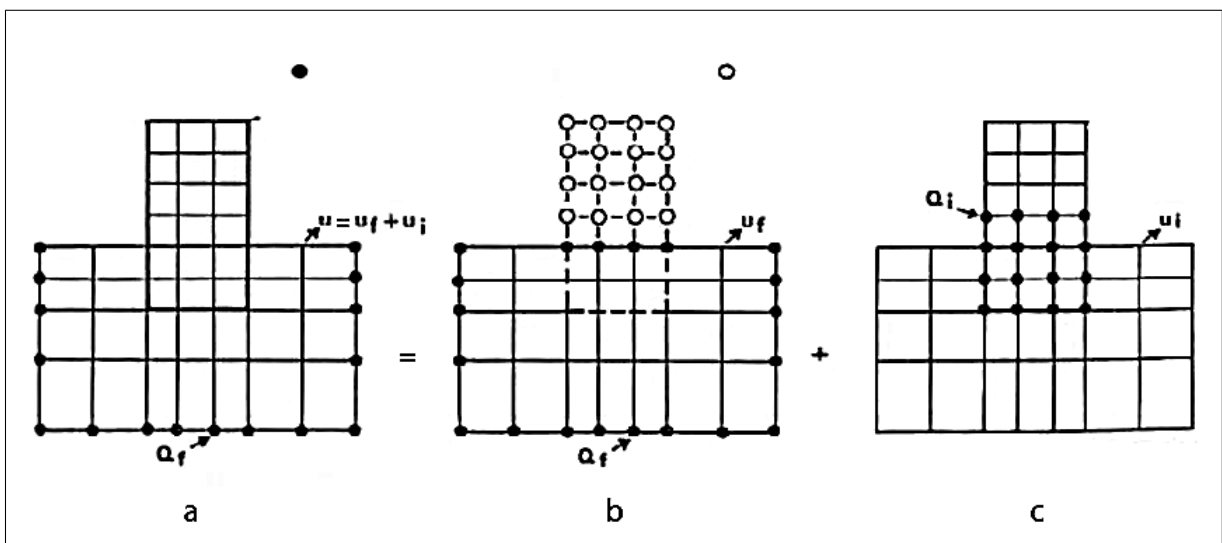


FIGURE 4.5 – Théorème de superposition pour l'interaction Sol-Structure

L'équation (4.50) peut seulement être résolue en assurant des hypothèses au sujet de la nature et la

direction de la propagation du champ d'incident. supposant que :

$$\{u\} = \{u_i\} + \{u_f\} \quad (4.51)$$

L'équation (4.51) définit le déplacement d'interaction $\{u_i\}$ qui satisfait l'équation :

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = -\{Q_i\} \quad (4.52)$$

avec :

$$\{Q_i\} = [[M] - [M_f]]\{\ddot{u}_f\} + [[C] - [C_f]]\{\dot{u}_f\} + [[K] - [K_f]]\{u_f\} \quad (4.53)$$

Le vecteur de charge $\{Q_i\}$ est déterminé à partir des déplacements du champ libre. Pour des systèmes linéaires, le théorème de superposition est illustré sur le schéma (4.5) : le problème d'interaction est divisé en la somme d'un problème de réponse de sol en champ libre (4.50) avec un problème de source (4.52) où les forces appliquées $\{Q_i\}$ ont des composantes non nulles seulement aux nœuds de l'interface Sol-Structure. Ce dernier problème est analogue à un problème de vibrations de machine. Le déplacement total pour le problème d'intégration est alors donné par l'équation (4.51). L'équation (4.53) prouve clairement qu'il y aura une interaction dès qu'une masse ou une différence de rigidité se développe entre le sol et la structure. Pour simplifier les sujets, supprimons le terme d'amortissement dans l'équation et limitons le problème à un problème de structure lié au sol, en étant soumis à la propagation verticale des ondes de volume (cisaillement ou compression). Dans de telles conditions, dans le domaine libre, tous les points de la surface au sol seront conduits par le même mouvement. Si les fondations de la structure sont infiniment rigides, la dernière période de l'équation devient égale à zéro, et le vecteur de charge $\{Q_i\}$ est limité à :

$$\{Q_i\} = [[M] - [M_f]]\{\ddot{u}_f\} \quad (4.54)$$

les contraintes $\{Q_i\}$ appliquées à la base de la structure produisent un mouvement de l'appui qui est équivalent à une force de champ d'inertie dans la structure. En conséquence, l'interaction résulte seulement de l'inertie développée à l'intérieur de cette structure. Ceci est désigné sous le nom de *l'interaction à inertie*, et son effet est illustré par l'exemple dans la section [4.2.3]. D'autre part, on considère une structure étendue dans le sol, dont la masse est égale à zéro en dehors du sol, et égale (dans la valeur et la répartition) à la masse du sol pour la pièce qui est dans le sol. L'expression pour les charges $\{Q_i\}$ devient :

$$\{Q_i\} = [[K] - [K_f]]\{u_f\} \quad (4.55)$$

Ceux-ci résultent seulement de la différence de rigidité du sol et de la structure pour la partie incorporé dans le sol. Même sans n'importe quelle différence de masse, il y a une interaction ; elle est désigné sous le nom de *l'interaction cinématique*. Elle résulte de la rigidité des fondations qui les empêche de suivre les mouvements imposés par le sol. Nous avons vu avant qu'elle était strictement égale à zéro dans certains cas ; elle peut être basse dans d'autres (des bases sur les piles flexibles) ou fortement significatif (structure rigide fortement contreventée et descendant profondément dans le sol). Dans le cas le plus général, l'interaction comporte une interaction à inertie et une interaction cinématique. Les arguments précédents montrent les deux meilleures méthodes pour la solution de l'interaction Sol-Structure. Les méthodes globales sont obtenues par l'intermédiaire de la résolution directe de l'équation (4.49). Ils ne recourent à aucune notion de la superposition, et ils sont ainsi théoriquement adaptés aux problèmes non linéaires. Alternativement, les méthodes de sous structures se fondent l'une à l'autre, ou sur des divisions semblables pour résoudre le problème étape par étape. Ces méthodes peuvent en effet seulement être appliquées aux problèmes linéaires appropriés à la superposition.

Théorème de superposition

La division de l'interaction Sol-Structure en interaction à inertie et interaction cinématique, comme discuté dans la section [4.2.3] a non seulement l'avantage de nous permettre d'illustrer des phénomènes essentiels, elle produit également une méthode de résolution basée sur le principe de sous structures, dont la validité compte sur le théorème de superposition. Ce théorème admis que la réponse d'un modèle soumis à une accélération (\ddot{u}_g) sur sa base peut être obtenus par les manières suivantes :

1. Dans une seule étape en résolvant l'équation :

$$[M]\{\ddot{u}\}[K]\{u\} = -[M]\{I\}u_g \quad (4.56)$$

où :

- Le $\{u\}$ représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à la base.
 - Le $\{I\}$ représente un vecteur d'unité donnant la direction de l'effort \ddot{u}_g .
 - Le $[M]$ et $[K]$ représentent les matrices de la masse et de la rigidité du système. Pour simplifier des sujets, les termes d'amortissement sont omis.
2. Ou dans deux étapes en exprimant le vecteur des déplacements relatifs $\{u\}$ comme étant la somme des déplacements « cinématique » $\{u_{cin}\}$ et des déplacements d'inertie $\{u_{iner}\}$.

$$\{u\} = \{u_{cin}\} + \{u_{iner}\} \quad (4.57)$$

et en résolvant simultanément les deux systèmes d'équations (4.58) et (4.59) ci-dessous :

$$[M_{sol}]\{\ddot{u}_{cin}\} + [K]\{u_{cin}\} = -[M_{sol}]\{I\}\ddot{u}_g \quad (4.58)$$

$$[M_{sol}]\{\ddot{u}_{inert}\} + [K]\{u_{inert}\} = -[M_{st}][\{\ddot{u}_{cin}\} + \{I\}\ddot{u}_g] \quad (4.59)$$

dans laquelle $[M_{sol}]$ et $[M_{st}]$ représentent les matrices de masse des parties du sol et de structure :

$$[M] = [M_{sol}] + [M_{structure}] \quad (4.60)$$

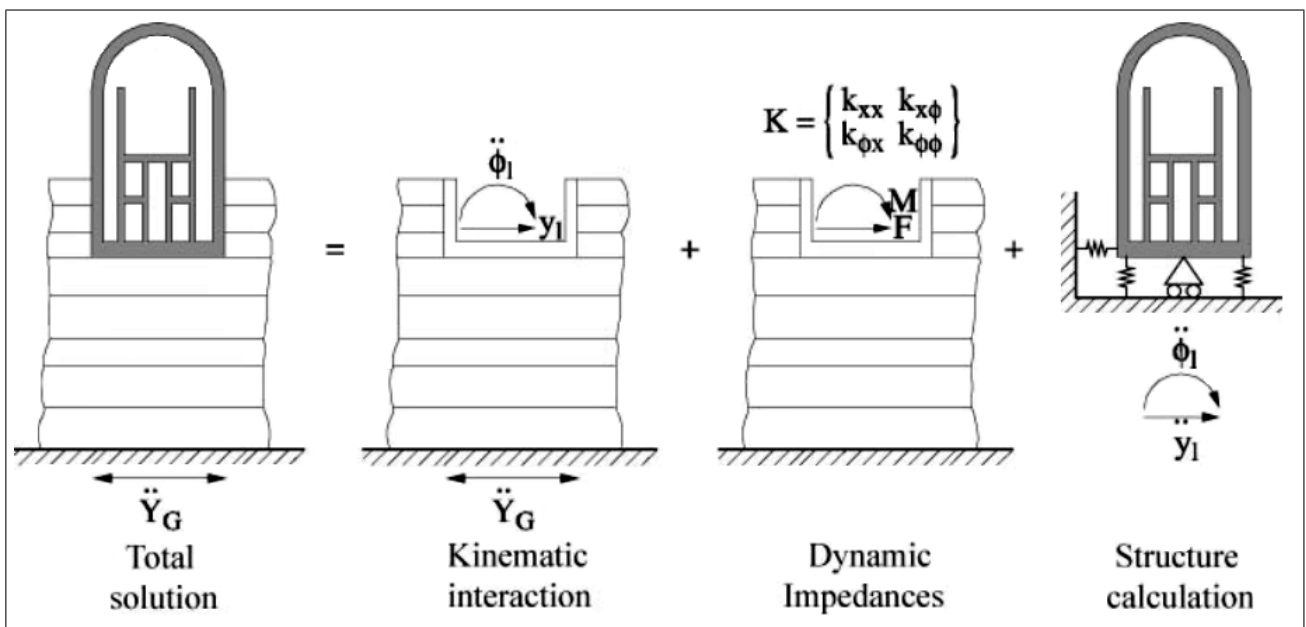


FIGURE 4.6 – Théorème de superposition

L'équivalence de (4.56), (4.58) et (4.59) est obtenue par une seule addition des deux dernières valeurs tout en prenant en compte les relations (4.57) et (4.60). L'équation (4.58) donne la réponse d'une structure sans masse à l'effort sismique \ddot{u}_g . La solution donne les déplacements cinématiques d'interaction qui sont employés comme charges dans (4.59), quand des forces à inerties imaginaires sont appliquées à la structure.

En résolvant l'équation (4.59), la modélisation du sol est indifférente : elle peut être représentée avec des éléments finis ou par une représentation de matrice de rigidité des fondations et du sol défini à l'interface Sol-Structure. Cette matrice de rigidité résulte de la condensation de tous les degrés de liberté du sol à

l'interface ; la condensation est seulement possible pour une résolution dans le domaine de fréquence. Dans un tel cadre, la matrice de rigidité est formée des modules complexes [section 4.2.2], qui prennent l'amortissement en considération. La matrice de rigidité se compose d'une partie réelle (représentant la rigidité des fondations) et une partie imaginaire qui intègre tous les phénomènes d'amortissement (matériel et de rayonnement). Les termes de la matrice dépendent de la fréquence.

Dans le cas d'une structure avec des bases rigides, il est légitime de remplacer la matrice de rigidité ($N \times N$), (N) étant le nombre des noeuds d'interface, avec une matrice de (6×6) cela donne au corps rigide des mouvements des fondations ; cette matrice s'appelle la matrice d'impédance, et elle peut être conceptuellement représentées par des ressorts et des amortisseurs selon la fréquence. Le résultat est que la solution du problème d'interaction cinématique est complètement définie par des mouvements de corps rigide de structures légères ; ces dernières peuvent alors être remplacées par les bases légères soumises au même effort sismique. L'examen de la structure de l'équation (4.59) indique que le (u_{inert}) de la solution peut être interprété comme vecteur de déplacement qui est lié à un appui imaginaire soumis aux mouvements du corps rigide (translation et rotations) des fondations. Ainsi, avec les bases rigides, le problème global peut être divisé en trois sous problèmes :

- Détermination du mouvement des bases rigides légères soumises à l'effort sismique, cette étape représente la solution à l'équation (4.58).
- Détermination de la matrice d'impédance des bases, cette matrice comprenant une partie réelle et une partie imaginaire que toutes les deux dépendent de la fréquence.
- Calcul de la réponse dynamique de la structure liée à la matrice d'impédance et ses appuis soumis au mouvement cinématique d'interaction calculée dans le premier problème).

Comme les fondations sont parfaitement rigides, le procédé est strictement identique et se ramène à la résolution en une étape du système global (équation 4.56). l'intérêt d'une telle division est clairement évident toutes les fois qu'il est possible de simplifier une des trois étapes du calcul. Le problème de diffraction (l'étape a) existe toujours excepté pour les structures avec des fondations peu profondes soumises à la propagation verticale des ondes de volume ; dans ces cas-ci, la résolution de l'étape (a) est identique à celle de la réponse d'un profil de sol du champ libre, puisque l'interaction cinétique est égale à zéro. La deuxième étape de solution peut être évité pour certaines configurations en employant les résultats des fonctions d'impédance éditée en littérature. La troisième étape est essentielle ; cependant, elle est plus simple et plus familière aux ingénieurs, comme elle provient de l'analyse dynamique conventionnelle des structures.

Modélisation pratique de l'ISS

Un des arguments principaux proposés pour l'utilisation des méthodes des sous structures plutôt que les méthodes globales est qu'elles sont faciles à utiliser et moins coûteuses. Ceci est probablement correct pour des structures avec des fondations peu profondes soumises à la propagation des ondes de volume verticales ; dans ce cas-ci, nous avons vu que l'interaction cinématique est égale à zéro, ce qui supprime l'étape de résolution du problème de diffraction, et ces solutions analytiques ou éditées du problème d'impédance existent déjà. En outre, si le mouvement de référence est défini sur la surface du sol, la seule étape possible est l'analyse dynamique de la structure. Les méthodes de sous structure ont l'avantage de permettre quelques modifications sans la nécessité de reprendre l'analyse entière : une modification des caractéristiques de la structure n'exige pas une nouvelle analyse dynamique de la structure ; une modification des caractéristiques du séisme du projet permet l'utilisation de la solution du problème d'impédance. Dès que la structure d'étude est partiellement ou complètement enterrée, la résolution du problème de diffraction devient complexe ; la solution rigoureuse devient sensible pour obtenir une solution globale au problème. Néanmoins, des méthodes simplifiées pour prendre cette interaction cinématique en considération ont été proposés dans le cas des fondation rigides. Il est néanmoins vrai que, dans le cas le plus général, les méthodes de sous structures deviennent moins concurrentielle que les méthodes globales. En outre, ces dernières peuvent résoudre des problèmes non linéaires aussi bien, pourtant ils demeurent limités aux géométries de deux dimensions. Dans le reste de ce chapitre, nous nous limitons aux calculs d'élément finis, qui sont les seuls possibles mettant en application les méthodes globales ou de sous structures.

1. Modèle de comportement du sol :

Dans la pratique, nous employons le modèle visco-élastique linéaire équivalent. Ce modèle a l'avantage de permettre aux non-linéarités du comportement d'être tenu en compte en raison d'un modèle itératif. Il est particulièrement bien adapté aux méthodes globales ; avec chacune d'itération, les propriétés du sol (des rapports d'atténuation) sont ajustées, dans chaque élément, à la contrainte moyenne tandis que l'élément est souligné. En employant des méthodes de sous structures pour les systèmes linéaires, les non-linéarités du sol sont tenues en compte en employant ces caractéristiques qui sont compatibles avec le niveau moyen de contrainte de chaque élément de champ libre.

2. Direction de propagation et nature de l'onde incidente :

Le modèle utilisé généralement est le type d'onde plane, qui suppose que le mouvement horizontal du champ d'incident est créé par la propagation verticale des ondes de cisaillement (SH), et le mouvement vertical est créé par la propagation verticale des ondes de compression (P). Ces hypothèses ne donnent aucune indication sur le mouvement résultant obtenu après que les ondes réfléchissent sur la structure. En outre, nous pouvons voir ces ondes produites après interaction avec la structure se composent principalement des ondes de *Rayleigh*. D'autres hypothèses liées à la nature du champ d'incident sont possibles et peuvent être tenues en compte. La décomposition des déplacements dans le champ libre et les déplacements d'interaction prouvent qu'une fois que les déplacements du champ libre ont été calculé, la nature du champ d'incident n'influence plus explicitement la formulation du problème d'interaction (4.52 et 4.53). Les méthodes de sous structures sont toutes bien-adaptés pour tenir compte des champs d'incident divers, le mouvement du champ libre peut être déterminé.

3. Modélisation géométrique du milieu :

La formulation d'éléments finis est standard ; néanmoins, quelques conditions doivent être respectées. La transmission des fréquences impose une dimension maximale aux éléments, au plus égale à une fraction de la longueur d'onde correspondante. Typiquement, nous employant une valeur entre (1/8)et (1/5) de la longueur d'onde :

$$h_{max} \leq \frac{1}{5} \text{ à } \frac{1}{8} \frac{V_s}{f_{max}} \quad (4.61)$$

où le (f_{max}) représente la plus haute fréquence à transmettre, et (V_s) le taux de propagation des ondes de cisaillement. Ce critère est généralement appliqué à la dimension verticale du maillage parce que, vu l'hypothèse généralement admise de la propagation verticale de l'onde, le champ de déplacement varie plus rapidement verticalement qu'horizontalement, particulièrement à une certaine distance à partir de la structure.

La prolongation du maillage en éléments finis constitue un des problèmes les plus critiques dans la résolution d'un problème dynamique impliquant des phénomènes de propagation suivant la méthode des éléments finis. En fait, sans aucune condition spéciale, les limites latérales et inférieures du modèle sont des surfaces libres qui réfléchissent complètement les fronts d'ondes qui les ont

frappées. L'énergie transférée par ces ondes est réfléchi de nouveau à la structure au lieu de la transporter infiniment à l'intérieur du sol. Du moment que seul la dissipation d'énergie aura lieu par l'amortissement matérielle, le modèle doit être prolongé de sorte que les ondes réfléchies aux limites n'atteignent pas la structure alors que sa réponse est estimée.

Pour se libérer de telles réflexions, quelques dispositifs spéciaux appelés des frontières absorbantes ont été développées. Situé aux extrémités du modèle, ces frontières sont censées représenter les conditions exactes de l'effort existant à cette limite, due à la présence du sol en dehors du modèle. D'une façon générale, les frontières latérales du modèle peuvent être divisées en frontières locales ou à frontières consistantes. Les frontières locales se composent généralement des amortisseurs localisés, dont les caractéristiques dépendent des propriétés mécaniques du milieu autour d'elles. Ces frontières ne couplent pas les différents degrés de liberté des noeuds le long de la frontière et absorbent parfaitement uniquement les ondes avec une incidence normale.

Elles peuvent avantageusement être implantées dans des calculs de temps ou de fréquence. Contrairement aux frontières locales, les frontières consistantes couplent tous les degrés de liberté aux noeuds de la frontière absorbent parfaitement toutes sortes d'ondes. La formulation de ces dernières frontières implique des termes liés à la fréquence ; donc, elles peuvent seulement être employées pour des résolutions dans le domaine fréquentiel. Il n'y a aucune frontière consistante pour représenter l'effet du semi-espace à la base du modèle. C'est pourquoi la frontière inférieure du modèle est censée être rigide. Si elle est choisie pour être assez profond (en matière d'une structure lointaine), les phénomènes de réflexion dessus cette frontière deviennent négligeables. En fait, le champ des ondes a réfléchir par la structure se compose principalement des ondes extérieures qui disparaissent vers le bas rapidement avec la profondeur. En outre, nous pouvons tirer profit de cette propriété en ayant une frontière inférieure mobile, avec un maillage variable, qui est plus profond que les fréquences inférieures étudiées. En fait, les basses fréquences meurent vers le bas plus lentement mais elles exigent un maillage plus brut pour assurer une transmission correcte de l'onde.

4. Modèle d'intégration numérique :

Il est théoriquement possible de choisir un modèle numérique d'intégration qui est un modèle de temps, de fréquence ou de mode. Ces aspects ne seront pas expliqués en détail. Nous mentionnons seulement que pour des problèmes linéaires, le modèle d'intégration de fréquence est plus

préférable pour résoudre les problèmes d'interaction Sol-Structure en raison de la formulation de la loi de comportement du sol [section 4.2.2], la dépendance à l'égard de la fréquence des matrices d'impédance utilisées dans les méthodes de sous structures, et les frontières absorbantes employées pour estimer les déplacements de l'interaction cinématique ou pour des résolutions par ces méthodes globales.

Cependant, si un modèle d'intégration de temps ou de mode est préféré, la variation des impédances avec des fréquences doit être tenue en compte. Ceci peut être mis en application par des itérations successives nous permettant d'ajuster l'impédance sur la fréquence du mode d'interaction Sol-Structure, ou par le recours aux modèles analogues en utilisant des ressorts, des amortisseurs et des masses ajoutées. De tels modèles, qui proviennent des modèles du cône, mènent à bien satisfaire les approximations des fonctions d'impédance. Néanmoins, en raison de la présence d'une masse ajoutée, elles exigent l'utilisation des précautions liées à la définition du mouvement réel des bases. Elles peuvent être également employées pour l'analyse modale ou l'intégration temporelle.

CHAPITRE 5

MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET CONDITIONS AUX LIMITES

5.1 Description des logiciels utilisés

5.1.1 Logiciel pour génération des accélérogrammes corrigés et filtrés

Plusieurs programmes informatiques avec des interfaces graphiques faciles à utiliser sont disponibles pour produire des accélérogrammes adéquats. Le format des programmes informatiques employés est basé généralement sur une interface qui permet à l'utilisateur de diriger par des menus et de choisir les options de l'analyse ou des analyses arrêtées. Des accélérogrammes et des spectres de réponse sont affichés sur l'écran et peuvent être sauvegardés comme des fichiers. L'accélération, la vitesse et les déplacements peuvent être tracés en fonction des périodes ou des fréquences de systèmes de (1DDL). Le programme informatique utilisé dans ce travail est Seismo-signal, il peut être téléchargé librement du site Web (<http://www.seismosoft.com/Downloads/SeismoSignal.htm>). Ce logiciel est la nouvelle forme de celui utilisé pour le traitement des mouvements des sols dus à de fortes secousses telluriques à l'université impériale, Londres. Dans ce programme, l'utilisateur est guidé par plusieurs écrans de données d'entrée.

Seismo-signal possède des utilitaires additionnelles pour le traitement des mouvements du sol environnant. Par exemple, il peut calculer la transformée de *Fourier* rapide pour les accélérogrammes, l'intensité d'Arias et les différents types de durées (encadrée, uniforme, significative et efficace) présentées. En outre, Seismo-signal comprend un module spécifique pour exécuter la correction et le filtrage des lignes de base, la correction des lignes de base consiste en la détermination de la courbe polynomiale qui représente le meilleur ajustement de la fonction accélération-temps à partir d'une analyse régressive (la méthode des moindres carrés ajustés). Après, la soustraction des valeurs correspondantes est faite à partir des accélérations actuelles par la dérivée progressive de l'équation.

Des polynômes jusqu'au 3^{ème} degré peuvent être employés : Linéaire, quadratique ou cubique. Le filtrage peut être utilisé pour enlever les composantes indésirables des fréquences d'un enregistrement donné. Seismo-signal utilise quatre filtres :

- Le filtre passe-bas qui supprime les fréquences qui sont plus hautes qu'une fréquence de coupure définie par l'utilisateur.
- Le filtre passe-haut qui laisse les fréquences qui sont plus hautes que la fréquence de coupure pour passer à travers.
- Le filtre passe-bande permet le passage des signaux à travers une largeur de bande donnée par un intervalle de fréquence.
- Le filtre bande-arrêt supprime des signaux dans l'intervalle de fréquence donnée.

5.1.2 Logiciel pour le calcul dynamique linéaire et non linéaire Code-Aster

Code-Aster est un logiciel libre de simulation numérique en mécanique des structures, développé principalement par le département « Analyses Mécaniques et Acoustiques » du service recherche et développement d'(E.D.F) (Électricité de France). ASTER signifie « Analyses des Structures et Thermo-mécanique pour des Études et des Recherches ». C'est un logiciel complexe, dont la réalisation a débuté en 1989, pour répondre aux besoins internes d'(E.D.F) . Il a été placé sous licence GNU GPL en octobre 2001. Son domaine d'application essentiel est la mécanique des solides déformables. Il permet également la modélisation des phénomènes hydrauliques, acoustiques, et thermiques dont les effets peuvent induire des déformations mécaniques. **Code-ASTER** peut effectuer des analyses multi-physiques ou multiéchelles en 3D (un couplage thermo hydromécanique) couvrant toute une panoplie de méthodes d'analyse et de modélisations multi-physiques : de l'analyse sismique en milieux poreux jusqu'à la dynamique stochastique en passant par entre autres, l'acoustique et la fatigue.

Le coeur du système est codé en Fortran, et de nombreux modules complémentaires sont réalisés en Python. Il comporte plus d'un million de lignes de code, de nombreux cas de tests, ainsi qu'une énorme documentation. Des versions stabilisées sont diffusées environ deux fois par an sous forme de paquets à compiler. Ces versions peuvent être mises à jour hebdomadairement vers la dernière version de développement. C'est principalement un solveur, basé sur la théorie de la mécanique des milieux continus, qui utilise la méthode des éléments finis pour résoudre différents types de problèmes mécaniques, thermiques, acoustiques, sismiques, etc. Son code source est librement téléchargeable depuis le site du projet,

qui propose également le paquet **Salomé-Meca** contenant les versions binaires officielles et universelles pour Linux. Certaines distributions Linux proposent aussi des paquets binaires. Plusieurs versions binaires pour Windows sont disponibles, avec presque les mêmes fonctionnalités que les versions sous Linux/Unix. Il existe aussi le Live DVD C.A.E.Linux spécialement consacré à la CAO et qui inclut **Code-Aster**. En 2006, **Code-Aster** a été couronné par le Lutèce d'Or du meilleur projet Libre réalisé pour un grand groupe. Pour réaliser une étude avec Code Aster il faut enchaîner un certain nombre de commandes s'appuyant sur le langage python. Les paramètres d'entrée de toute étude sont un fichier de commandes et un maillage d'éléments finis. Le fichier de commandes comporte la séquence des différentes étapes nécessaires à la résolution : la lecture du maillage, la définition du problème physique étudié, la résolution numérique et le post-traitement du calcul. En sortie, un fichier résultat et un fichier de messages sont fournis. Le fichier résultat comporte les champs de résultats tandis que le fichier de messages fournit les messages d'erreur générés lors de l'exécution des commandes, la durée en temps CPU de chaque commande et la durée totale du calcul. L'approche de simulation avec la plateforme **Salomé-Meca** intégrant **Code-Aster** est assez simple et se base sur une démarche répétitive et séquentielle.

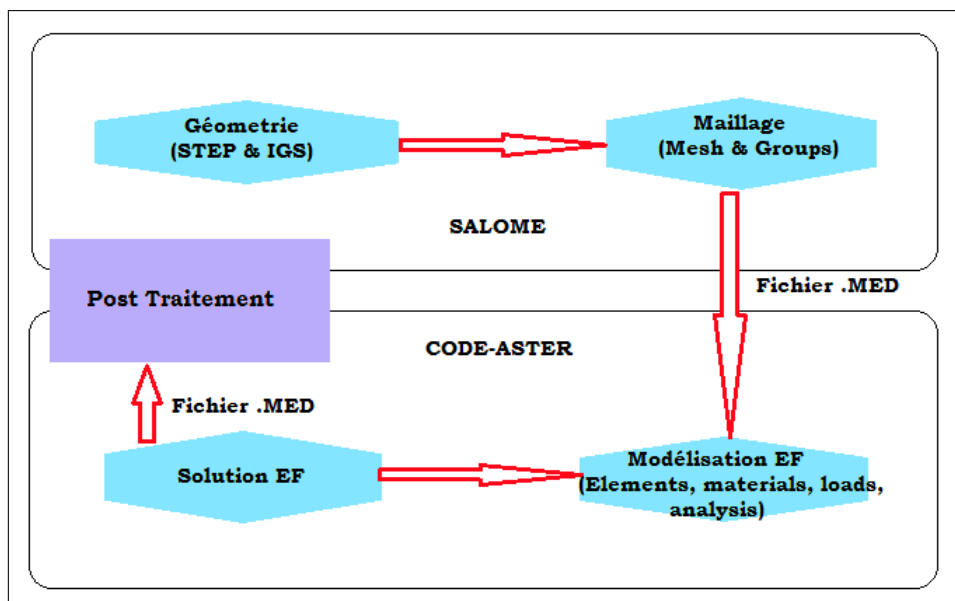


FIGURE 5.1 – L'approche de simulation intégrée de **Salomé-Meca** et **Code-Aster**

Tel que la Figure (5.1) le montre, la simulation de tout problème numérique avec **Salomé-Meca** s'échelonne sur plusieurs étapes séquentielles. La première est la définition ou de l'acquisition de la géométrie avec les protocoles de transfert (*STEP*) ou (*IGES*). Puis on définit le maillage ou les groupes de maillage dans le mailleur intégré de Salomé. Un fichier de format standard (*.MED*) est généré par Salomé à cette

étape. L'étape suivante est l'étape capitale de définition des conditions limites et des chargements. Un fichier de commandes est primordial à l'étape suivante de calcul. La plateforme propose deux possibilités :

- Utiliser l'outil wizard de génération des fichiers de commandes de Salomé. Sauf que les fonctionnalités limitées du wizard nécessite la manipulation du fichier de commande par un outil plus complexe comme Efficas pour les cas physiques complexes.
- Utiliser l'outil Efficas (Editeur de Fichier de Commandes et Analyseur Sémantique) qui est une application destinée à permettre l'écriture d'un fichier de commandes de tout code à langage de commandes. Un chainage est ainsi créé entre Salomé et Aster à travers cet outil. Enfin, l'étape finale est de post-traiter le fichier résultat (*.med*) avec les outils de post-traitement de Salomé.

5.2 Paramètres numériques pour l'algorithme de résolution non linéaire

5.2.1 Choix du schéma d'intégration temporelle

Schémas implicites :

- Un schéma implicite non dissipatif : schéma d'accélération moyenne (ou règle du trapèze).
- Un schéma implicite dissipatif : schéma (HHT) (qui introduit une dissipation numérique haute fréquence).

Schémas explicites :

- Un schéma explicite non dissipatif : schéma des différences centrées.
- Un schéma explicite dissipatif : le schéma de (Tchamwa-Wielgosz) (qui introduit une dissipation numérique haute fréquence).

Dans le cadre de cette étude sous chargement sismique, on a choisi d'utiliser le schéma implicite classique d'accélération moyenne qui n'apporte pas de dissipation numérique, car en cas d'instabilité numérique des calculs (oscillations hautes fréquences) on peut utiliser un schéma de type (HHT). De plus, en cas de non-convergence sévère, on pourra essayer de poursuivre le calcul en utilisant un schéma explicite. Cependant l'opérateur (DYNA-NON-LINE) est orienté vers les approches implicites. Il n'est pas optimisé (vectorisé) pour les résolutions explicites. Il est donc actuellement recommandé d'utiliser un schéma explicite avec la plus grande prudence.

5.2.2 Choix du pas de temps du calcul

Schémas implicites : Le pas de temps à choisir doit respecter un certain nombre de conditions :

- Le pas de temps doit être suffisamment petit pour représenter correctement l'échantillonnage temporel du chargement ;
- Il est conseillé de choisir pour des raisons de précision (critère de type « Shannon » sur la fréquence de coupure), un pas de temps tel que : $\left(\Delta t \leq \frac{1}{10 * f_{max}}\right)$, avec (f_{max}) la plus haute fréquence à représenter ;
- Par ailleurs, il peut être intéressant de déterminer une approximation de la condition *CFL* (*Courant-Friedrichs-Lewy*) du problème afin d'avoir une borne inférieure du pas de temps à utiliser. Le pas de temps de stabilité de la condition (*CFL*) est donné par : ($tc = L/c$ avec (L) la longueur caractéristique du plus petit élément du maillage et (c) la célérité des ondes élastiques de compression unidimensionnelles donnée par $\left(c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}\right)$.

L'utilisation d'un pas de temps nettement inférieur (plus d'un ordre de grandeur) à la condition (*CFL*) n'a pas de sens physique et peut être source d'oscillations numériques hautes fréquences. On veillera notamment, lors de redécoupages du pas de temps, à ce que le pas de temps utilisé reste proche de la condition (*CFL*) (il est à noter que le pas de temps de stabilité est généralement très faible).

En pratique, il est nécessaire en régime non linéaire de s'assurer de la faible sensibilité de la réponse obtenue pour des calculs avec différents pas de temps. Lorsqu'on dispose d'un résultat convergé pour un pas de temps (Δt_1), on s'assurera de la stabilité de ce résultat en prenant un pas de temps inférieur ou égal à $(0, 1\Delta t_1)$. Si la réponse est identique, le pas de temps (Δt_1) est satisfaisant.

Schémas explicites :

Ces schémas, contrairement aux schémas implicites, sont conditionnellement stables. On doit impérativement utiliser un pas de temps inférieur au pas de temps de stabilité (condition *CFL*). Dans le cas contraire, le calcul risque de diverger (on observe par exemple des accélérations anormalement élevées). Le pas de temps de stabilité est déterminé au début de l'opérateur (DYNA-NON-LINE). L'option ("STOP-CFL"=OUI) permet de s'assurer qu'on ne dépasse jamais la condition (*CFL*).

5.2.3 Choix du modèle de comportement

Le choix de la loi de comportement est évidemment fonction du matériau que l'on modélise, mais également des phénomènes à traiter : par exemple, un même acier sera élastoplastique à basse température, et viscoplastique à haute température. Les valeurs des paramètres de ces lois (dans DEF1-MATERIAU) sont souvent identifiées dans une gamme de déformation, de vitesse, de température bien spécifiques.

Mots-clés de (COMPORTEMENT) (DEFORMATION) Ce mot-clé permet de définir les hypothèses utilisées pour le calcul des déformations : par défaut, on considère de petits déplacements et petites déformations. Le type de déformation utilisé peut avoir une grande influence sur le calcul dès qu'une composante des déformations dépasse quelques % (typiquement (5%)).

Les lois de comportements utilisées ont été bien détaillées dans le chapitre (03).

5.2.4 Maillage

La discrétisation du maillage doit être adaptée à la longueur d'onde des phénomènes que l'on désire représenter. Une fréquence de coupure et donc une taille d'élément peuvent être établies au moyen d'une analyse modale préalable de la structure. Dans de nombreuses études, les calculs non linéaires sont réalisés à la suite d'une étude linéaire. Dans ce cas, il est nécessaire d'adapter le maillage linéaire en raffinant les zones qui deviennent non linéaires. Afin de remailler, on pourra utiliser le logiciel HOMARD par l'intermédiaire de la macro-commande (MACR-ADAP-MAIL). Il est notamment possible de remailler une partie d'un maillage en indiquant simplement le groupe de maille que l'on veut raffiner. Il est fortement conseillé de réaliser une étude de sensibilité des résultats au maillage. En pratique, il est conseillé lors de la création du maillage de prévoir plusieurs raffinements de maillage.

5.2.5 Chargements, conditions aux limites, conditions initiales

Les chargements et les conditions aux limites sont importants pour une bonne modélisation. Leur influence sur les résultats est la plupart du temps directe, on peut vérifier leur application par un calcul préliminaire simple, par exemple à l'aide de l'opérateur (MECA-STATIQUE). En ce qui concerne les conditions aux limites, il s'agit souvent d'en introduire le minimum pour bloquer les déplacements de solide rigide, donc pour éviter d'avoir des corps flottants dans la structure, ce qui provoquerait un pivot nul ou une matrice singulière lors de la résolution. Certaines conditions aux limites sont non linéaires,

par exemple le contact unilatéral. Leur vérification ne peut donc être faite à l'aide d'un premier calcul linéaire (MECA-STATIQUE) : les différents objets en contact ne doivent pas avoir de mouvement de corps rigide. Si c'est le cas, on peut éviter les pivots nuls en ajoutant des éléments discrets de faible rigidité. Les chargements (autre que les blocages) peuvent consister soit en conditions de déplacements imposés, soit en efforts imposés, soit de type champ initial imposé. Dans tous les cas, il importe de bien représenter la réalité. On pourra utiliser avec profit les conditions de symétrie ou d'asymétrie. De façon générale, une condition de type déplacement imposé ne fournit pas les mêmes résultats qu'une condition de type force imposée : un déplacement imposé sur une partie de la frontière impose que le déplacement (imposé) soit constant en espace sur cette partie, donc apporte de la rigidité, voire des singularités.

De plus, pour les calculs non linéaires, la conduite du calcul n'est pas la même : en cas d'adoucissement ou de charge limite, le chargement à force imposée peut-être illicite (au-delà du chargement limite). Si la modélisation correcte nécessite d'appliquer une force imposée, le problème peut être résolu via le pilotage de la force imposée par rapport au déplacement d'un point ou d'un ensemble de points (méthode de continuation ou de longueur d'arc).

- Conditions initiales

Dans (AFFE-CHAR-MECA), il est possible de définir des chargements de déformations moyennes ou de contraintes moyennes, globalement uniformes (mots clés (PRE-EPSI), (PRE-SIGM)).

Il ne faut pas confondre ces chargements et les déformations et contraintes initiales utilisées en non-linéaire, car ces quantités n'interviennent pas directement dans l'expression de la loi de comportement, mais seulement au second membre. Les champs de contraintes, déplacements et variables internes initiaux sont à fournir directement dans (STAT-NON-LINE), mot clé (ETAT-INIT).

- Conditions limites

Les conditions aux limites les plus simples servent principalement à introduire des conditions de symétrie, d'une part, et à empêcher les mouvements de solide rigide, d'autre part. Quand elles sont de type degré de liberté imposé, on peut utiliser soit (AFFE-CHAR-MECA), soit pour optimiser le temps de calcul, (AFFE-CHAR-CINE). Il est toujours préférable d'appliquer les conditions aux limites sur des groupes de mailles plutôt que sur des groupes de noeuds ou des listes de noeuds ou de mailles. En effet, les groupes de mailles correspondent à des zones géométriques, et sont conservés lors d'un raffinement du maillage (manuel ou à l'aide de Homard), alors que les groupes de noeuds sont modifiés. C'est pourquoi

dans (AFFE-CHAR-MECA) les mot-clés (DDL-IMPO), (FACE-IMPO), (LIAISON-UNIF), ainsi que tous les mots clés de (AFFE-CHAR-CINE) comportent le mot clé (GROUP-MA), à privilégier donc. Il est parfois nécessaire d'imposer des relations linéaires entre degrés de liberté. Les mots-clés (LIAISON-*) de (AFFE-CHAR-MECA) permettent d'introduire ce type de relation. Les relations élémentaires peuvent être définies à l'aide de (LIAISON-DDL, mais cela devient fastidieux si les équations à écrire sont nombreuses. Des fonctionnalités de plus haut niveau sont disponibles, par exemple :

- (LIAISON-DDL) pour rigidifier une partie de la structure, (en petites déformations et petits déplacements uniquement).
- (LIAISON-UNIF) pour assurer qu'une partie de la frontière gardera le même déplacement (inconnu a priori).
- (LIAISON-MAIL), (LIAISON-GROUP) pour relier deux bords, et d'autres mots clés spécifiques de (AFFE-CHAR-MECA).
- De plus, il est possible de raccorder (au sens énergétique) des modélisations de natures différentes, via et plusieurs options (en petites déformations et petits déplacements uniquement).

Dans certains cas, les conditions aux limites ou les chargements de type déplacement imposé ne conviennent pas car ils apportent trop de rigidité locale. Il peut être intéressant de remplacer ces conditions par une liaison entre la partie de la frontière concernée et un élément discret, sur lequel seront appliquées les conditions de déplacement imposés ou un torseur d'efforts imposés. Cela signifie que les déplacements de la frontière seront égaux en moyenne au déplacement de l'élément discret, sans introduire de contraintes parasites. Par contre, ce procédé introduit des degrés de liberté supplémentaires (multiplicateurs de Lagrange), la résolution des systèmes linéaires peut donc être plus coûteuse. Le contact unilatéral, avec ou sans frottement, est un type particulier de conditions aux limites. Il est fortement non linéaire, et son traitement dans (STAT-NON-LINE) / (DYNA-NON-LINE) nécessite des itérations supplémentaires pour obtenir la convergence.

- **Chargement sismique**

Pour l'application des chargements il faut parcourir les différents mots-clés de l'opérateur (AFFE-CHAR-MECA). Les chargements de type (FORCE-FACE, PRES-REP, FORCE-CONTOUR, FORCE-ARETE, FORCE-INTERNE, FORCE-COQUE, FORCE-TUYAU) correspondent à des forces réparties (linéique, surfacique, volumique) et sont exprimées en unités de contraintes (par exemple des Pa en unité S.I). Seules les (FORCE-NODALE) sont exprimées en unités de forces (N), et les forces réparties de poutres (FORCE-

POUTRE) en unités de force divisée par une longueur. En ce qui concerne les pressions (PRES-REP, FORCE-COQUE/PRES), la pression appliquée est positive suivant le sens contraire de la normale à l'élément. Il est fortement conseillé de réorienter ces normales via l'opérateur (MODI-MAILLAGE), mots-clés (ORIE-PEAU-*), (ORIE-NORM-COQUE). Pour les milieux continus 2D, 3D, l'utilisation de forces ponctuelles (FORCE-NODALE) est à proscrire, car elle entraîne toujours des singularités.

L'application des charges en fonction du temps peut être effectuée de deux façons :

1. En définissant des charges constantes, puis en appliquant un coefficient multiplicateur fonction du temps à ces charges lors de la résolution (mot-clé (FONC-MULT) sous (EXCIT) dans (STAT-NON-LINE)).
2. En définissant directement des charges fonction du temps via (AFFE-CHAR-MECA) (-F).

Dans le cas où les chargements sont de type déplacements imposés, ceux-ci peuvent être introduits soit par (AFFE-CHAR-MECA(-F)), soit par AFFE-CHAR-CINE(-F). L'utilisation de cette dernière commande permet un gain de temps de calcul qui peut être appréciable en non linéaire (car elle n'ajoute pas de multiplicateurs de Lagrange, il y a donc moins d'équations à résoudre). Les variables de commandes ne font pas partie des commandes (AFFE-CHAR-MECA(-F)). Elles sont pourtant, dans beaucoup de modélisations, assimilables à des chargements : par exemple la dilatation thermique peut à elle seule engendrer des états de contraintes et de déformations conduisant à des non-linéarités de comportement. Les variables de commandes sont appliquées via (AFFE-MATERIAU). Il faut toutefois signaler ici une précaution de modélisation concernant ces variables de commande : en effet, dès que le calcul est incrémental, (STAT-NON-LINE) utilise à chaque pas de temps l'incrément de variable de commande pour calculer les déformations correspondantes. En général, il est préférable qu'à l'instant initial, la structure soit non contrainte, non déformée. Si ce n'est pas le cas, il faut ajouter un instant préliminaire où la structure est au repos.

On rappelle que la structure est dite mono appuyée si tous les appuis sur lesquels repose la structure sont soumis à la même excitation. La structure est dite multi appuyée s'il existe au moins deux appuis n'étant pas soumis à une excitation sismique identique.

Mono-appui : Dans ce cas, il n'y a pas de contraintes induites par les déplacements différentiels des ancrages. On utilise donc une approche en déplacements relatifs et on applique soit l'accélérogramme (cas 1) soit le déplacement (cas 2) à la structure (opérateur (CALC-CHAR-SEISME)).

1. On dispose du signal sismique $a(t)$, accélération en fonction du temps suivant les trois directions (X, Y, Z) : On commence par l'utilisation de (CALC-CHAR-SEISME). Puis l'élaboration du concept "chargement" utilisé par (AFFE-CHAR-MECA) se déroule comme suit :
 - assemblage de la matrice de masse assemblée ($Mass$) : opérateur (ASSEMBLAGE) ;
 - élaboration des vecteurs assemblés (V_{ass-X} , V_{ass-Y} et V_{ass-Z}), servant de base au chargement (1 par direction du séisme) : opérateur (CALC-CHAR-SEISME) avec le mot-clé (MONO-APPUI='OUI') ;
 - élaboration du concept "chargement" (1 par direction du séisme) : opérateur (AFFE-CHAR-MECA) avec le mot-clé (VECT-ASSE).

Ce cas est le plus courant dans les études d'ouvrage de génie civil sous séisme.
2. On dispose du signal sismique $d(t)$, déplacement en fonction du temps suivant les trois directions (X, Y, Z) : On passe immédiatement à l'élaboration du concept "chargement" utilisé par (AFFE-CHAR-MECA) : opérateur (AFFE-CHAR-MECA) avec le mot-clé (DDL-IMPO).

Multi-appui : Dans ce cas, les déplacements différentiels des ancrages induisent des contraintes secondaires. Il n'est plus possible d'utiliser une approche en déplacements relatifs. On doit donc effectuer la résolution dans le repère absolu. Le chargement doit être imposé sous forme de déplacements aux ancrages de la structure. Par rapport au calcul mono-appui, la 1^{re} méthode proposée n'est plus adaptée. L'utilisation de (CALC-CHAR-SEISME) en multi-appuis et en non linéaire transitoire (DYNA-NON-LINE) fournit des résultats dont la validité n'est pas assurée car (CALC-CHAR-SEISME) opère par relèvement élasto-statique (modes statiques).

1. On dispose du signal sismique $a(t)$, accélération en fonction du temps suivant les trois directions (X, Y, Z). La première étape est l'utilisation des transformées de *Fourier* pour calculer $d(t)$. La deuxième est l'élaboration du concept "chargement" utilisé par (AFFE-CHAR-MECA) : opérateur (AFFE-CHAR-MECA) avec le mot-clé (DDL-IMPO).
2. On dispose du signal sismique $d(t)$, déplacement en fonction du temps suivant les trois directions (X, Y, Z). On passe immédiatement à l'élaboration du concept "chargement" utilisé par (AFFE-CHAR-MECA) : opérateur (AFFE-CHAR-MECA) avec le mot-clé (DDL-IMPO).

Précautions générales sur le signal temporel : L'évolution temporelle en fonction du temps $a(t)$ ou $d(t)$ utilisée en entrée du calcul doit être aussi régulière que possible. Il faut donc que le pas de temps qui définit l'échantillonnage soit suffisamment fin. Si l'on appelle (f_{max}) la fréquence maximale du spectre

du signal, il faut avoir au moins une fréquence d'échantillonnage (5) à (10) fois plus grande que (f_{max}). Initialement, la structure étant considérée uniquement soumise aux chargements permanents (poids,...), il vaut mieux avoir un déplacement, une vitesse et une accélération induits par le séisme imposés nuls aux appuis. Si l'on ne respecte pas ces conditions, on risque d'observer des oscillations initiales de la réponse. En pratique, pour respecter cela, il suffit que le signal sismique imposé aux appuis en déplacement soit nul sur au moins les deux premiers pas de temps. Il conviendra donc d'ajouter manuellement des valeurs nulles au début des fichiers de chargement. À la fin du calcul, il est recommandé de revenir aussi à des conditions en déplacement imposées nulles sur une certaine période. Cela permet d'assurer le retour au repos de la structure. Celui-ci est indispensable (condition de causalité) si l'on veut faire une analyse spectrale correcte par FFT des réponses.

5.2.6 Amortissement

On préconise d'utiliser l'amortissement de *Rayleigh* dans la résolution transitoire directe au moyen de (DYNA-NON-LINE). La matrice d'amortissement élémentaire (C_{elem}) s'exprime comme combinaison linéaire des matrices élémentaires de masse (M_{elem}) et de rigidité (K_{elem}) :

$$C_{elem} = \alpha K_{elem} + \beta M_{elem} \quad (5.1)$$

avec (α) et (β) les coefficients de *Rayleigh*. La partie (βM_{elem}) correspond à l'amortissement de basse fréquence et la partie (αK_{elem}) à l'amortissement haute fréquence (Fig.5.2).

Le facteur d'amortissement (ζ_n) pour le (n^{ime}) mode du système considéré est défini par :

$$\zeta_n = \frac{\alpha \omega_n}{2} + \frac{\beta}{2\omega_n} \quad (5.2)$$

avec la pulsation (ω_n) associée au (n^{ime}) mode.

Cet amortissement de *Rayleigh* est calé sur deux modes et facteurs d'amortissement (ω_1, ζ_1) et (ω_2, ζ_2) pertinents pour l'analyse de la structure étudiée. Lorsqu'on connaît les valeurs des amortissements pour ces deux fréquences, et on considère toujours le cas où les deux amortissements sont égaux ($\zeta_1 = \zeta_2 = \zeta$) on obtient alors les formules à utiliser pour le calcul de (α) et (β) :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \zeta \\ \beta = 2 \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \zeta \end{cases} \quad (5.3)$$

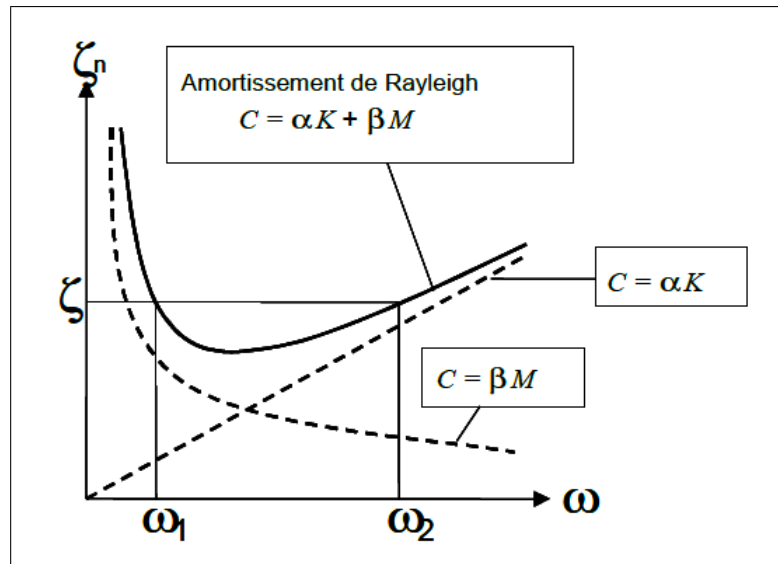


FIGURE 5.2 – Description de l'amortissement de *Rayleigh*

5.2.7 Calcul non linéaire (sources des non-linéarités)

Avant tout calcul non linéaire, il est indispensable de s'assurer que le calcul fonctionne correctement en élasticité linéaire. Les non-linéarités peuvent alors être ajoutées l'une après l'autre. On rappelle brièvement les conseils majeurs sur la discrétisation temporelle et les paramètres numériques de résolution non linéaire dans les paragraphes suivants.

La résolution d'un problème non linéaire nécessite généralement d'appliquer le chargement extérieur progressivement, par incrément de charge. Ainsi le temps (ou pseudo-temps en quasi statique) est discrétisé en pas de temps et à chaque pas de temps correspond un incrément de charge. Plus le pas de temps est petit, moins le problème est non linéaire donc plus facile à résoudre. Afin d'autoriser le sous découpage du pas de temps en cas d'échec de convergence, il est indispensable d'utiliser la commande (DEFI-LIST-INST). Pour vérifier la cohérence des données (système d'unités, conditions aux limites, caractéristiques élémentaires, effet des variables de commandes), il est toujours utile d'effectuer un premier calcul élastique linéaire ((STAT-NON-LINE/RELATION='ELAS'), ou MECA-STATIQUE), avant toute étude non linéaire, puis d'ajouter les non-linéarités les unes après les autres.

(STAT-NON-LINE) est l'opérateur de **Code-Aster** qui permet d'effectuer des calculs mécaniques non linéaires lorsque les effets d'inertie sont négligés (si l'on veut prendre en compte les effets d'inertie, il faut utiliser l'opérateur (DYNA-NON-LINE)). (voir. [8]) Le calcul statique non linéaire ne porte que sur les variables mécaniques (déplacements, contraintes, variables internes) en excluant tout couplage avec

d'autres phénomènes physiques (thermique,...). Il y a une exception en ce qui concerne la modélisation thermo hydromécanique (modélisation dite 'THM') pour laquelle (STAT-NON-LINE) traite l'ensemble du problème couplé des équations de diffusion thermique, de la pression du fluide et de l'équilibre mécanique. Il faut noter que lorsque l'on parle d'instant de calcul dans ce paragraphe, on fait quasiment toujours référence à un pseudo-temps, qui n'a pas de signification physique et qui ne sert qu'à paramétrer l'algorithme incrémental. Toutefois, l'instant garde une signification physique en viscoplasticité et quand les variables de commande en dépendent.

5.2.8 Analyses préalables au calcul dynamique non linéaire

- Analyse modale

Il est préconisé, avant de mener un calcul transitoire, de réaliser une analyse modale de la structure. Ceci permet de vérifier la qualité de la modélisation (raideur globale, conditions aux limites). Si de plus, on dispose des premières fréquences propres mesurées expérimentalement, on pourra comparer la modélisation en éléments finis par rapport à la structure réelle et éventuellement recalibrer la modélisation éléments finis. Pour l'analyse sismique d'une structure linéaire, il faut au minimum retenir tous les modes dont les fréquences propres sont inférieures à la fréquence de coupure du spectre sismique (généralement de l'ordre de $(33Hz)$, au-delà de laquelle il n'y a pas d'amplification dynamique significative). Dans la pratique, on se contente souvent de ne conserver que les modes qui contribuent de façon significative à la réponse. On conserve alors uniquement les modes dont la masse effective unitaire dans une direction est supérieure à (0.1%) . Un deuxième critère de sélection consiste à s'assurer également que, pour l'ensemble de ces modes retenus, la masse effective unitaire cumulée dans chaque direction est peu différente de la masse totale de la structure. Un seuil d'admissibilité de (95%) est couramment admis pour la méthode spectrale ; il est indiqué un seuil de (90%) pour la méthode transitoire. Si ce deuxième critère n'est pas vérifié avec les modes inférieurs à $(33Hz)$, on étend la base modale au-delà de cette fréquence jusqu'à atteindre ce seuil.

- Analyse statique non linéaire

Formulation incrémentale pour l'analyse non linéaire Dans (STAT-NON-LINE), deux familles de comportements sont disponibles

– Celle qui correspond au mot-clé facteur (COMP-ELAS) (COMPORTEMENT ELASTIQUE) conduit au tra-

vers de l'équation d'équilibre à un système non linéaire dépendant explicitement du champ de déplacements (u) par rapport à la configuration de référence, et paramétré par l'instant de calcul (à travers entre autres l'évolution thermique).

- L'autre famille, qui correspond au mot-clé facteur (COMP-INCR) (COMPORTEMENT INCRÉMENTAL), est associée à des relations de comportement exprimées par une équation différentielle implicite (par exemple l'élastoplasticité, la viscoplasticité, l'hypo-élasticité, etc.). Dans ce cas, la relation de comportement est intégrée en reliant un incrément de déplacement Δu calculé à partir d'un état mécanique donné (l'état mécanique étant représenté par un champ de déplacements u , un champ de contraintes (σ) et un champ de variables internes (δ)) au champ de contraintes à l'instant t du calcul. L'équation d'équilibre conduit donc à un système non linéaire en (Δu), mais qui est également paramétré par l'instant de calcul à travers les données du problème (variation du chargement mécanique et évolution thermique par exemple).

Il faut noter la différence fondamentale entre les deux approches. Le cas élastique suppose l'existence d'un état de référence par rapport auquel la déformation élastique est écrite : cet état correspond à un état sans déformation, ni contrainte. C'est la valeur " absolue " du chargement qui crée la déformation. Le cas incrémental s'appuie sur l'état précédemment calculé et « oublie » toute référence aux états antérieurs hormis celle donnée par les variables internes. Dans ce cas, c'est la variation du chargement qui modifie l'état du système. Dans les deux cas, on calcule la solution de proche en proche. Ce n'est théoriquement pas indispensable dans le cas élastique non-linéaire car il n'est pas nécessaire de garder la mémoire de l'état antérieur (pas de variables internes), ni d'évaluer une équation différentielle, mais il se peut que la non linéarité de la solution recherchée soit trop forte pour l'algorithme de résolution utilisé, et qu'il soit indispensable, pour des raisons numériques, d'opérer pas à pas.

- Calcul dynamique linéaire élastique

Il est préconisé, avant de mener un calcul transitoire non linéaire, de réaliser un calcul transitoire linéaire élastique. Pour cela, il suffit, à partir du fichier de commande du calcul transitoire non linéaire DYNAMON-LINE, de définir des matériaux élastiques : (COMP-INCR /RELATION ='ELAS'). Cela permet de voir par exemple si l'amortissement introduit est bien pris en compte pour tous les éléments finis de la modélisation.

5.3 Résolution du calcul dynamique non linéaire

5.3.1 Évolution temporelle du chargement et Critères de convergence

La commande (DEFI-LIST-INST) permet de réaliser un redécoupage automatique du pas de temps lorsque l'algorithme de *Newton* ne converge pas. Il est nécessaire, pour un calcul donné, de tester plusieurs pas de temps afin d'analyser la stabilité des résultats en fonction du pas de temps choisi.

Le mot-clé (CONVERGENCE) permet de définir la valeur du résidu relatif sur l'équilibre (RESI-GLOB-RELA)). Il est conseillé d'utiliser une matrice tangente réactualisée à chaque itération de *Newton* : (REAC-ITER=1) afin de faciliter la convergence de l'algorithme. Il est fortement recommandé de ne pas augmenter le critère de convergence de la méthode de *Newton* ((RESI-GLOB-RELA)= 10^{-6} par défaut). D'autres critères de convergence sont également disponibles. On peut relâcher ce critère de convergence. Il faut cependant le faire avec précaution, l'utilisation d'un critère de convergence trop grand pouvant entraîner des résultats éloignés de la solution réelle. On conseille de ne pas utiliser un (RESI-GLOB-RELA) supérieur à 10^{-4} . Il existe de plus un résidu absolu sur l'équilibre (RESI-GLOB-MAXI). Initialement, ce critère est utilisé lorsque le chargement et les réactions d'appui deviennent nuls (par exemple dans le cas d'une décharge totale).

Dans ce cas, on passe automatiquement du critère relatif au critère absolu. Lorsqu'on utilise un modèle de comportement endommageant, on observe dans certains cas une divergence du résidu absolu alors que le résidu relatif reste faible. C'est pourquoi, il est conseillé lors des calculs de vérifier que (RESI-GLOB-MAXI) reste faible. Si celui-ci atteint des valeurs élevées, il est préconisé de reprendre le calcul en imposant une valeur maximale au résidu global en définissant un (RESI-GLOB-MAXI) pour le calcul. Sous (ITER-GLOB-MAXI), on peut modifier le nombre d'itérations maximum effectué pour résoudre le problème global à chaque instant (10 par défaut). Si on voit qu'au cours des itérations de *Newton*, la convergence du modèle de comportement est lente, on peut augmenter la valeur de ce paramètre. Sous (ITER-GLOB-ELAS), on peut modifier le nombre d'itérations maximum effectué avec la matrice de décharge lorsqu'on utilise le mot clé (PAS-MINI-ELAS) du mot clé facteur (NEWTON) pour résoudre le problème global à chaque instant (25 par défaut).

5.3.2 Algorithme de Newton

Le mot-clé (NEWTON) permet de préciser la matrice utilisée pour les itérations globales de la méthode de *Newton* (Fig.5.3). On peut utiliser soit la matrice élastique (MATRICE='ELASTIQUE'), soit la matrice tangente (MATRICE='TANGENTE'). De plus, dans ce dernier cas on peut passer automatiquement de la matrice tangente à la matrice de décharge lorsque le pas de temps est ou devient (par le redécoupage) inférieur à un pas minimal (PA-MINI-ELAS). Pour les modèles d'endommagement la matrice de décharge s'identifie à la matrice sécante (Fig. 5.3). Cette option peut être utile lorsque le redécoupage automatique du pas de temps ne suffit pas à faire.

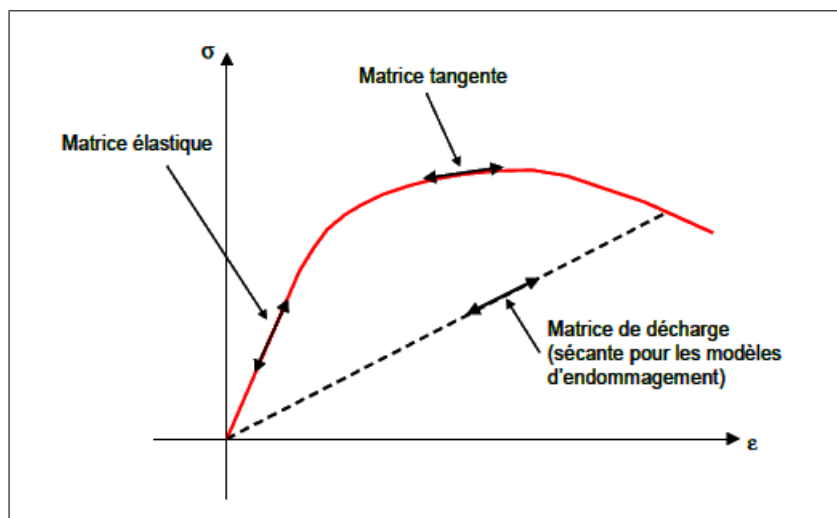


FIGURE 5.3 – Description schématique des opérateurs de résolution de la méthode de *Newton*

Dans un premier temps, il faut utiliser la matrice tangente. Pour optimiser la convergence, il est fortement conseillé de réactualiser cette matrice tangente le plus souvent possible, la meilleure stratégie étant, si la taille du problème le permet, de la réactualiser à toutes les itérations (MATRICE='TANGENTE', REAC-ITER =1). Si des problèmes de convergence apparaissent (matrice tangente singulière), on peut choisir de basculer sur la matrice de décharge (activation du mot-clé PAS-MINI-ELAS). Comme la convergence avec la matrice de décharge est plus lente que celle avec la matrice tangente, le mot clé (ITER-GLOB-ELAS) permet de définir un nombre maximal d'itérations spécifique à l'utilisation de la matrice de décharge.

Pour les modèles de comportement endommageant, la matrice de décharge (qui correspond à la matrice sécante) dépend de l'état de déformation atteint. Il est donc nécessaire de réactualiser cette matrice par l'intermédiaire du mot-clé (REAC-ITER-ELAS).

Dans le cas où les problèmes de convergence subsistent, il peut être intéressant de réaliser un calcul avec

la matrice élastique pour voir comment se déroulent les itérations de *Newton* dans ce cas.

Par défaut, l'algorithme de résolution non linéaire est basé sur la méthode de *Newton-Raphson* ((STAT-NON-LINE) / (METHODE='NEWTON')).

- Pour des problèmes adoucissants, **Code-Aster** offre la possibilité d'utiliser une méthode alternative à la méthode *Newton-Raphson* : c'est la méthode (IMPLEX) qui est une méthode robuste mais approchée
- Pour une optimisation du temps de calcul, **Code-Aster** offre la possibilité d'utiliser une méthode de *Newton* inexacte (à condition que le solveur linéaire choisi soit un solveur itératif) : c'est la méthode (NEWTON-KRYLOV).

5.3.3 Schéma d'intégration temporelle

On dispose dans (DYNA-NON-LINE) de différents schémas temporels implicites (NEWMARK et HHT) et explicites (DIFF-CENT et TCHAMWA) décrits brièvement dans la section [5.2.2]. Dans les études sismiques, il est préconisé d'utiliser la méthode implicite d'accélération moyenne car elle n'introduit pas d'amortissement numérique artificiel : (SCHEMA-TEMPS=-F(SCHEMA='NEWMARK', FORMULATION='DEPLACEMENT', ALPHA=0.25, DELTA=0.5)).

Si on observe des oscillations parasites hautes fréquences dans la réponse de la structure, il est conseillé d'utiliser un schéma (HHT) qui permet d'introduire un amortissement numérique important pour les hautes fréquences sans quasiment impacter les basses fréquences : (SCHEMA-TEMPS=-F(SCHEMA='HHT', FORMULATION='DEPLACEMENT', ALPHA=alph, MODI'EQUI='OUI',)). Ce schéma est inconditionnellement stable et par défaut, il est conseillé de prendre (ALPHA=-0.3).

En cas de non-convergence persistante et si toutes les autres méthodes d'aide à la convergence ont été testées, on pourra essayer de poursuivre le calcul en utilisant le schéma explicite des différences centrées : (SCHEMA-TEMPS=-F(SCHEMA='DIFF-CENT', FORMULATION='ACCELERATION',)). Il est cependant recommandé d'opter pour ce schéma explicite avec la plus grande prudence. En effet, un tel calcul possède des spécificités importantes, notamment en ce qui concerne le pas de temps du calcul qui doit respecter la condition (*CFL*).

5.4 Mise en données du problème

Philosophie de réalisation de l'analyse en élément finis : La réalisation de l'analyse en éléments finis est basée sur 07 étapes :

1. Étape 1 : Définition des variables d'entrée.
2. Étape 2 : Modélisation.
3. Étape 3 : Définition du type d'analyse.
4. Étape 4 : Définition des conditions aux limites de déplacements.
5. Étape 5 : Définition des conditions initiales de chargement.
6. Étape 6 : Exécution de l'analyse.
7. Étape 7 : Affichage des résultats.
8. Étape 8 : Analyse des résultats et conclusions.

Rappel sur la définition de la problématique Ce travail se focalise essentiellement sur l'étude du comportement non linéaire des joints situés entre les plots (maillons faibles des barrages-voûtes), parallèlement d'autres phénomènes sont analysés. L'objectif de ce travail est de réaliser une analyse temporelle non linéaire qui permet entre autres de :

- Modéliser et évaluer les ouvertures des joints entre les plots.
- Calculer les évolutions de la réponse sismique du barrage due à l'application d'un choc sismique à trois composantes, en termes de contraintes et de déplacements.
- Produire des diagrammes des contraintes et des courbes des évolutions des contraintes et des déplacements au niveau du joint le plus sollicité afin d'en vérifier la performance sismique du barrage.

Quels sont les grandeurs recherchées en vue d'être analysées ? Les résultats qui seront examinés dans ce travail sont :

1. Les déplacements.
2. Les contraintes maximales de traction et de compression.
3. L'ouverture maximale des joints.

5.4.1 Présentation du barrage cas de l'étude (Barrage de Foum el Gherza-Biskra)

Le barrage cas étudié dans ce travail est le barrage *Foum El Gherza* (Fig.5.5), il est implanté à l'aval de Oued *El Abiodh* dans la cuvette à l'amont des gorges de *Foum el Gherza*. L'oued *EL Abiodh* prend naissance au centre des monts des *Aurès* dans la région d'*Arris*, il est formé par la réunion de plusieurs torrents descendant des pentes des massifs du géant, le *Djbel Chelia* (2328 m) et de l'*Ichmoul* (2071 m).

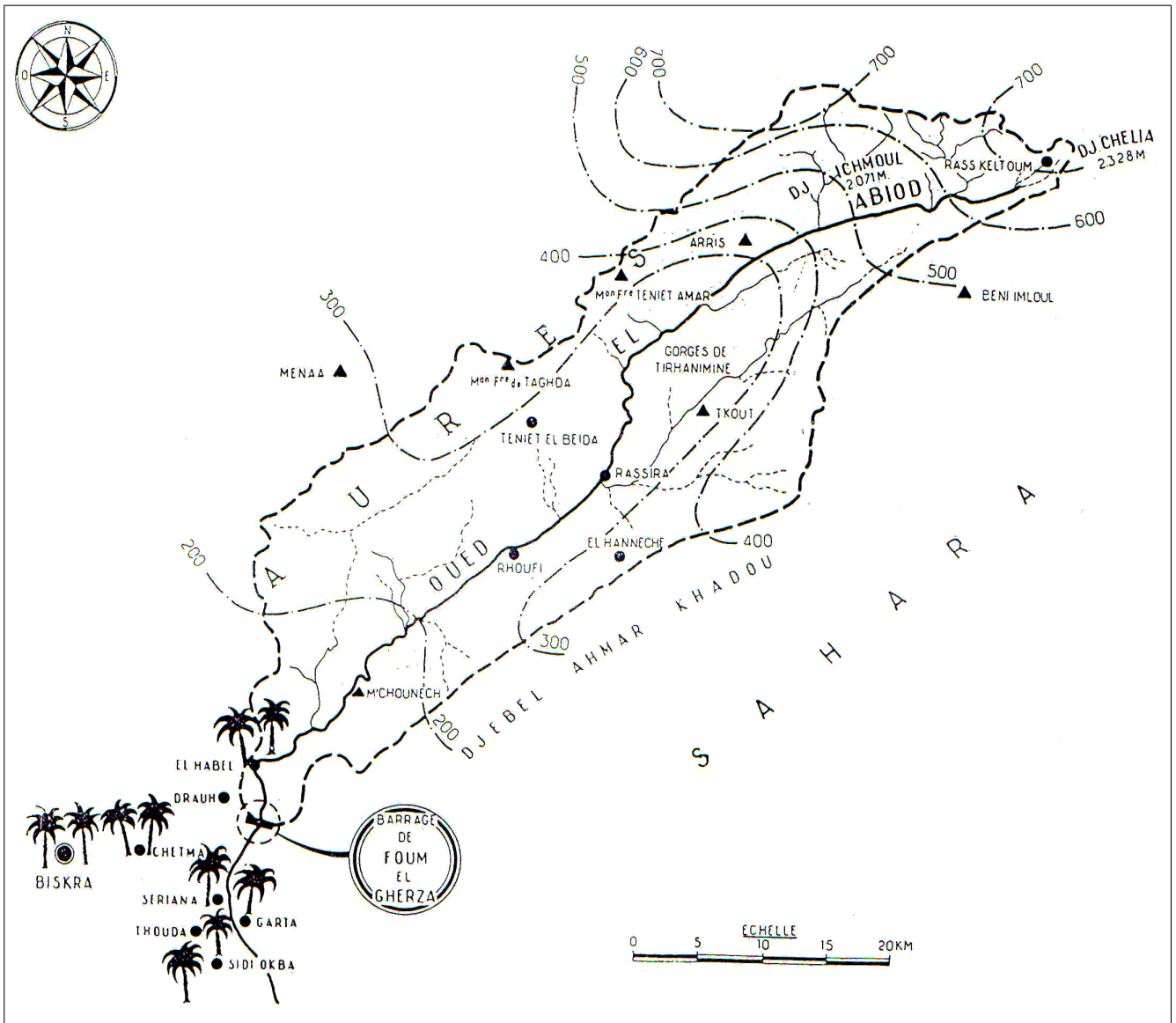


FIGURE 5.4 – Bassin versant de l'Oued *El Abiodh*

Le barrage est formé par une voûte de double courbure qui s'élève à (65 m) et dont la longueur et de (120 m) son épaisseur est de (3 m) à la crête et (8.4 m) à la base.

La voûte du barrage et la culée sont construites par plots indépendants séparés par des joints de construction verticaux sans épaisseur fermés en amont par une lame de cuivre en Z ancrés dans deux plots

5.4. Mise en données du problème

adjacents. Ces joints sont du type simple, ils comportent des aspérités dont le but est d'éviter tout mouvements relatifs des plots dans le sens amont-aval. L'étanchéité est assurée par deux réseaux d'injection exécutés dans le barrage.

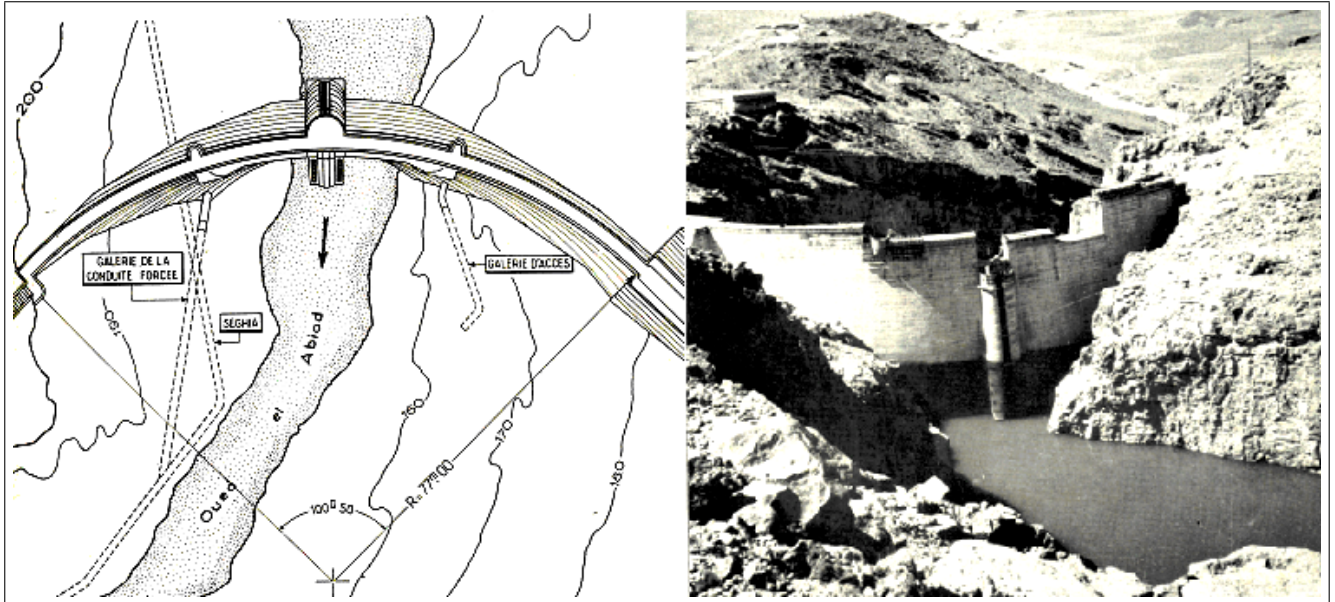


FIGURE 5.5 – Plan d'ensemble de l'ouvrage et Vue Amont de la voûte (1948)

La réalisation de ce barrage a été entreprise sur la base d'un calcul conduit en effectuant une étude basique de trois arcs horizontaux par les méthodes de *Pigeaud*, de *Guidi* et de *Chambaud*, ce calcul a été recoupé par la considération d'un arc incliné compris entre deux plans se confondant à peu près avec les surfaces isostatiques de l'ouvrage supposé chargé d'une part, par la charge hydrostatique et d'autre part par son poids propre. Cet arc est calculé par la méthode dite de « l'arc plongeant » de *M.Coyne*. Les efforts sismiques n'ont pas été pris en compte.

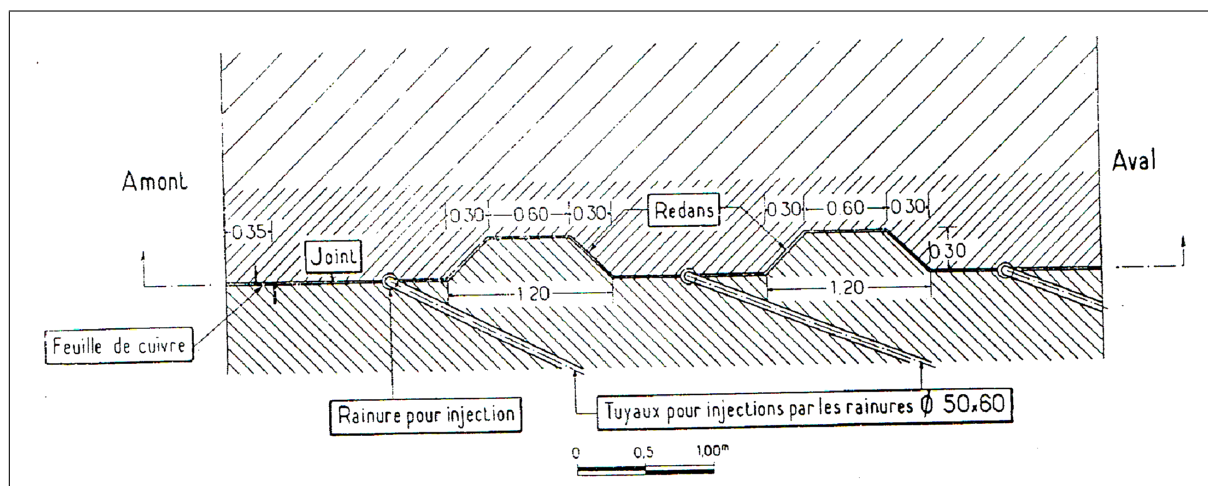


FIGURE 5.6 – Coupe horizontale sur le joint

5.4.2 Propriétés des matériaux

Quatre types de matériaux seront utilisés :

1. Béton pour le corps du barrage.
2. Fluide pour le réservoir d'eau.
3. Roche pour la roche de fondation (Sol très dur).
4. Joint pour les joints entre les plots du barrage (coulis de ciment)

Prop	Unité	Béton	Roche	Fluide	Joint
(E)	Pa	2.46 e10	30 e10	/	2.46 e10
(ρ)	Kg/m3	2356.3	/	1000	2000
(μ)	/	0.2	0.16	/	0.2
(C)	/			1500	/
(Kn)	Pa/m	/	/	/	3 e12
(Kt)	Pa/m	/	/	/	3 e12
(σ_{max})	MPa	/	/	/	3 e3
(P_{rupt})	/	/	/	/	1(Défaut)
(P_{cont})	/	/	/	/	1(Défaut)
(α)	/	/	/	/	1
(P_{flu})	Pa	/	/	/	O(absence de fluide)
(σ_{nc})	Pa	/	/	/	-1(pas de clavage)
($\bar{\mu}$)	Pa.s	/	/	/	10e-3
(ϵ_{min})	m	/	/	/	10e-8
(μ_{jnt})	/	/	/	/	1
((c))	/	/	/	/	0 (Défaut)
((K))	Pa/m	/	/	/	(($K_n + K_t$))10e-6

TABLE 5.1 – Propriétés des matériaux choisis

Où : (E) : Module d'Élasticité, (ρ) : Poids Unitaire, (μ) : Coefficient de Poisson, (C) : Célérité d'Onde, (Kn) : La Rigidité Normale , (Kt) : La Rigidité Tangentielle , (σ_{max}) : Le Seuil de Rupture, (P_{rupt}) : Facteur de Pénalisation Rupture, (P_{cont}) : Facteur de Pénalisation Contact , (α) : La Rugosité Relative, (P_{flu}) : Pression Fluide Interne, (σ_{nc}) : Pression de Clavage, ($\bar{\mu}$) : Viscosité Dynamique de Fluide, (ϵ_{min}) : Ouverture Minimale de joint, (μ_{jnt}) : Coefficient de Frottement du joint , (c) : Adhésion, (K) : Écrouissage.

Ci dessous sont présentées les définitions des champs des matériaux.

```
DEBUT ( ) ;

BETON=DEFI_MATERIAU (ELAS=_F (E=24600000000.0,
                               NU=0.2,
                               RHO=2356.3, ) , ) ;

ROCH=DEFI_MATERIAU (ELAS=_F (E=300000000000.0,
                               NU=0.16,
                               RHO=2000,
                               AMOR_BETA=0.1, ) , ) ;

JNTRUP=DEFI_MATERIAU (ELAS=_F (E=24600000000.0,
                               NU=0.2,
                               RHO=2000, ) ,
                      JOINT_MECA_RUPT=_F (K_N=3e+12,
                                             SIGM_MAX=3000000.0,
                                             ALPHA=1.0,
                                             PENA_RUPTURE=1,
                                             OUV_MIN=1e-07, ) , ) ;
```

5.4.3 Conditions aux limites et conditions de chargement

Chargement statique : Les parties inférieures de la fondation sont encastées. Le barrage est soumis à la force gravitationnelle et à la charge hydrostatique. La pression de l'eau est convertie en pression mécanique. le chargement est appliqué sur la surface amont du barrage.

```
PHZ = FORMULE (VALE=' (1000*9.81*(64-Z)) ',
               NOM_PARA=' Z ', ) ;
```

Chargement dynamique : Le tremblement de terre qui a secoué le nord de l'Algérie (*Boumerdes* 2003) a été choisi comme charge sismique. Le choc avait une magnitude de (6,8) et une intensité Mercalli maximale de (X) (Extreme). La secousse principale s'est produite à (18h44) (temps universel) (19h44) (heure locale) et a été suivie immédiatement par de très nombreuses répliques. L'épicentre de ce séisme a été localisé en mer très proche du littoral, à 60 km au nord-est d'Alger plus précisément à quatre kilomètres de la côte, entre *Zemmouri* et *Boumerdès* (Long. 3.53E-Lat. 36.81N). Les trois composantes de l'accélérogramme de ce séisme enregistré sur le site *el Dar el Beidha* ont été corrigées et filtrées par le logiciel Seismosignal. Ce signal sismique qui est défini sur un intervalle de 10 s et dont le pic d'accélération (PGA) et de (0.52g) sera utilisé dans l'analyse dynamique.

Deux autres enregistrement seront également utilisé : Les trois composante du signal enregistré pour le

5.4. Mise en données du problème

même séisme au site Hussein Dey et les signal à trois composante du séisme El Centro.

Il est à noter que le tremblement de terre d'El Centro en 1940 (ou tremblement de terre d'Imperial Valley) a eu lieu le 18 mai à 21 h 35, heure normale du Pacifique, dans la vallée impériale du sud-est de la Californie, près de la frontière internationale des États-Unis et du Mexique. Il avait une magnitude de (6.9) et une intensité maximale perçue de (X) (Extreme) sur l' échelle d'intensité de Mercalli. C'était le premier séisme majeur à être enregistré par un sismographe à mouvement fort situé à côté d'une rupture de failles.

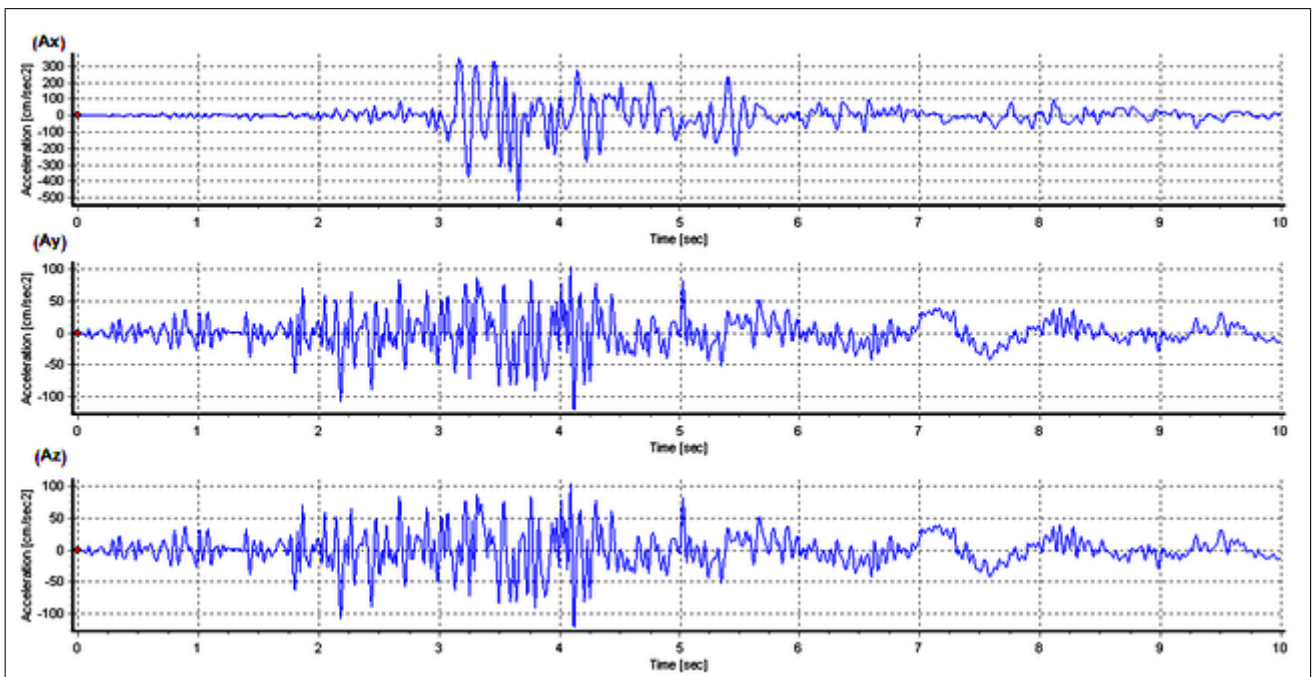


FIGURE 5.7 – Les (03) Composantes du signal sismique [cm/s^2]

Le chargement sismique sera traité comme un mouvement d'entraînement. Le système Barrage-Fondation sous chargement sismique est supposé comme système en mouvement relatif dont le mouvement d'entraînement est animé par le signal sismique (en mono appuis). En implémentation numérique des chargements correspondant aux trois accélérations $a(t)$ d'entraînement du séisme sont introduites (02 horizontales et 01 verticale) $F_{sisme} = -M \times a(t)$. Les conditions aux limites restent de type encastrement aux frontières de la roche de base.

```
SIS_X=CALC_CHAR_SEISME(MATR_MASS=MATMAS,DIRECTION=(1,0,0), MONO_APPUI='OUI',);  
SIS_Y=CALC_CHAR_SEISME(MATR_MASS=MATMAS,DIRECTION=(0,1,0), MONO_APPUI='OUI',);  
SIS_Z=CALC_CHAR_SEISME(MATR_MASS=MATMAS,DIRECTION=(0,0,1), MONO_APPUI='OUI',);  
SE_X=AFFE_CHAR_MECA(MODELE=MODE,VECT_ASSE=SIS_X,);  
SE_Y=AFFE_CHAR_MECA(MODELE=MODE, VECT_ASSE=SIS_Y,);  
SE_Z=AFFE_CHAR_MECA(MODELE=MODE,VECT_ASSE=SIS_Z,);
```

5.4.4 Modélisation

- Création du modèle géométrique du barrage :

Le modèle géométrique est basé sur la théorie des éléments finis tridimensionnels. Les données géométriques sont tirées des plans d'exécution, la voûte est modélisée par (09) joints en éléments surfaces et (10) plots en éléments solides. Les interfaces de contacts (Barrage-Réservoir, Barrage-Roche et Réservoir-Roche) sont modélisées en éléments surfaces (3D-JOINT).

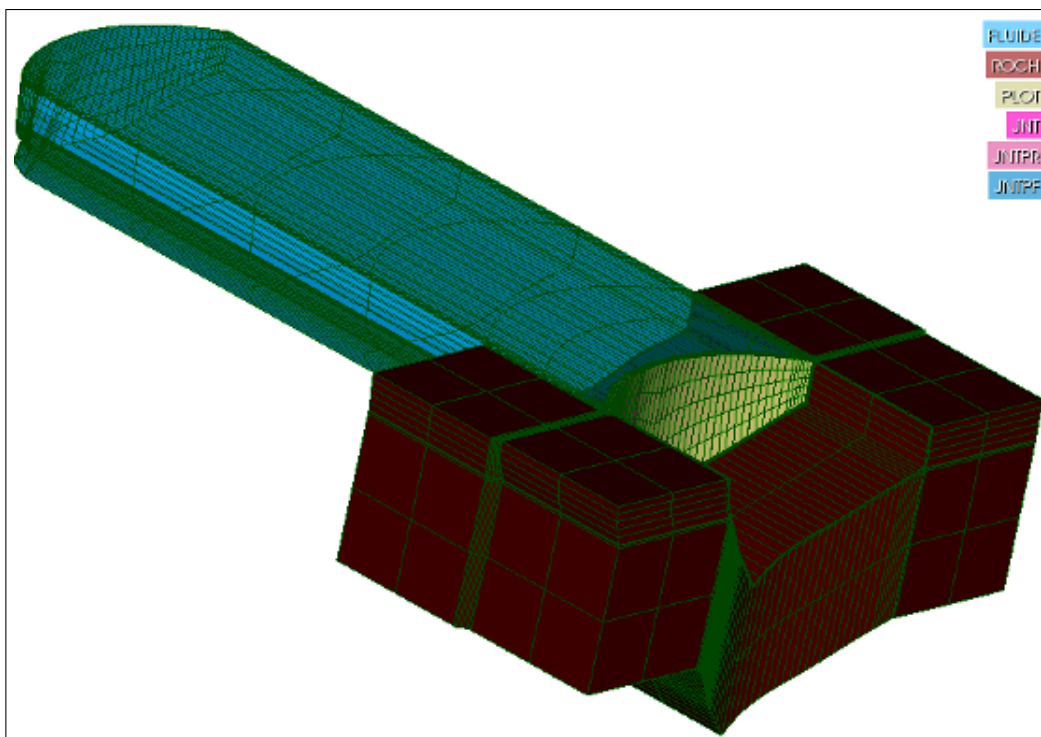


FIGURE 5.8 – Système Barrage-Réservoir-Fondation

- Création du modèle géométrique de la roche :

Pour tenir compte des effets de l'Interaction Sol-Structure, les dimensions du modèle de la fondation roche doivent être déterminées en fonction du rapport entre le module de déformation de la roche et le module de déformation du béton $\left(\frac{E_{roche}}{E_{beton}}\right)$. Pour un rapport supérieur ou égale à l'unité $\left(\frac{E_{roche}}{E_{beton}} \geq 1\right)$, un maillage étendu sur la hauteur du barrage dans toutes les directions (amont, aval,..) peut être suffisant.

Pour une fondation roche très flexible avec $\left(\frac{E_{roche}}{E_{beton}}\right)$.

Pour un rapport compris entre un quart et un demi $\left(1/4 \leq \frac{E_{roche}}{E_{beton}} \leq 1/2\right)$, le modèle de la fondation doit être étendu à deux fois la hauteur du barrage en incluant un nombre supérieur d'éléments. La fondation est modélisée en éléments solides à 8 noeuds (HEXA8), le comportement de la roche est supposé élastique linéaire. Tous les noeuds externes doivent être fixes. Dans le cas de cette étude $\left(\frac{E_{roche}}{E_{beton}} \geq 1\right)$, donc la fondation sera étendue sur $(1h)$.

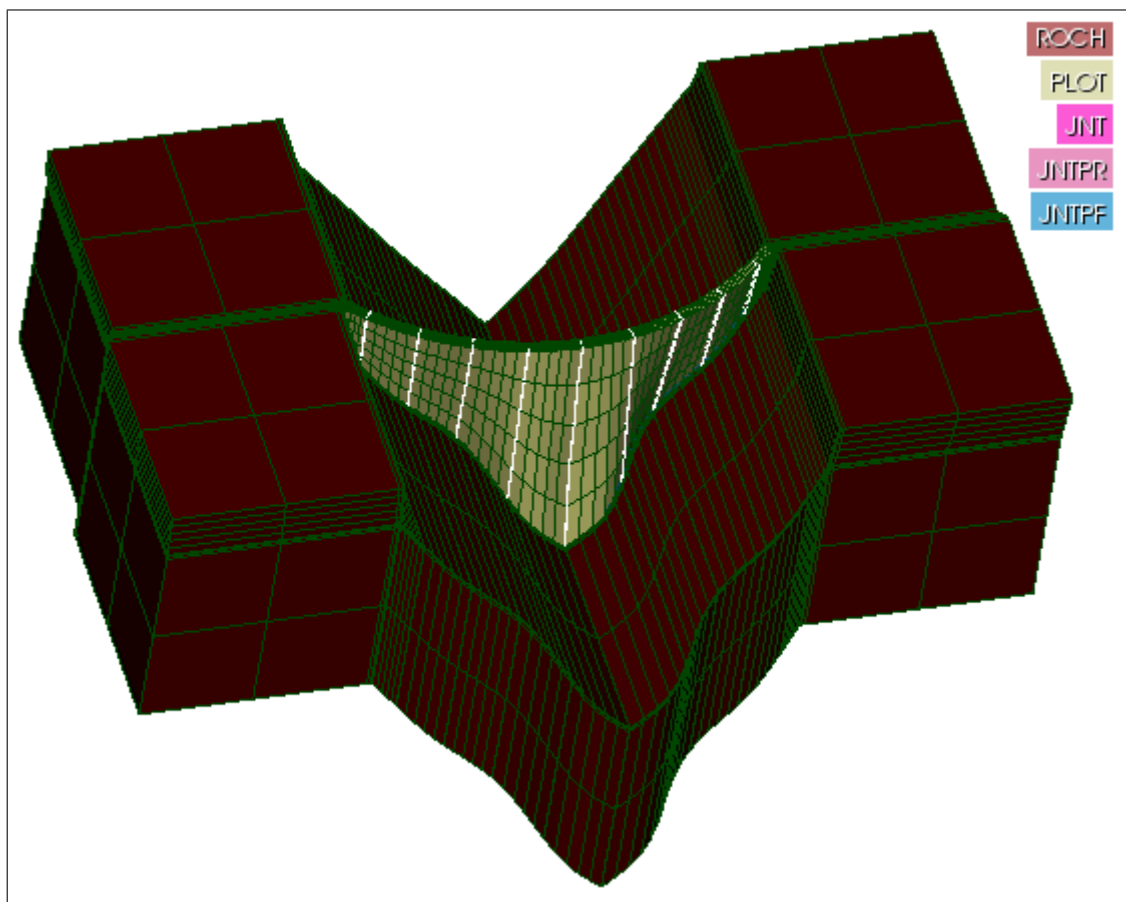


FIGURE 5.9 – Système Barrage-Fondation-Joints

- Création du modèle géométrique du Réservoir :

Le réservoir d'eau est modélisé en éléments solides (HEXA8) pour permettre le calcul de la masse ajoutée de l'eau et tenir compte des effets de l'Interaction Fluide Structure avec des éléments fluides incompressibles. La position de la limite de rayonnement est prise égale à (5) fois la hauteur du barrage.

- Création du modèle géométrique du joint

La simulation des joints est effectuée avec la modélisation (3D-JOINT). Les éléments sont du type (HEXA8). La loi de comportement correspondante est (JOINT-MECA-RUPT), le matériau associé porte le même nom. Les éléments volumiques du barrage et de la fondation sont supposés élastiques.

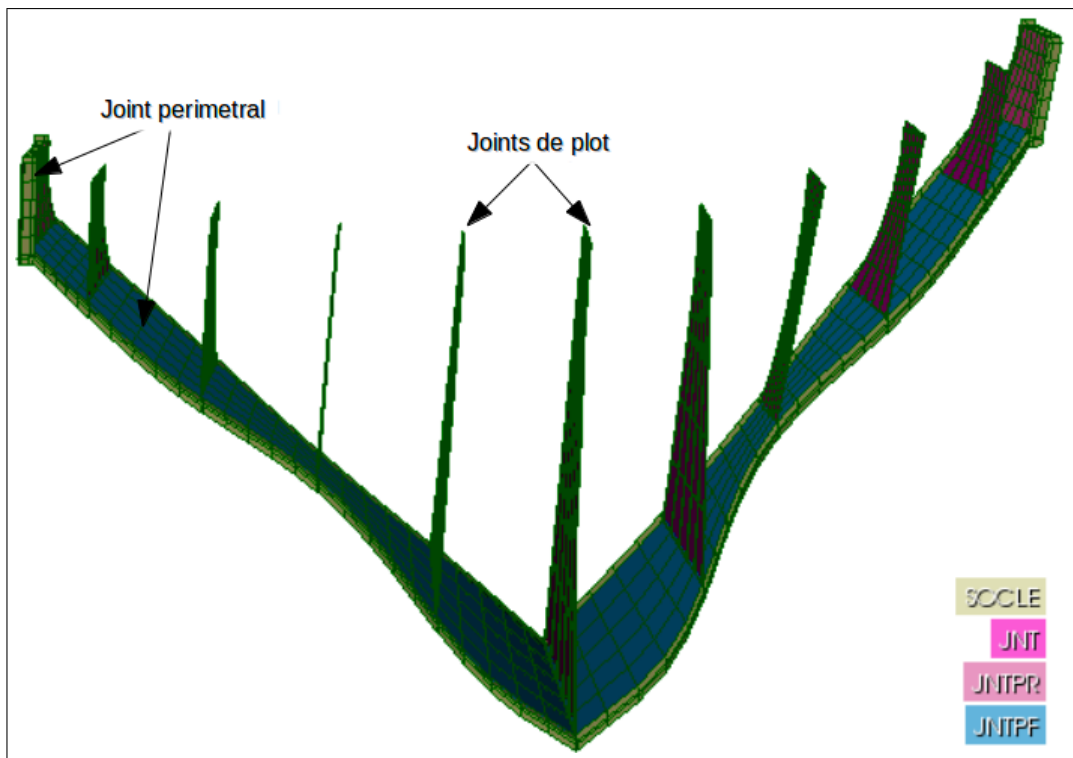


FIGURE 5.10 – Système Joints Entre Plots- Joint périmétral

Caractéristiques du maillage : On réalise un maillage linéaire du système : Éléments volumiques barrage : 1250(HEXA8) ; Éléments volumiques Roche de fondation : 2366 (HEXA8) ; Éléments joints entre plots : 225 (HEXA8), Joint périmétral : 355 (HEXA8) ; Socle : 667 (HEXA8).

```
MAIL=LIRE_MAILLAGE (UNITE=20,
                    FORMAT='MED',
                    NOM_MED='BARROC', );

MAIL=MODI_MAILLAGE (reuse =MAIL,
                    MAILLAGE=MAIL,
                    ORIE_PEAU_3D=_F(GROUP_MA='BF', ), );

MODE=AFPE_MODELE (MAILLAGE=MAIL,
                  AFPE=( _F(GROUP_MA=('JNT', 'JNTPR', ),
                            PHENOMENE='MECANIQUE',
                            MODELISATION='3D_JOINT', ),
                        _F(GROUP_MA=('INPLO', 'BF', 'BAS', 'INJNT', 'INNJTP', 'IBR', )
                            PHENOMENE='MECANIQUE',
                            MODELISATION='3D', ),
                        _F(GROUP_MA=('JNTPF', 'SOCLE', 'PLOT', 'ROCH', ),
                            PHENOMENE='MECANIQUE',
                            MODELISATION='3D', ), ), );
```

- Création du maillage adéquat

Le modèle géométrique est maillé en se basant sur la théorie des éléments finis. Un maillage quadratique est adopté pour le modèle, ces éléments quadratiques sont générés directement par l'outil de maillage du logiciel Salomé-Méca (Module MESH) Les éléments isoparamétriques tridimensionnels Hexaèdres sont choisis. L'adaptation du maillage est assurée par le Module *HOMARD* qui la réalise par raffinement et déraffinement, c'est ainsi qu'un maillage optimum est obtenu en fonction d'un indicateur d'erreur.

- Lois de comportement

1. **Loi de comportement pour le matériau béton :** Le béton est modélisé par la loi (ELAST)
2. **Loi de comportement au niveau des joints entre plots :** (JOINT-MECA-RUPT)
 - Comportement unilatéral en traction / compression : en traction les joints s'ouvrent sans reprise d'effort de traction
 - Comportement tangentiel élastique indépendant de l'ouverture (boîtes de cisaillement)
3. **Loi de comportement au niveau du joint périmétral :** (ELAST)

```

MATE=AFPE_MATERIAU (MAILLAGE=MAIL,
                    AFPE=( _F (TOUT= 'OUI ' ,
                               MATER=BETON, ) ,
                          _F (GROUP_MA= ( 'JNT ' , 'JNTPR ' , ) ,
                               MATER=JNTRUP, ) ,
                          _F (GROUP_MA= 'ROCH ' ,
                               MATER=ROCH, ) , ) , ) ;

CHAR=AFPE_CHAR_MECA (MODELE=MODE,
                     PESANTEUR= _F (GRAVITE=9.81,
                                       DIRECTION= (0, 0, -1, ) , ) ,
                     DDL_IMPO= _F (GROUP_MA= 'FROC ' ,
                                       DX=0.0,
                                       DY=0.0,
                                       DZ=0.0, ) ,
                     PRES_REP= _F (GROUP_MA= 'BF ' ,
                                       PRES=0, ) , ) ;

PRES=AFPE_CHAR_MECA _F (MODELE=MODE,
                       PRES_REP= _F (GROUP_MA= 'BF ' ,
                                       PRES=PHZ, ) , ) ;

```

5.4.5 Méthodes d'Analyses

L'analyse statique linéaire du barrage a été basée sur l'analyse simultanée du système interactif Barrage-Roche en utilisant les éléments finis tridimensionnels. L'analyse dynamique du système est exécutée en supposant une roche de fondation élastique et un comportement incompressible du réservoir. Pour la modélisation du barrage et de la roche, des éléments 3D appropriés à (8) noeuds ont été employés. La modélisation du barrage est faite le long des blocs formés par les joints verticaux et le joint horizontal (périmétral). La largeur adoptée de la masse roche est égale approximativement à $(1h)$, où (h) est la hauteur du barrage à l'encorbellement central. Pour la discrétisation du réservoir utilisé pour le calcul de la matrice de masse ajoutée on utilise l'opérateur (CALC-MAT-AJOUT). Des éléments finis 3D à (8) noeuds (24ddl) ont été employés. La longueur adoptée du réservoir dans le modèle est égale à cinq fois la hauteur du barrage.

L'analyse tridimensionnelle est adoptée dans ce travail. D'abord et dans l'objectif de vérifier le modèle géométrique une analyse modale est réalisée. Ensuite l'analyse objet de ce travail est entreprise. En première phase l'analyse débute par l'application de la charge de gravité et la charge hydrostatique comme conditions initiales **Analyse statique linéaire**. En deuxième phase, les non-linéarités sont appliquées suivant une **Analyse statique non linéaire**. En troisième et dernière phase, la charge sismique est appliquée

selon une **Analyse dynamique non linéaire** :

1. **Analyse Modale** : Une analyse modale est réalisée afin de valider la discrétisation spatiale et de choisir le maillage le plus approprié au modèle.

```
MACRO_MATR_ASSE (MODELE=MODELE,
                 CHAM_MATER=CHMAT,
                 CHARGE=BLOCAGE,
                 NUME_DDL=CO ('NUMEDDL'),
                 MATR_ASSE=( _F (MATRICE=CO ('RIGIDITE'),
                                OPTION='RIGI_MECA',),
                             _F (MATRICE=CO ('MASSE'),
                                OPTION='MASS_MECA',),), );

MODES=MODE_ITER_SIMULT (MATR_A=RIGIDITE,
                        MATR_B=MASSE,
                        CALC_FREQ=_F (OPTION='PLUS_PETITE',
                                       NMAX_FREQ=5,),), );
```

2. **Analyse statique linéaire** : Une analyse statique linéaire est réalisée pour servir de référence de comparaison des résultats, dans cette analyse le matériau est supposé élastique isotrope et les joints entre les plots du barrage ne sont pas pris en considération, la voûte est supposée comme monolithe isotrope. Dans ce cas, la roche est modélisée tel un encastrement puis par un sous-modèle en éléments finis.

```
RESU1=MECA_STATIQUE (MODELE=mode,
                    CHAM_MATER=MATE,
                    EXCIT=_F (CHARGE=CHAR,),);

RESU2=MECA_STATIQUE (MODELE=mode,
                    CHAM_MATER=MATE,
                    EXCIT=( _F (CHARGE=CHAR,),
                             _F (CHARGE=PRES,),),);
```

3. **Analyse statique non linéaire** : Dans cette analyse les joints entre les plots sont supposés non linéaires mais les plots et la roche restent linéaires. Le modèle des joints est capable de prendre en compte les effets non linéaires dus à l'ouverture / fermeture des joints verticaux durant l'application du chargement par incrément de temps. La non-linéarité est appliquée aux modèles afin de calculer l'évolution quasi-statique complète de la voûte, au cours d'un calcul en petites déformations (*Green-Lagrange*).

```

STANLN=STAT_NON_LINE (MODELE=MODE,
    CHAM_MATER=MATE,
    EXCIT=( _F (CHARGE=CHAR, ),
            _F (CHARGE=PRES, ), ),
    COMP_INCR=( _F (RELATION='JOINT_MECA_RUPT',
                    GROUP_MA=( 'JNT', 'JNTPR', ), ),
                _F (RELATION='ELAS',
                    GROUP_MA=( 'JNTPF', 'SOCLE', 'ROCH', 'PLOT', ),
                    INCREMENT=_F (LIST_INST=Pas0s, ),
                    NEWTON=_F (REAC_INCR=1,
                                PREDICTION='ELASTIQUE',
                                MATRICE='TANGENTE',
                                REAC_ITER=1, ),
                    CONVERGENCE=_F (RESI_GLOB_RELA=1e-05,
                                        ITER_GLOB_MAXI=30, ),
                    SOLVEUR=_F (METHODE='MUMPS',
                                SYME='OUI',
                                RENUM='AUTO',
                                NPREC=8,
                                STOP_SINGULIER='NON',
                                TYPE_RESOL='AUTO',
                                PRETRAITEMENTS='AUTO',
                                ELIM_LAGR2='OUI',
                                PCENT_PIVOT=100,
                                RESI_RELA=-1, ), ), );

```

Un algorithme incrémental par résidu en équilibre avec pilotage en effort est utilisé. Les non-linéarités des joints sont traitées par une méthode du type *Newton*, avec prédiction par la matrice tangente et correction par vérification de la loi d'écoulement. On choisit de réactualiser la matrice tangente à chaque pas et à chaque itération. Si le problème devient instable, (matrice tangente devenant singulière), la résolution avec pilotage en effort converge difficilement. Ainsi un moyen simple de détection de l'instabilité est utilisé : l'augmentation importante du nombre d'itérations à convergence pour le pas en cours. Pour accélérer la convergence ou réaliser le calcul post-critique, une technique de pilotage adaptée (longueur d'arc) est choisie. Le solveur direct employé est de type multi frontal avec renumérotation par dissection emboîtée (bibliothèques METIS).

4. **Analyse dynamique non linéaire** : Poursuivant avec les mêmes hypothèses de l'analyse statique non linéaire, dans cette phase finale une charge sismique (accélérogramme à trois composantes) est appliquée pour réaliser une analyse dynamique non linéaire.

5.4. Mise en données du problème

```
DYNLN=DYNA_NON_LINE(MODELE=MODE,  
  CHAM_MATER=MATE,  
  EXCIT=(_F(CHARGE=CHAR,)  
    _F(CHARGE=PRES,)  
    _F(CHARGE=SE_X,  
      FONC_MULT=ACCLX,)  
    _F(CHARGE=SE_Y,  
      FONC_MULT=ACCLY,)  
    _F(CHARGE=SE_Z,FONC_MULT=ACCLZ,)),  
  COMP_INCR=(_F(RELATION='JOINT_MECA_RUPT',  
    DEFORMATION='PETIT',  
    GROUP_MA=('JNT','JNTPR',)),  
    _F(RELATION='ELAS',  
    DEFORMATION='PETIT',  
    GROUP_MA=('JNTPF','SOCLE','PLOT','ROCH',))  
  INCREMENT=_F(LIST_INST=Pas0,)  
  SCHEMA_TEMPS=_F(SCHEMA='HHT',  
    ALPHA=-0.3,  
    FORMULATION='DEPLACEMENT',)  
  NEWTON=_F(REAC_INCR=1,  
    MATRICE='TANGENTE',  
    REAC_ITER=1,)  
  CONVERGENCE=_F(RESI_GLOB_RELA=1e-06,  
    ITER_GLOB_MAXI=30,)  
  SOLVEUR=_F(METHODE='MUMPS',  
    SYME='OUI',  
    RENUM='AUTO',  
    NPREC=8,  
    STOP_SINGULIER='NON',  
    TYPE_RESOL='AUTO',  
    PRETRAITEMENTS='AUTO',  
    ELIM_LAGR2='OUI',  
    PCENT_PIVOT=100,  
    RESI_RELA=-1,));
```

Présentation des résultats

Les résultats des différentes analyses linéaires et non linéaires réalisées qui seront présentés et discutés ci-après sont :

1. Les diagrammes et les courbes des évolutions des déplacements.
2. Les diagrammes des contraintes maximales de traction et de compression dans la voûte.
3. Les diagrammes des contraintes maximales de traction et de compression dans la console.
4. Les diagrammes et les courbes des évolutions des ouvertures maximales du joint le plus sollicité.
5. Les diagrammes des contraintes maximales de traction et de compression du joint le plus sollicité.
6. Les indicateurs d'endommagement normal et tangentiel des joints.

6.1 Analyse modale

L'analyse modale a été réalisée dans le but de valider le modèle géométrique modélisé et maillé par la plate-forme **Salomé-Meca**. Les résultats obtenus pour les (04) premiers modes sont présentés sur la Figure (Fig.6.1). Les valeurs de ces (04) premiers modes de ce barrage sont de l'ordre de : ($F_1 = 5.458 Hz$), ($F_2 = 7.177 Hz$), ($F_3 = 7.731 Hz$), ($F_4 = 9.781 Hz$).

Après comparaison de ces résultats par rapport à ceux obtenus dans une étude précédente réalisée par (SAP 2000) [18], le modèle a été validé avec un écart sur les valeurs des premiers modes de l'ordre de (1 à 2)%.

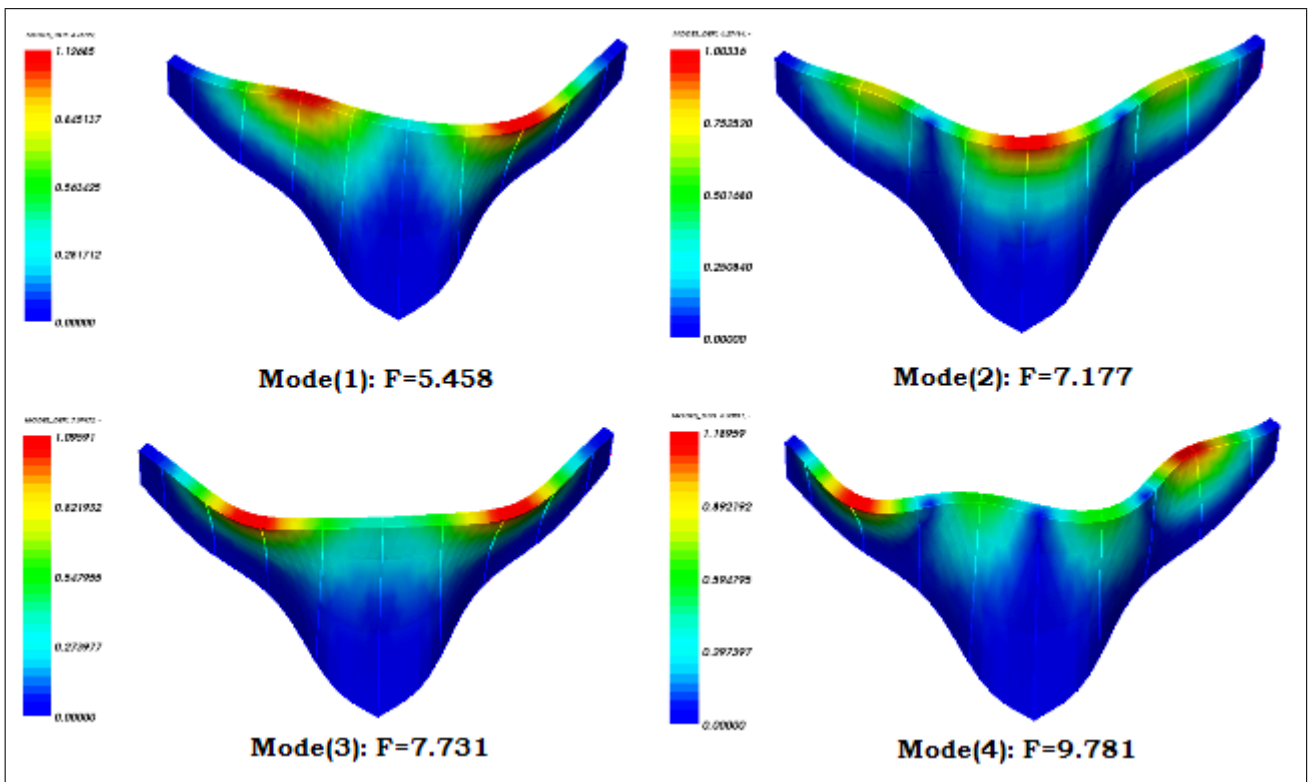


FIGURE 6.1 – Résultats de l'analyse modale-Fréquences-[HZ]

6.2 Analyse linéaire

La Figure (6.2) permet de visualiser les résultats de l'analyse statique réalisée pour deux cas de chargement : le barrage vide et le barrage plein avec deux conditions d'appuis : la fondation rigide et la fondation flexible (Poids propre avec fondation rigide(A) ; Poids propre avec fondation flexible (B) ; Charge hydrostatique avec fondation rigide (C) et Charge hydrostatique avec fondation flexible (D)). À partir de ces champs de déplacements du parement du barrage, on peut tirer les constats suivants :

- Dans le cas de la charge hydrostatique avec une fondation rigide (C), le déplacement maximal est de l'ordre de ($d_{max} = 0.00772 \text{ m}$), après la prise en considération des effets de l'Interaction Sol-Structure moyennant une fondation flexible (D), les déplacements ont légèrement augmenté.
- Au niveau du corps du barrage, on constate que sous la charge de pesanteur et la pression hydrostatique, les côtés amont et aval du parement ont gonflé vers l'extérieur avec un déplacement maximal ($d_{max} = 0.0078 \text{ m}$), tandis que le déplacement de la fondation est très faible voire même insignifiant, c'est pour cette raison qu'il n'a pas été montré sur la figure.
- Aussi, on a constaté que la zone la plus sollicitée sous l'action de pesanteur et des charges hydrostatiques, est celle localisée au quart supérieur de la coque.

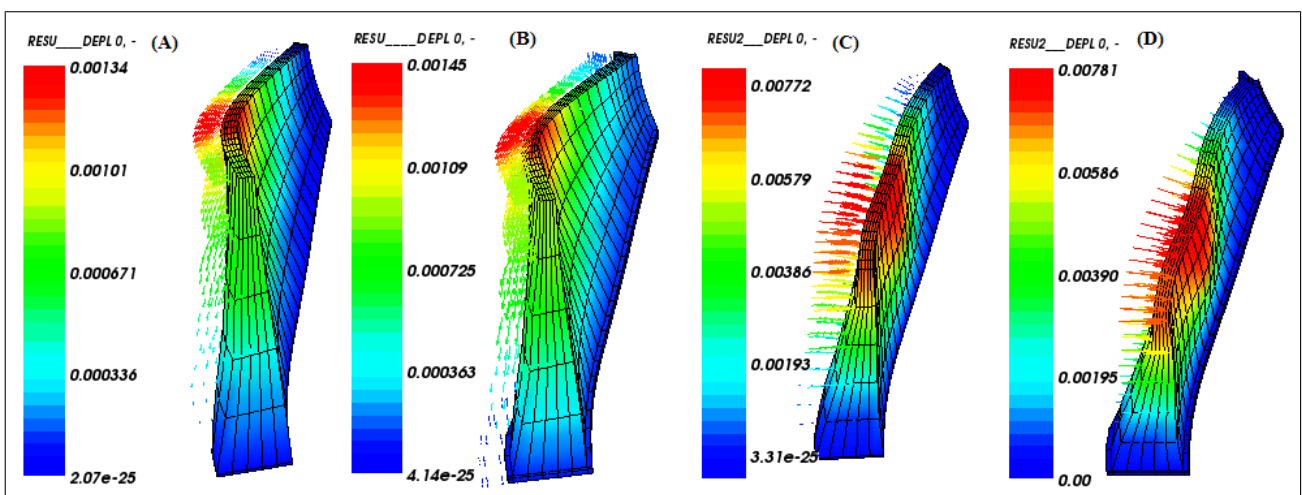


FIGURE 6.2 – Champs de déplacements en fonction des conditions de chargement et d'appuis

6.3 Analyse non linéaire

6.3.1 Analyse des déplacements

La figure (6.3) permet d'observer les résultats des déplacements de l'analyse statique non linéaire et l'analyse sismique non linéaire en utilisant le signal (*Dar El Beidha*). De ces diagrammes de déplacements, il est à constater que :

- La zone la plus sollicitée telle qu'elle est indiquée sur le schéma de la structure est celle située au quart supérieur de la voûte, section (I – I). Donc cette région peut être choisie pour présenter les résultats des évolutions du déplacement, et le joint localisé au niveau de cet endroit peut être étudié.
- La valeur maximale du déplacement est égale à ($d_{max} = 0.0102\text{ m}$) à l'instant de temps ($t = 3.6\text{ s}$) de l'analyse dynamique non linéaire, cette valeur a augmenté par rapport à la valeur tirée de l'analyse statique non linéaire ou ($d_{max} = 0.0078\text{ m}$), néanmoins elle reste très faible eu égard aux (60 m) de hauteur et (120 m) de longueur du barrage, donc on peut juger que l'hypothèse de petites déformations est justifiée et que la condition de la stabilité du barrage vis-à-vis du renversement est remplie.

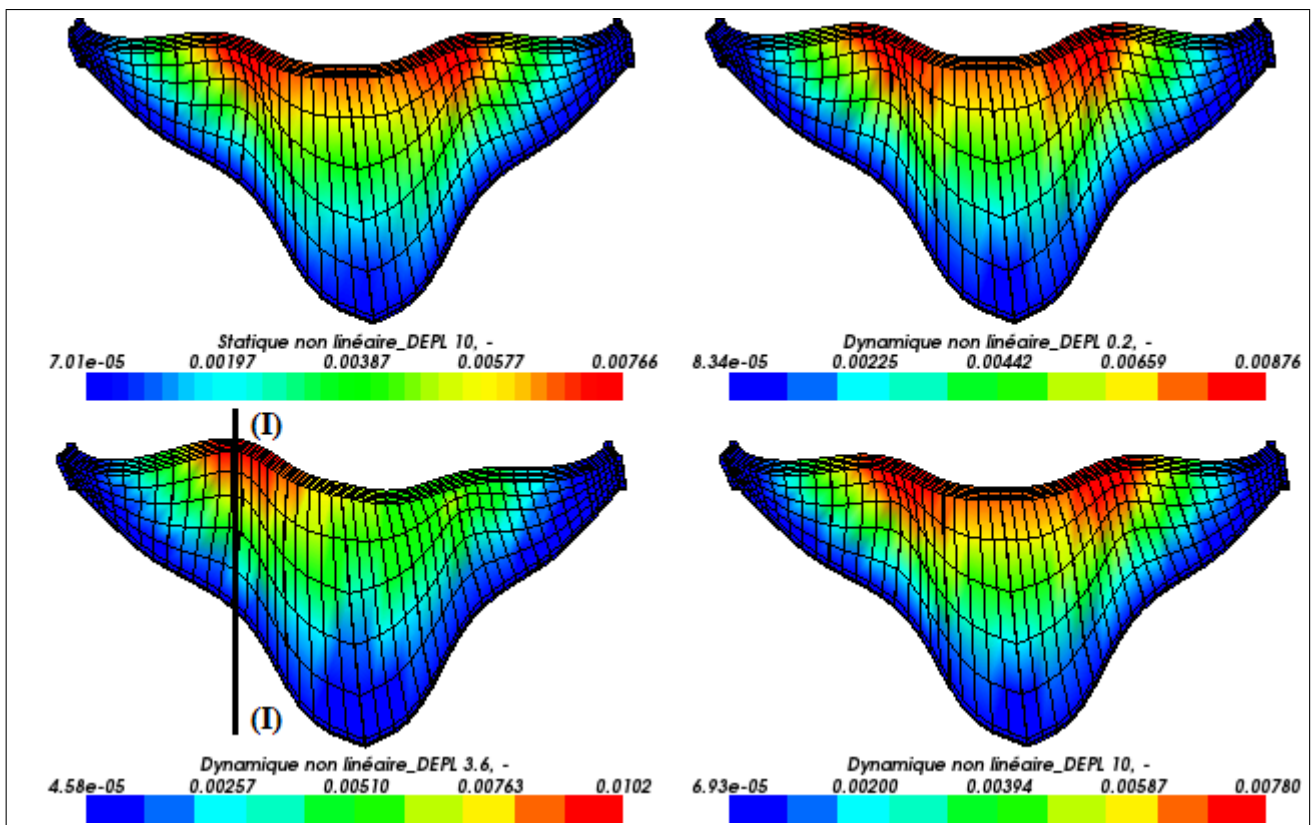


FIGURE 6.3 – Champs de déplacements : statique et dynamique non-linéaire-[m]

Analyse du déplacement Amont-Aval :

Le champ de déplacements Amont-Aval (DY) aux noeuds du côté amont du parement, en fonction de l'instant de simulation est indiqué sur la figure (6.4).

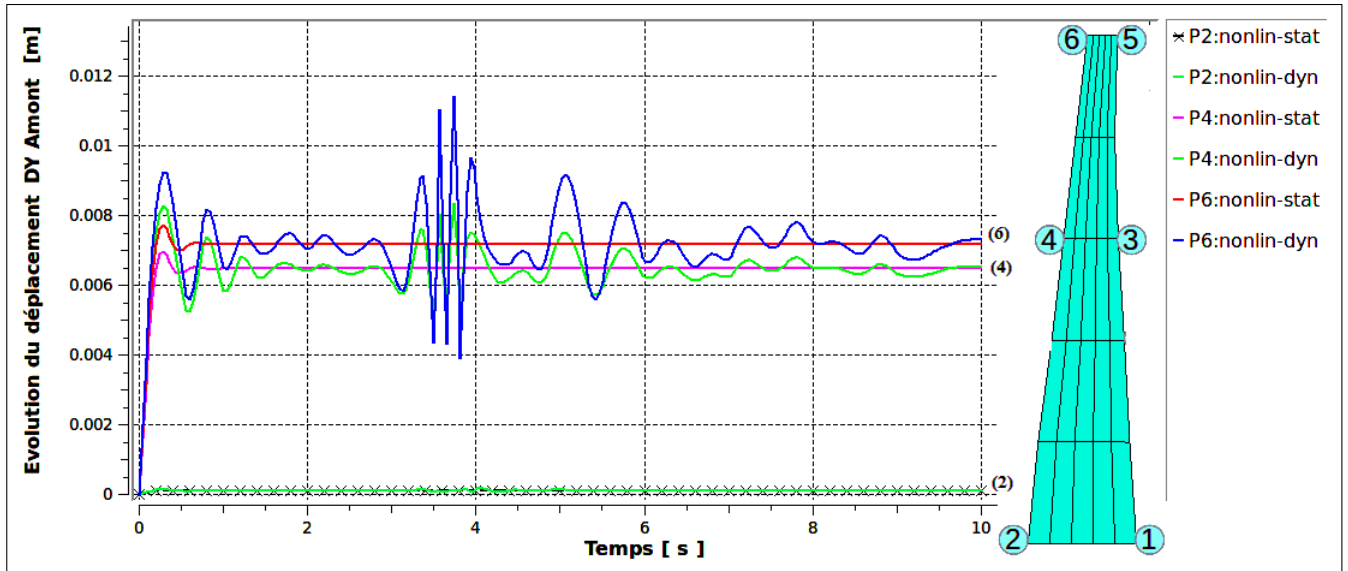


FIGURE 6.4 – Évolution des déplacements du parement Amont(DY)-[m] pour le signal (*Dar El Beidha*)

Le champ de déplacements Amont-Aval (DY) aux noeuds du côté aval du parement, en fonction de l'instant de simulation est indiqué sur la figure (6.4).

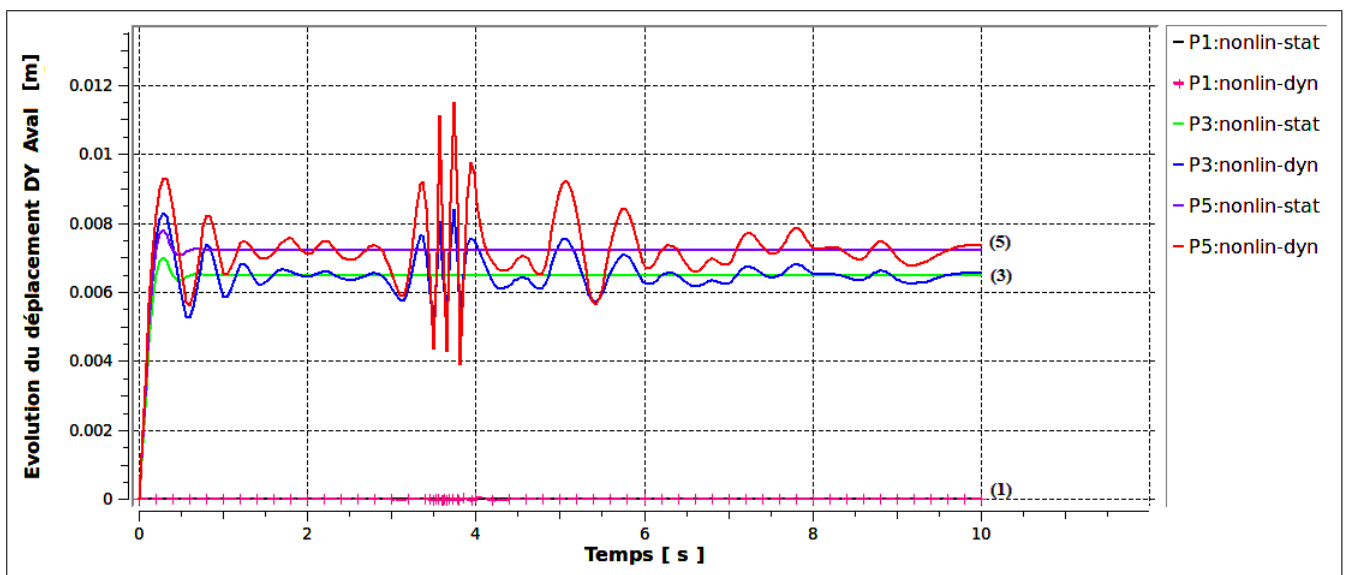


FIGURE 6.5 – Évolution des déplacements du parement Aval (DY) -[m] pour le signal (*Dar El Beidha*)

6.3. Analyse non linéaire

Après analyse de ces résultats, il a été constaté que :

- À ($t = 0$) le déplacement Amont-Aval du parement est nul et la structure est en état de repos.
- Lorsque le signal sismique commence à augmenter dès l'instant ($t = 0.2 s$), les déplacements Amont-Aval commencent à avoir de l'ampleur, jusqu'à atteindre leurs valeurs maximales dans l'intervalle de temps allant de ($t = 3 s$) jusqu'à ($t = 5 s$). Cet intervalle correspond aussi à l'intervalle de localisation de la valeur maximale du signal sismique.
- À ($t = 10 s$) lorsque la structure revient au repos, l'état des déplacements revient presque à l'état initial.

Analyse des déplacements à la base, au milieu et à la crête du barrage :

Les figures ((Fig.(6.6), (6.7) et (6.8)) permettent d'observer les résultats des déplacements à la base, au milieu et à la crête du barrage.

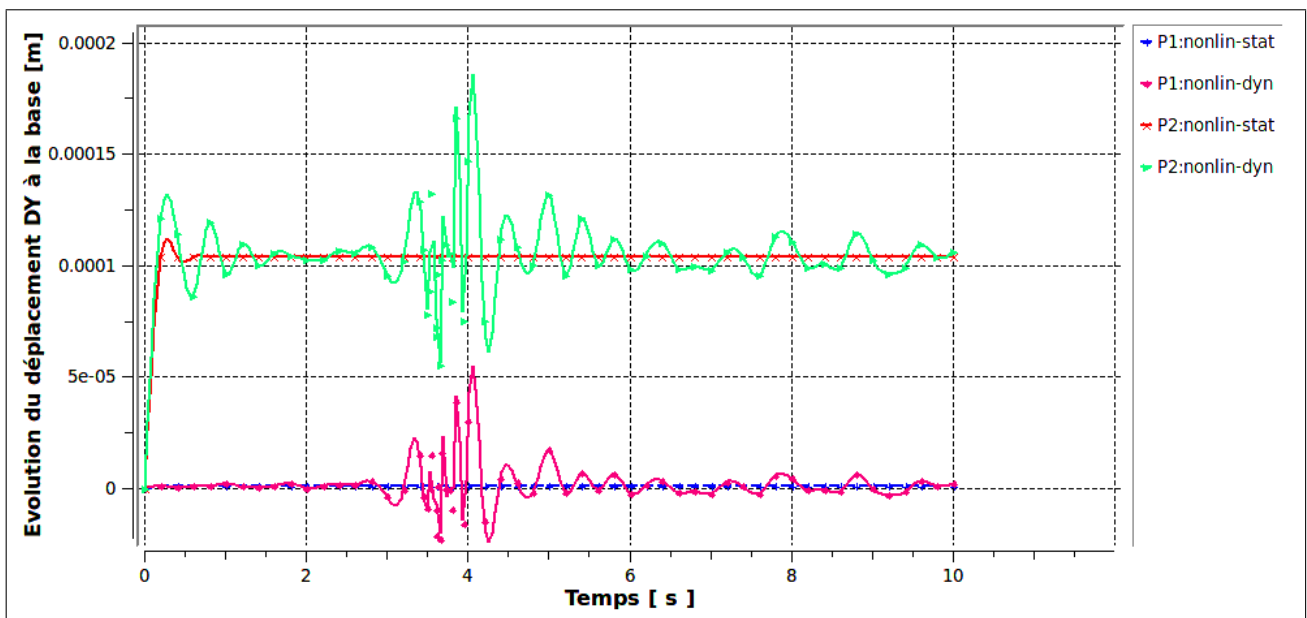


FIGURE 6.6 – Évolution des déplacements à la base du parement (DY) -[m]

6.3. Analyse non linéaire

- On peut observer que les déplacements sont plus grands au niveau de la crête et du milieu du parement que ceux de la base qui restent presque nuls, on peut conclure que le parement est sollicité en flexion au cours du séisme (console en flexion), et de ce qui précède on peut juger que la condition de stabilité du barrage vis-à-vis du glissement est satisfaite.
- On peut constater aussi que les déplacements Amont-Aval sont bien oscillants sur l'intervalle de la valeur maximale du signal de (3 s) à (5 s) avant qu'ils deviennent plus stables à la fin.

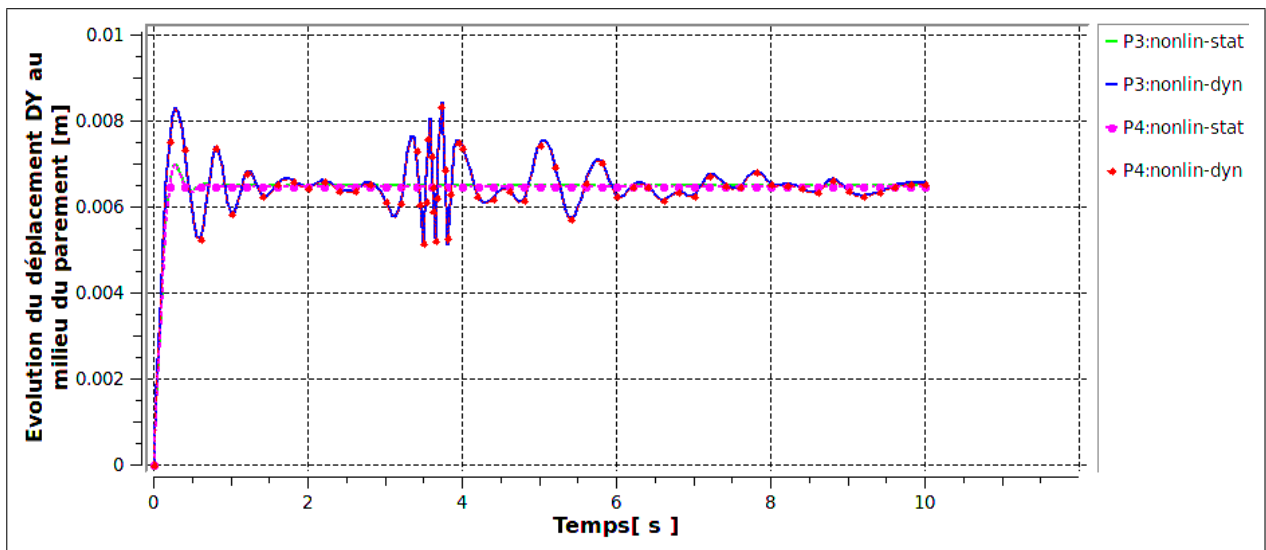


FIGURE 6.7 – Évolution des déplacements au milieu du parement DY) -[m]

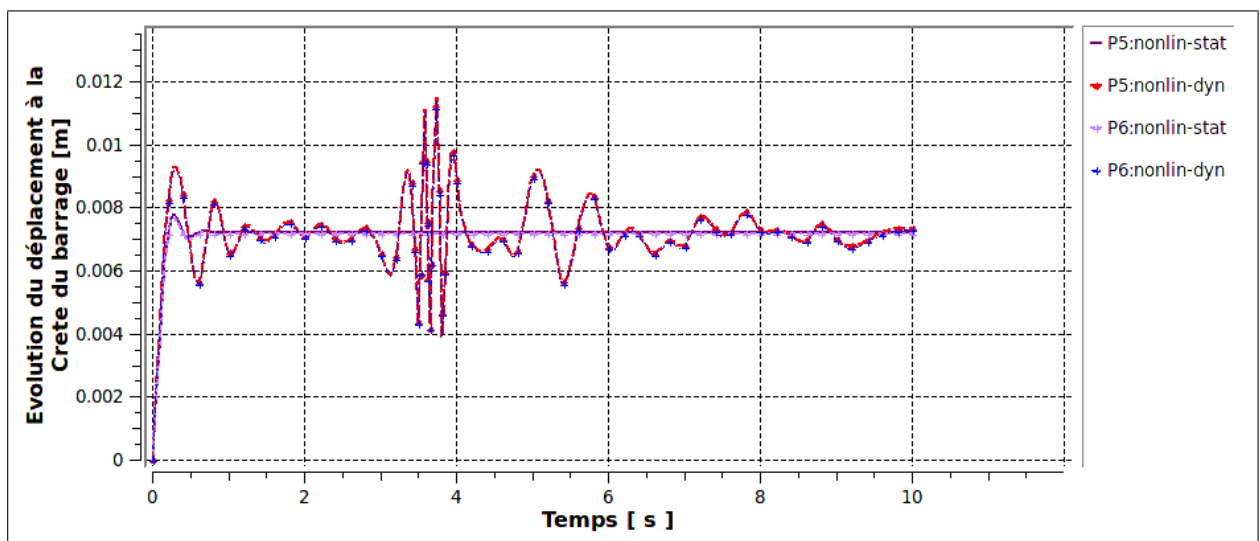


FIGURE 6.8 – Évolution des déplacements à la crête du parement DY -[m]

Accélération et énergie à la crête :

La Figure (Fig. 6.9) illustre le spectre d'accélération à la crête du barrage, plus exactement au point (5).

- Sur ce spectre d'accélération à la crête du barrage, on peut observer la forte amplification du mouvement Amont-Aval au niveau de la crête du barrage dans l'intervalle de temps allant de ($t = 3 s$) à ($t = 5 s$) et qui correspond à la zone où se localise le pic d'accélération du sol, ce qui confirme les résultats des déplacements.

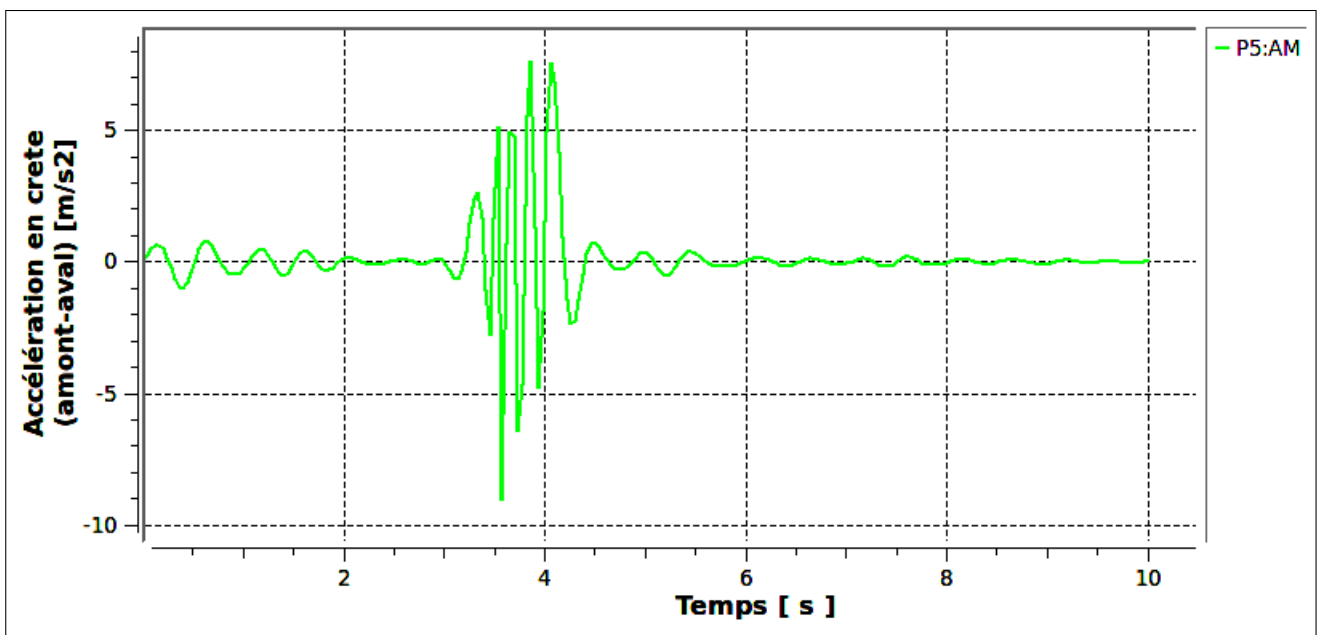


FIGURE 6.9 – Accélération (Amont-Aval) sur la crête du barrage- [m/s^2]

La Figure (Fig. 6.10) illustre l'évolution de l'énergie cinétique sur la crête du barrage, plus exactement au point (5).

- La valeur de l'énergie cinétique totale au niveau de la crête du barrage augmente avec l'augmentation du signal sismique puis devient très faible à la fin de la secousse. On peut voir que ces résultats corroborent avec ceux ayant trait aux déplacements.
- Sur la courbe de l'évolution de l'énergie cinétique en fonction du temps, il se voit clair que l'énergie cinétique est presque nulle à la fin de la simulation. Les résultats obtenus montrent que le barrage est bien stable après le choc sismique.

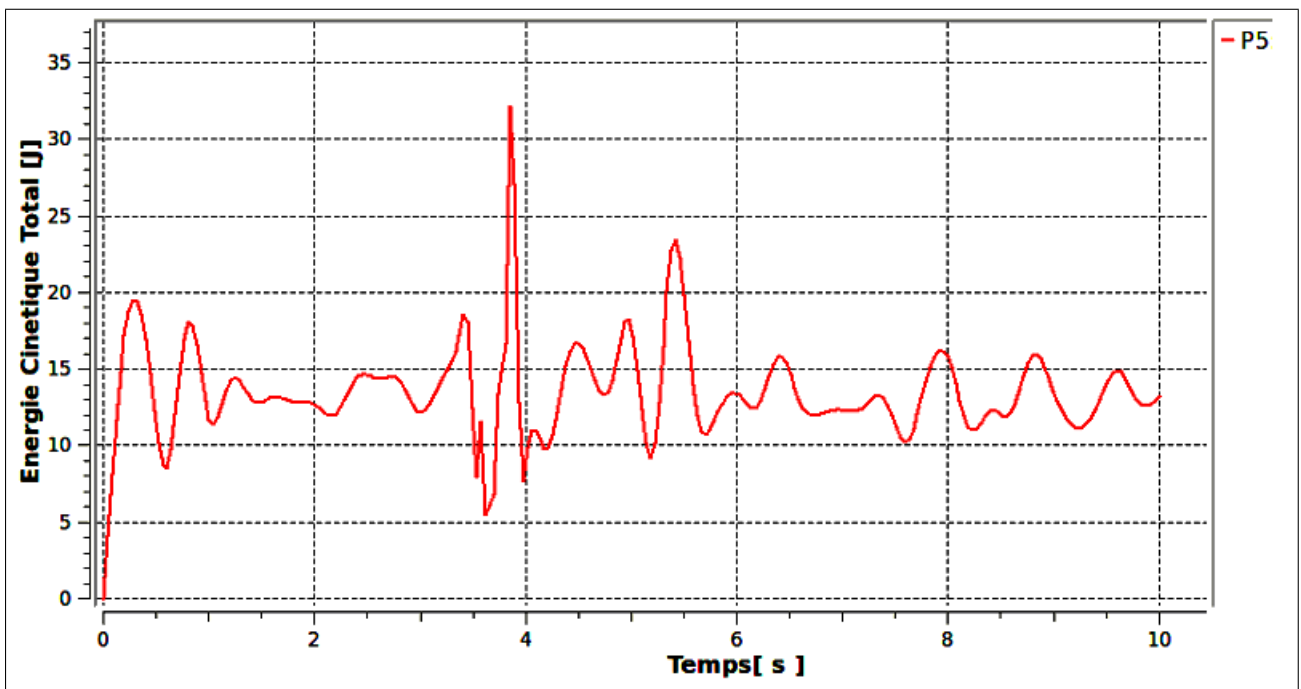


FIGURE 6.10 – Évolution de l'énergie cinétique sur la crête du barrage [J]

6.3.2 Analyse des contraintes

Les résultats des différentes contraintes sont présentés ci-après, suivis d'une discussion de ceux afférents à la voûte et à la console :

Les contraintes dans la voûte :

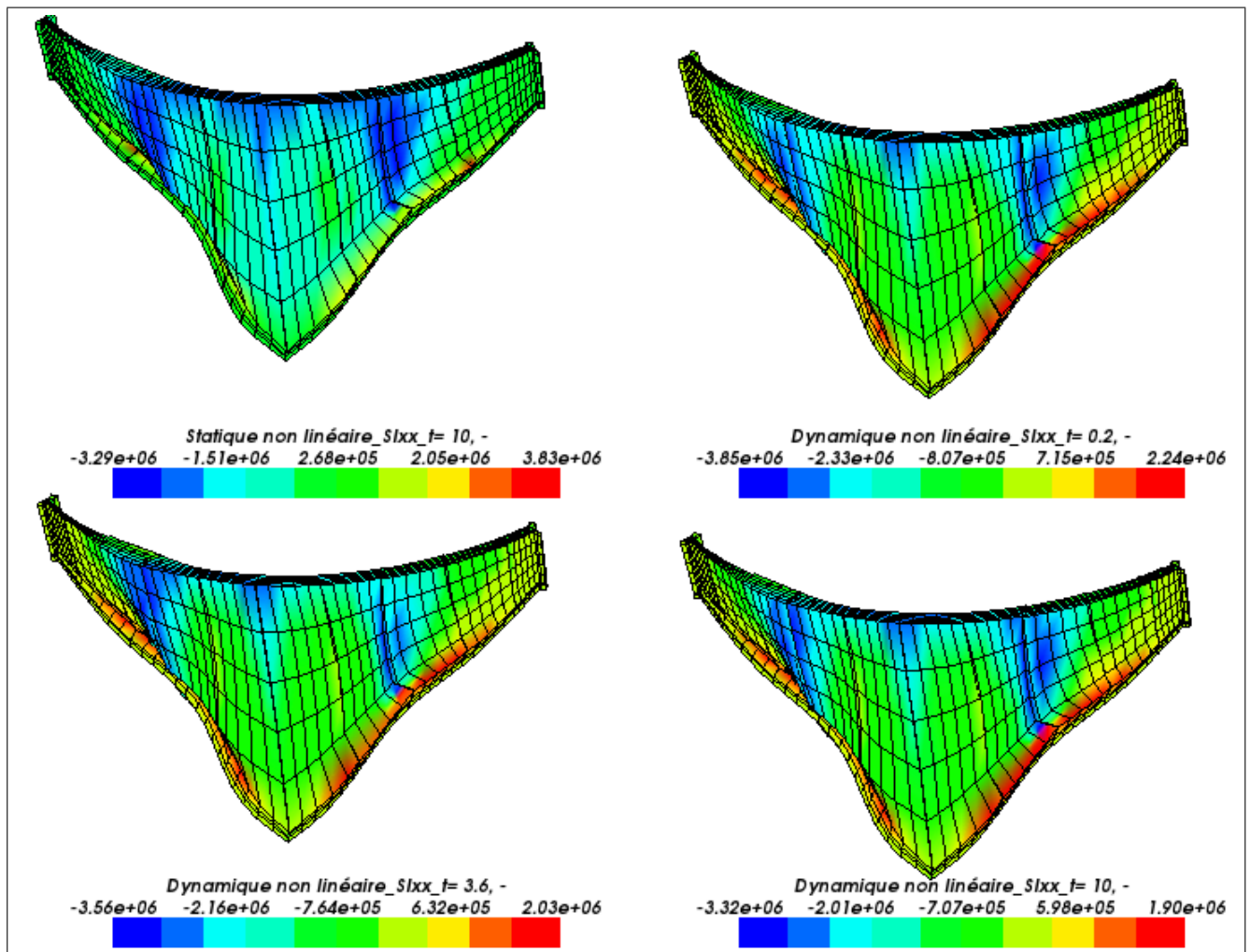


FIGURE 6.11 – Contraintes dans la voûte (σ_{xx})-[Pa] pour ($\alpha = 1$)

Pour les contraintes dans la voûte, on constate que :

- Dès l'ouverture des joints à ($t = 0.2$ s), les contraintes de traction commencent à diminuer de (3.83×10^6 Pa) à l'état statique à (2.24×10^6 Pa) à l'instant ($t = 0.2$ s) de l'état dynamique allant jusqu'à (2.03×10^6 Pa) à ($t = 3.6$ s) et arrivant à (1.9×10^6 Pa) à la fin du chargement sismique (Fig. 6.11). La diminution de ces contraintes est de l'ordre de 50%. On constate aussi le développement des contraintes de traction le long de l'interface Barrage-Roche.

- Par contre, les contraintes de compression ont augmenté même après la fin du chargement sismique, la valeur maximale de ces contraintes qui est égale à $(-3.85 \times 10^6 Pa)$ a été atteinte à $(t = 3.6 s)$.

Les contraintes dans la console :

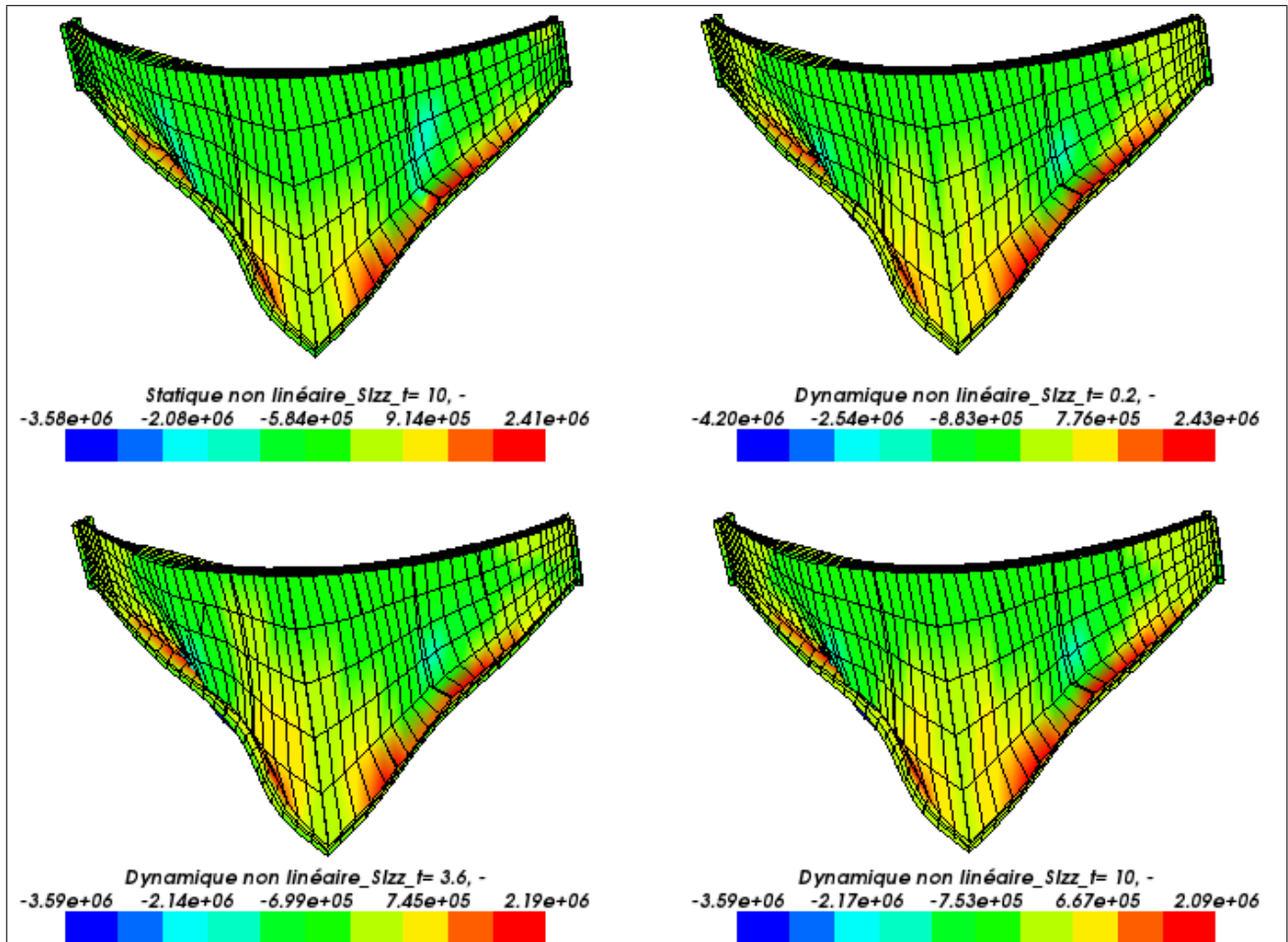
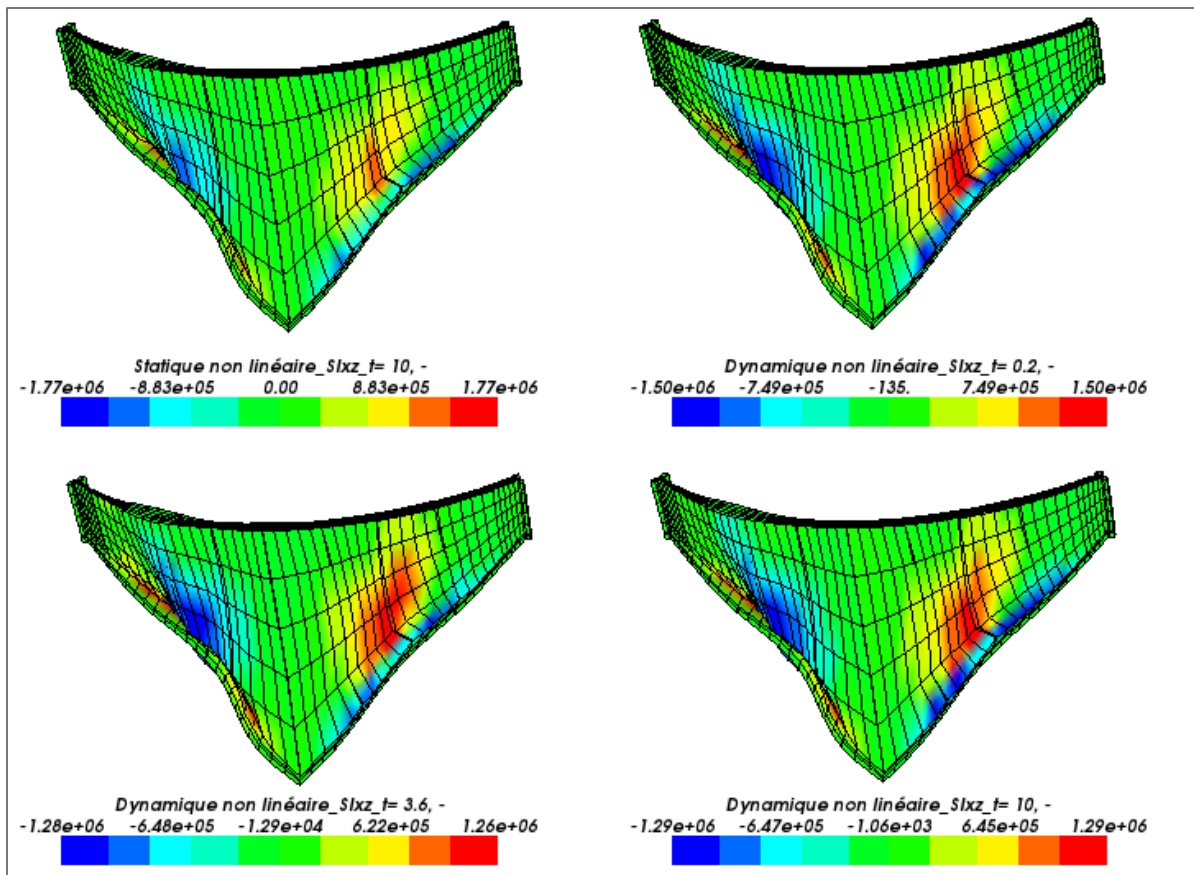
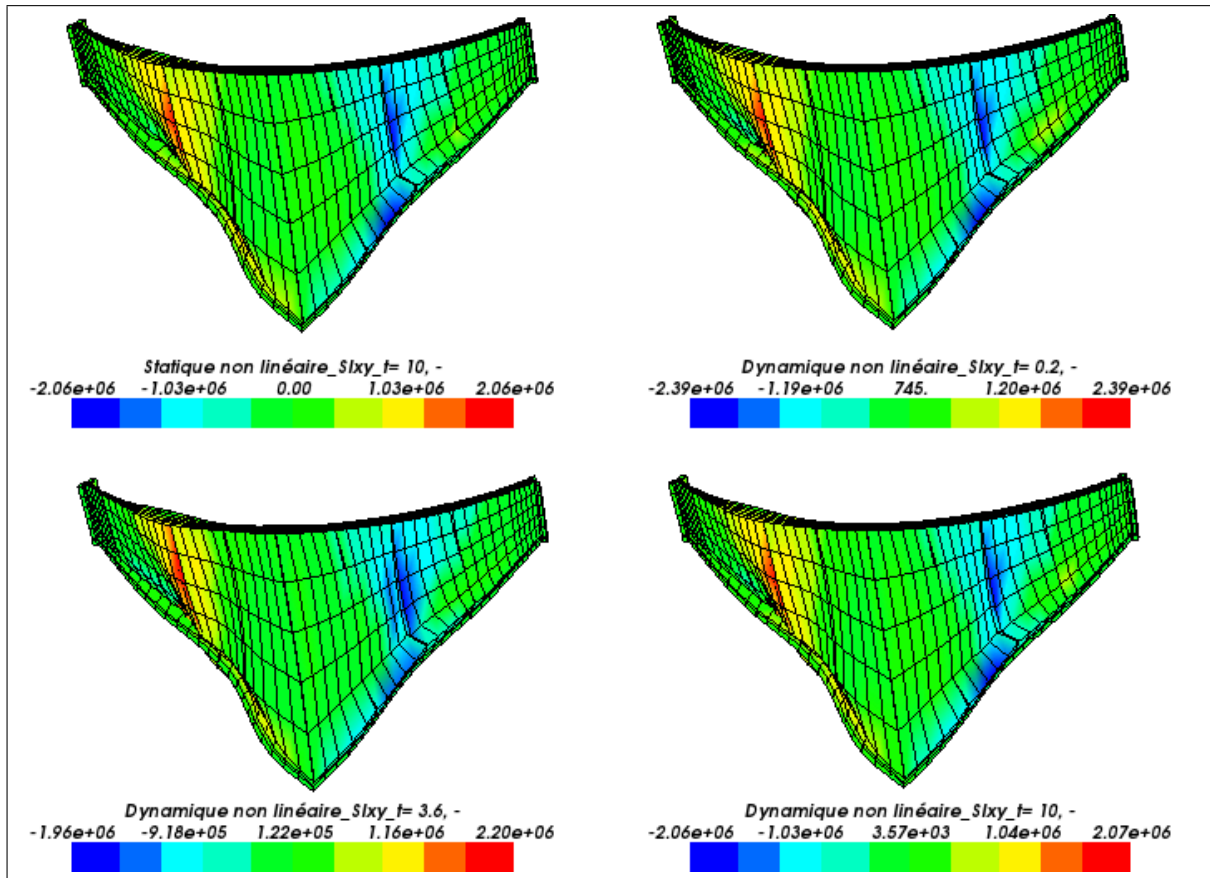


FIGURE 6.12 – Contraintes dans la console(σ_{zz})-[Pa] pour $(\alpha = 1)$

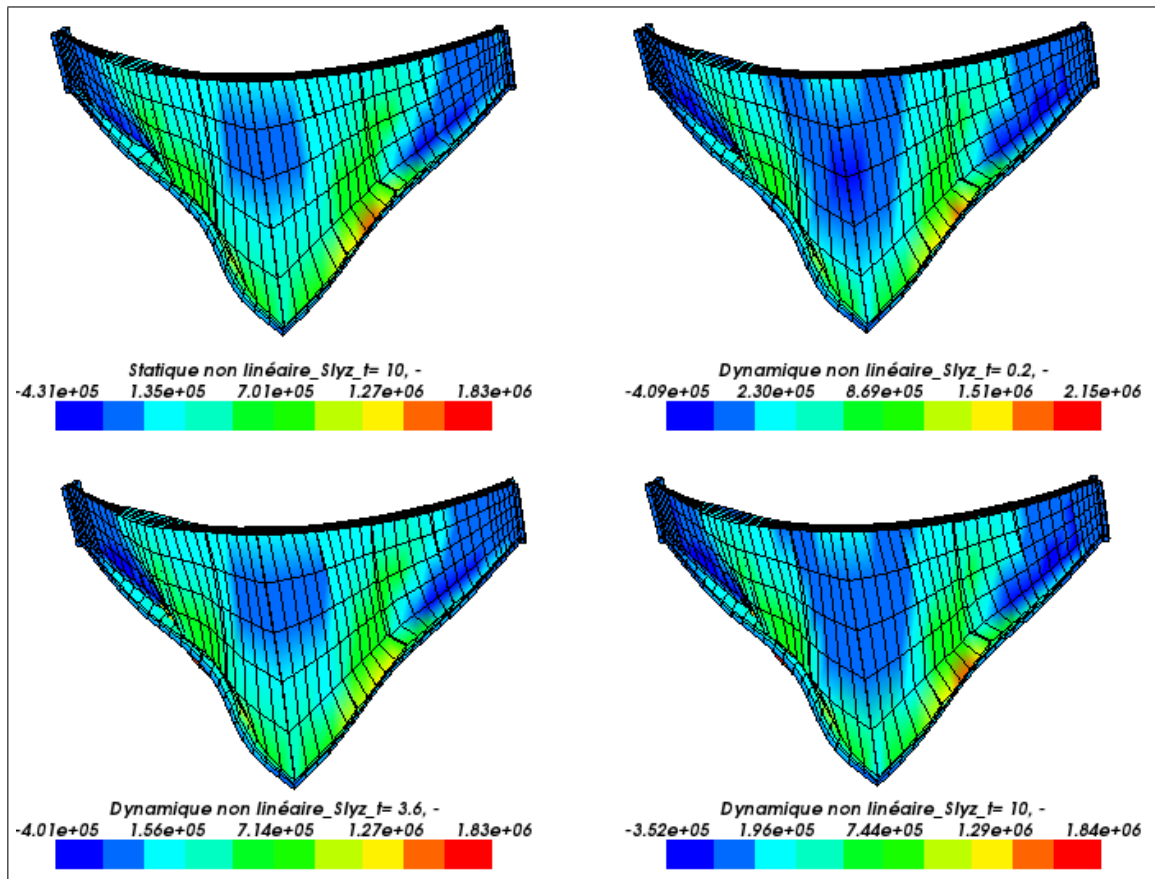
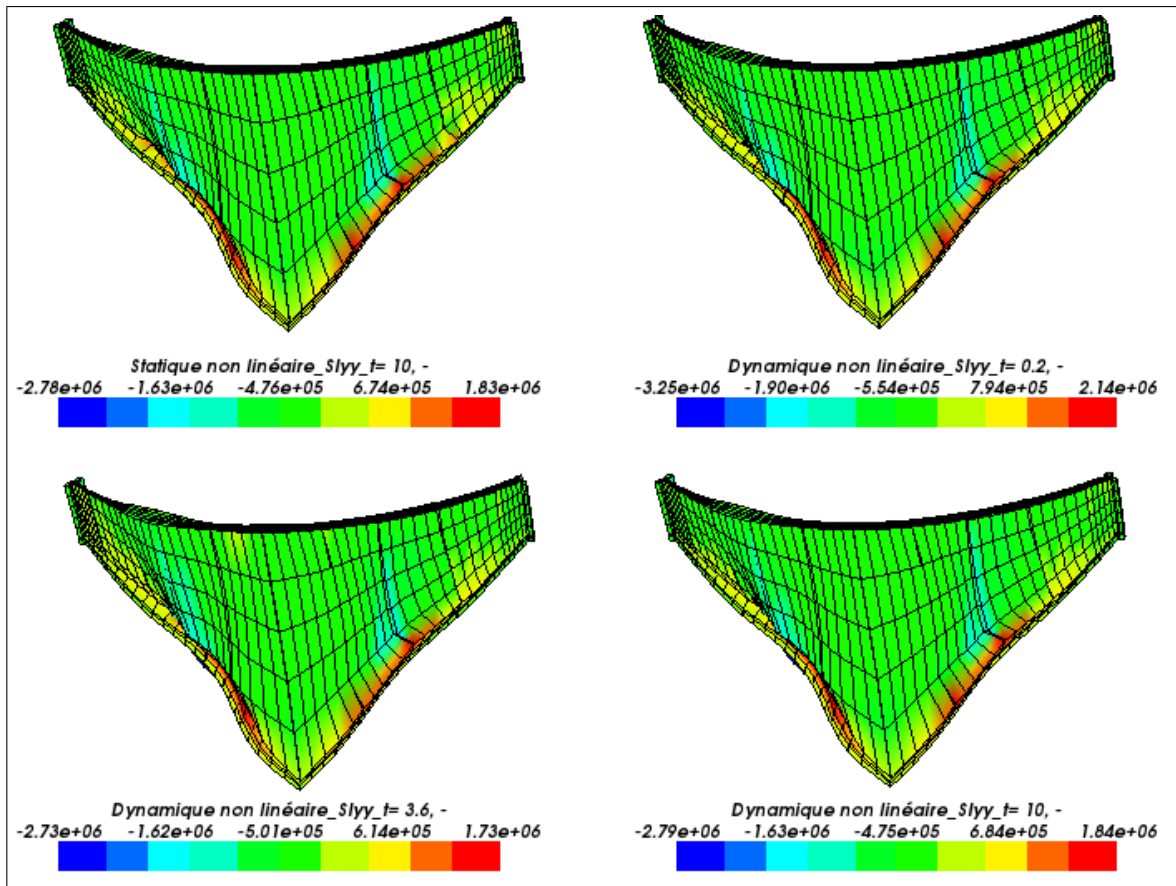
- Dans le cas des contraintes dans la console, il est à noter une redistribution des contraintes due à l’ouverture des joints (Fig. 6.12).
- Contrairement à celles de la voûte, les contraintes de traction ont légèrement augmenté dès l’ouverture des joints à $(t = 0.2 s)$ les contraintes de traction dans la console commencent à augmenter de $(2.41 \times 10^6 Pa)$ à l’état statique à $(2.43 \times 10^6 Pa)$ à l’instant $(t = 3.6 s)$ de l’état dynamique allant jusqu’à $(2.09 \times 10^6 Pa)$ à la fin du chargement sismique. Ceci est probablement dû à la re-fermeture du joint. Les contraintes de compression ont également augmenté dans ce cas.

6.3. Analyse non linéaire

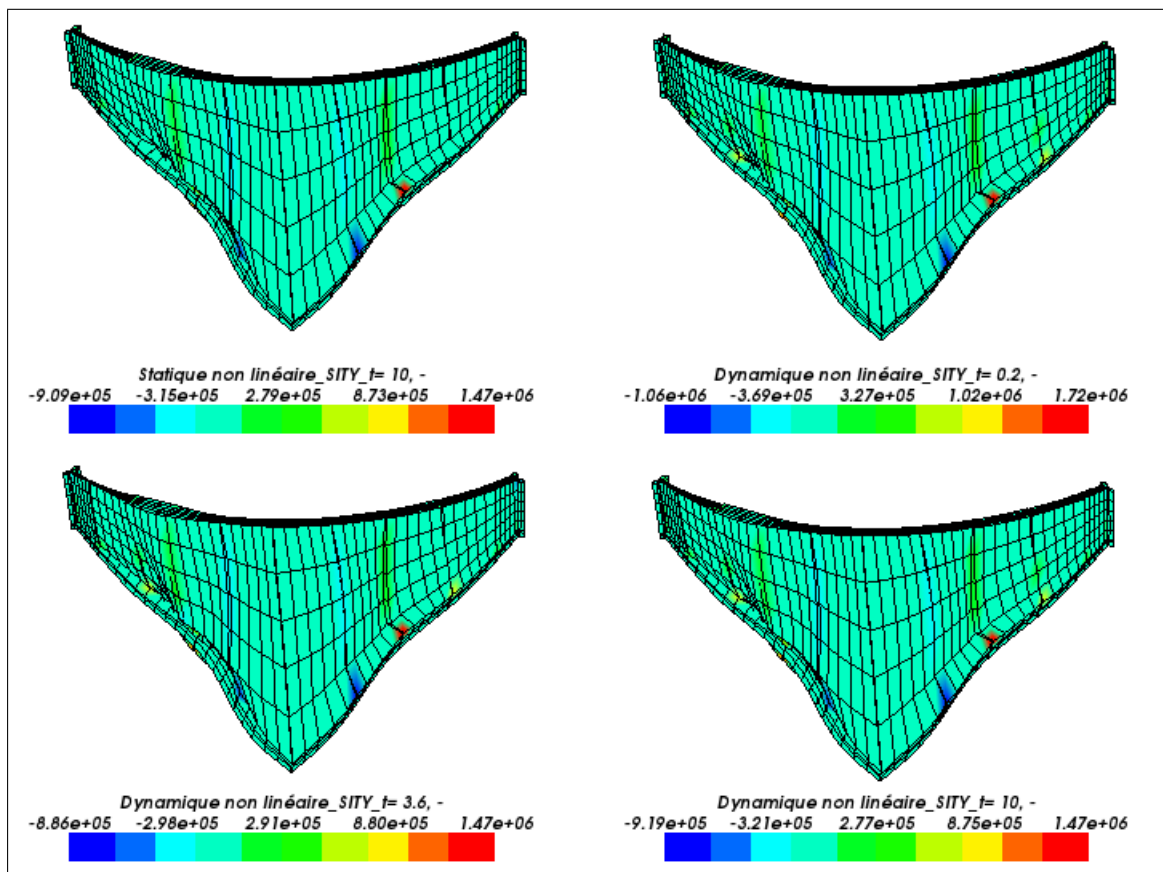
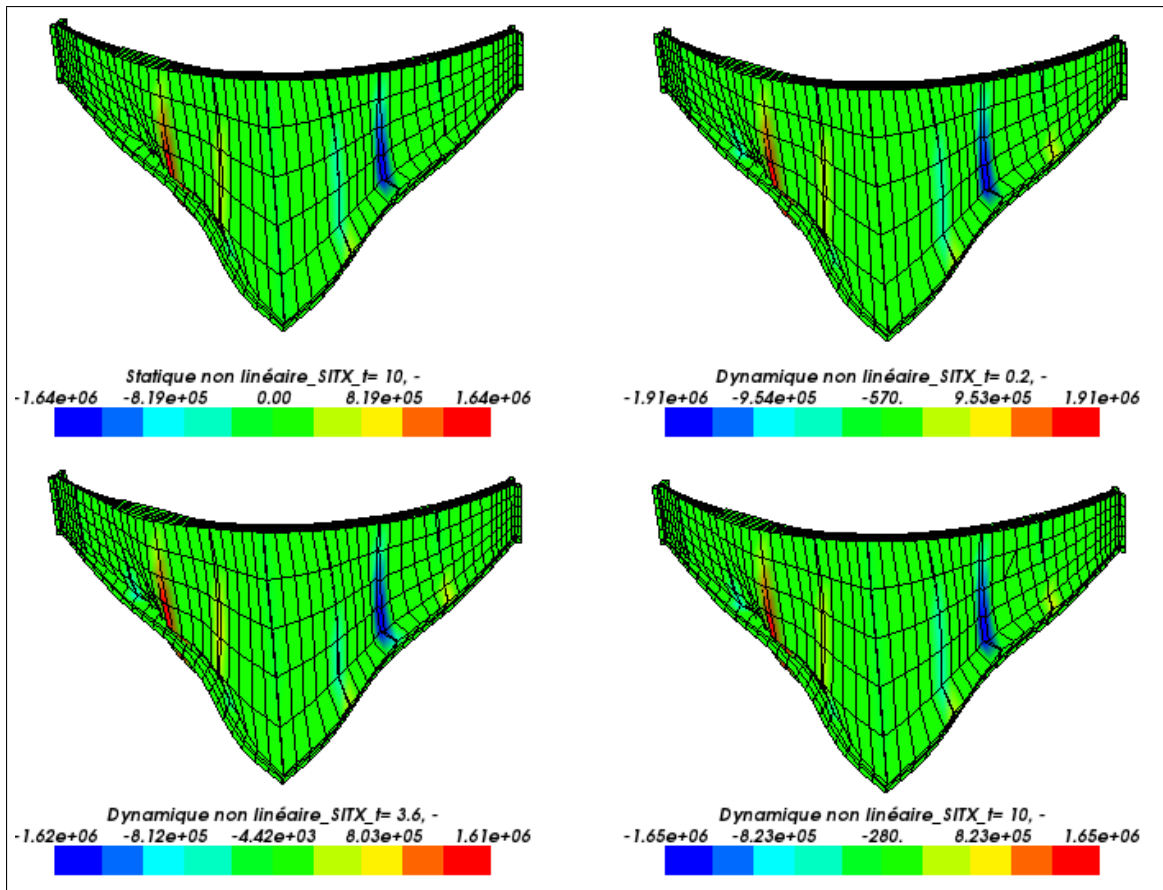
Ci-dessous sont présentés : (σ_{xy}) , (σ_{xz}) , (σ_{yy}) , (σ_{yz}) , (σ_{Tx}) , (σ_{Ty}) , $(\sigma_{Moyamont})$, $(\sigma_{Moyaval})$.



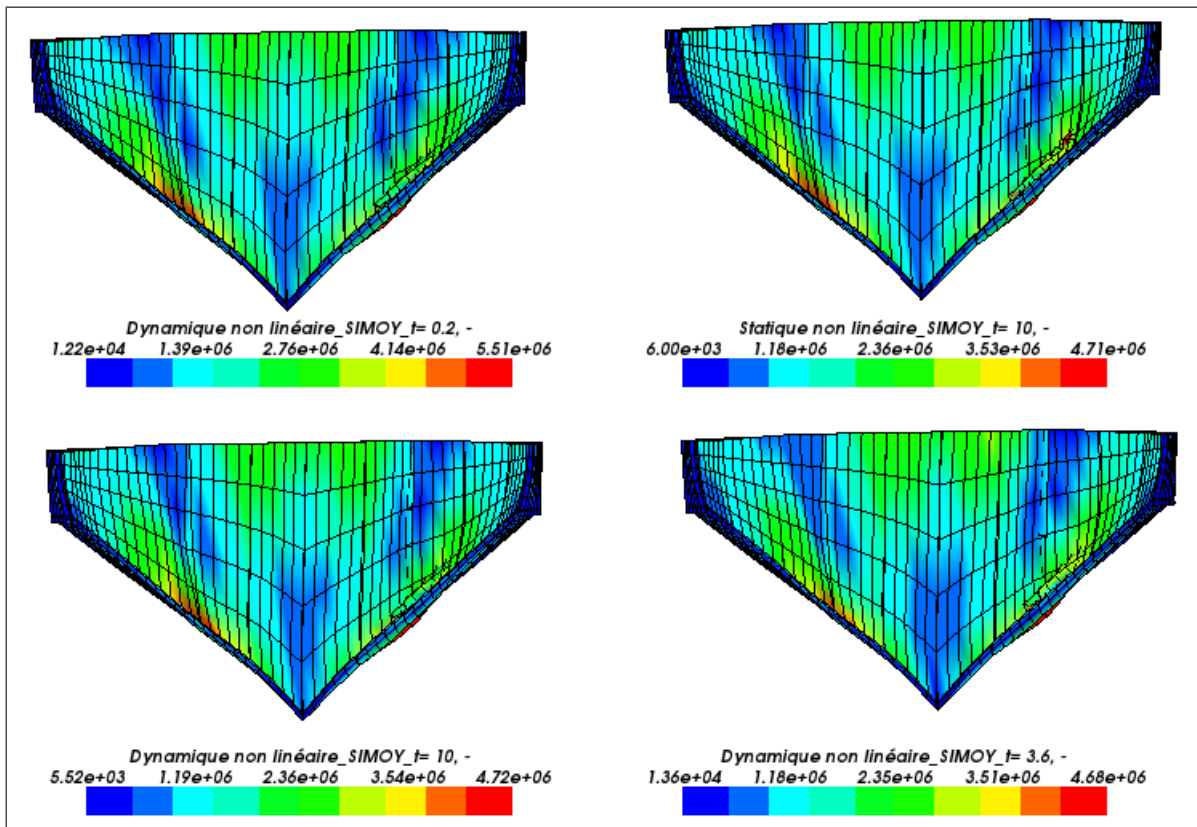
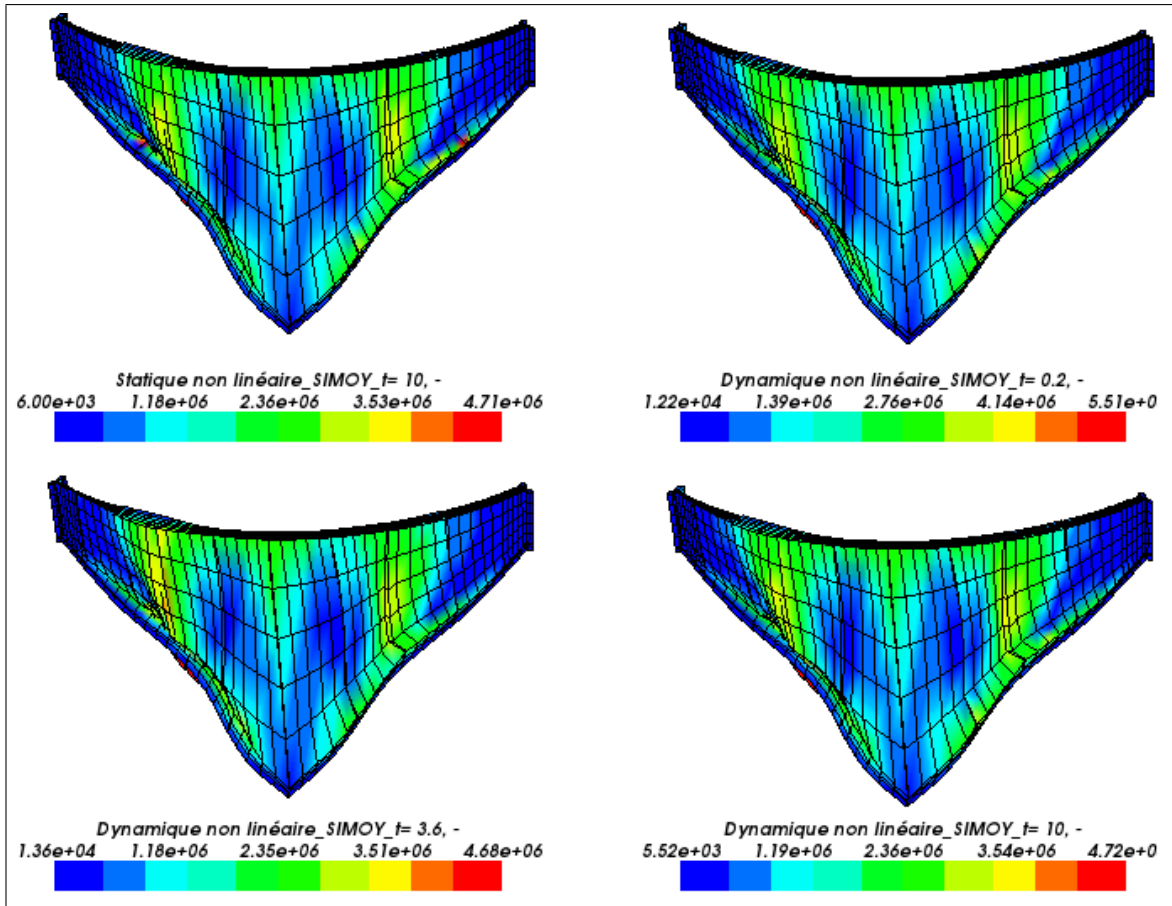
6.3. Analyse non linéaire



6.3. Analyse non linéaire



6.3. Analyse non linéaire



6.3.3 Analyse des résultats au niveau des joints

Comme il a été conclu précédemment que la zone la plus sollicitée est celle située au quart supérieur de la voûte, il est évident que le joint qui sera étudié est celui localisé dans cette partie du barrage.

Analyse de l'ouverture du joint :

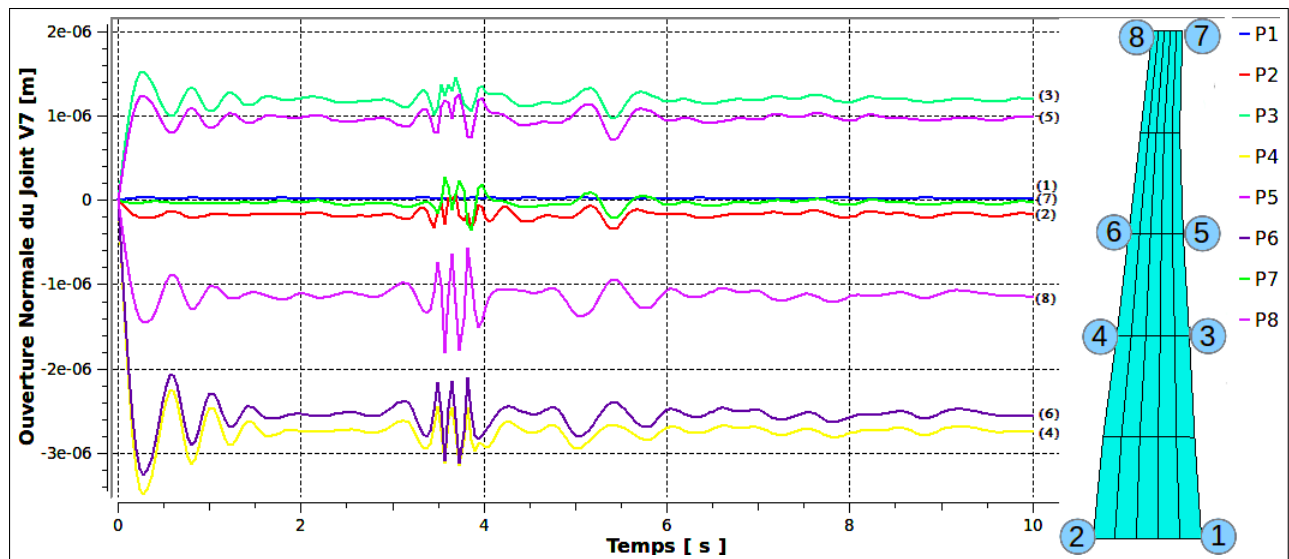


FIGURE 6.13 – Ouverture Normale du Joint-Dynamique non-linéaire- (δ_n) [m]

Les noeuds du joint choisis, qui seront étudiés sont positionnés comme suit : Les noeuds (1) et (2) à la frontière entre la fondation et le parement côtés amont et aval, les noeuds (3), (4), (5) et (6) sont placés au milieu du parement et les noeuds (7) et (8) sont placés sur la crête du barrage (Fig.6.13).

À partir des résultats de l'ouverture des joints, il est à remarquer que :

- Les valeurs des ouvertures du joint sont supérieures à zéro ($\delta_n > 0$) pour la majorité des noeuds du côté aval du parement, (courbes (3), (5) et (7)), ce qui fait que le joint est ouvert (Fig. 6.13), et ce résultat est confirmé par les courbes et diagrammes des contraintes normales ($\sigma_n > 0$) le joint est en état de traction (Fig.6.15).
- Par contre, les noeuds du côté amont sont en état de compression ($\sigma_n < 0$) et le joint est fermé ($\delta_n < 0$).

Analyse des contraintes du joint :

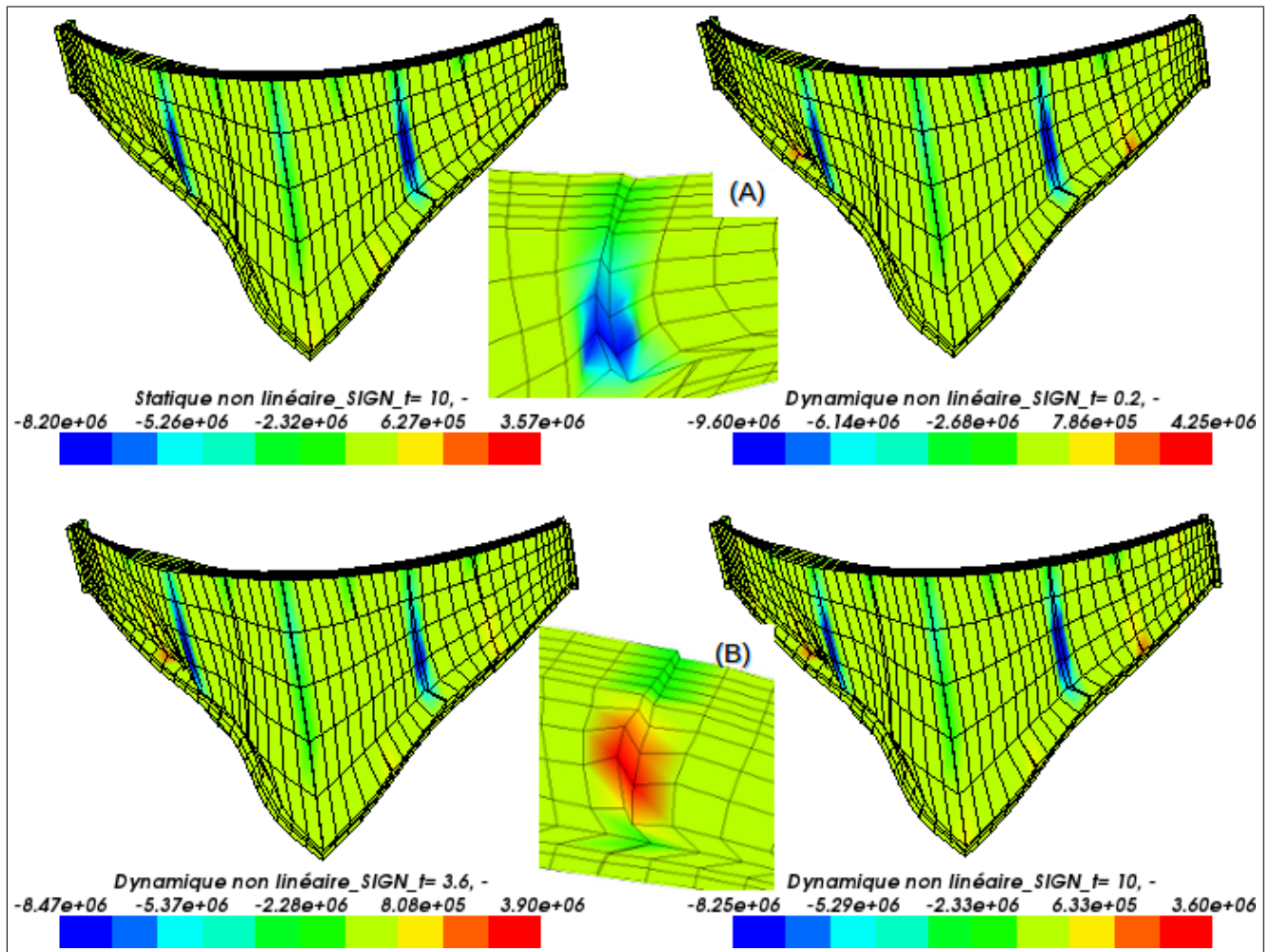


FIGURE 6.14 – Diagramme des Contraintes Normales (σ_N)-[Pa]

Sur la figure (6.14) on peut constater que :

- La contrainte normale dans les joints atteint sa valeur maximale de traction ($\sigma_{Nmax-T} = 4.25 \times 10^6 Pa$) à ($t = 0.2 s$) avec un joint en état d'ouverture (Fig.6.14(B) Zoom sur l'ouverture du joint côté aval).
- La contrainte normale maximale de compression dans ce cas est ($\sigma_{max-c} = -9.6 \times 10^6 Pa$) et le joint est en état de fermeture (Fig.6.14(A) Zoom sur la fermeture du joint côté amont).
- Après la première ouverture / fermeture du joint, on relève une diminution des contraintes normales dans le joint de 10% à ($t = 3.6 s$) arrivant à 16% à ($t = 10 s$). Malgré cette baisse des contraintes, le joint continu à s'ouvrir et à se fermer cycliquement jusqu'à la fin du chargement sismique.

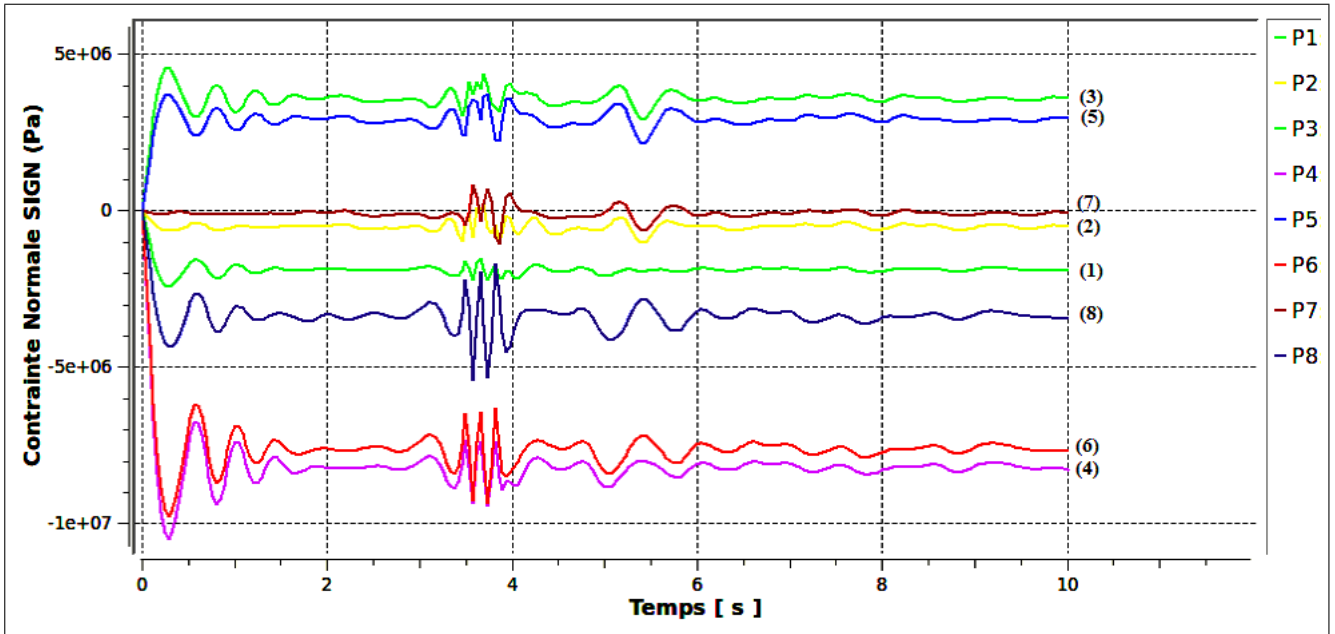


FIGURE 6.15 – Évolution de la Contrainte Normale du Joint-Dynamique non-linéaire (σ_N)-[Pa]

- On peut observer aussi que l'ouverture est plus importante au milieu du parement (Noeuds 3, 4, 5 et 6) que celles à la base et à la crête du barrage (Noeuds 1, 2, 7 et 8). Ceci nous renseigne sur la zone la plus sollicitée du joint (Fig.6.15).

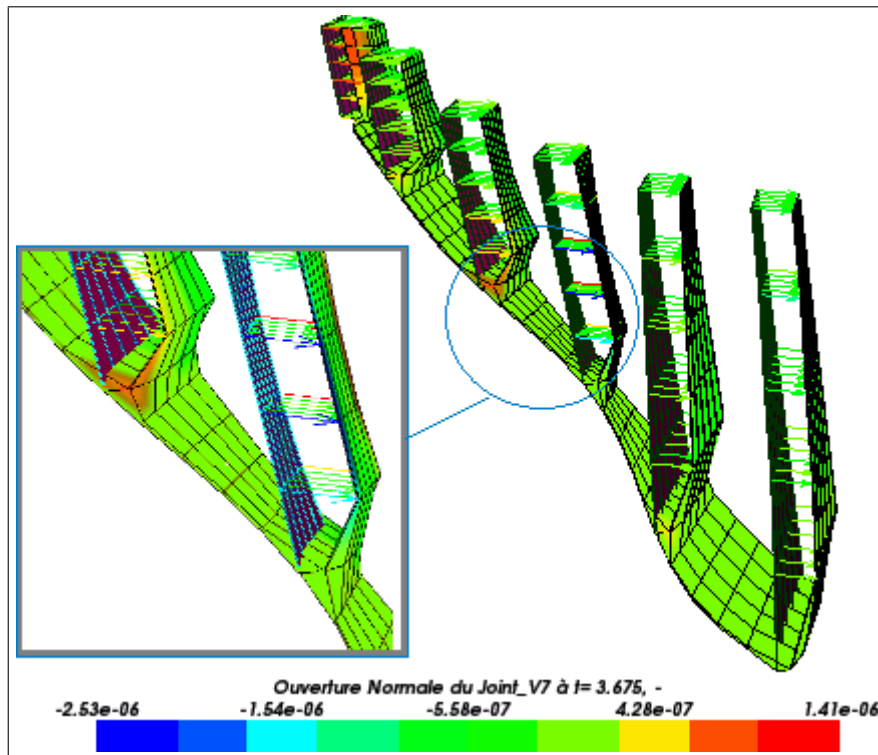
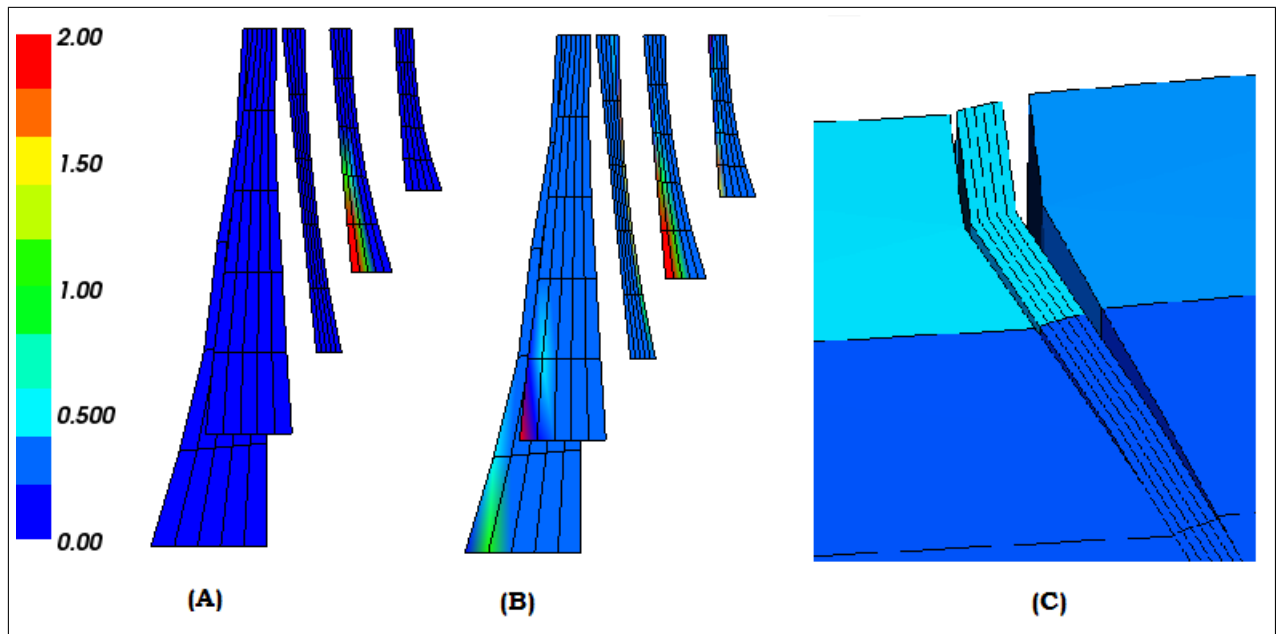


FIGURE 6.16 – Ouverture du joint : déformé-vecteurs

Analyse des indicateurs d'endommagement du joint :

FIGURE 6.17 – Indicateurs d'endommagement :(A) Normal (V_3), (B) tangentiel (V_5), (C) Joint cassé

La Figure (6.17(A),(B)) nous permet d'analyser le degré d'endommagement des joints via l'indicateur d'endommagement normal (V_3) et l'indicateur d'endommagement tangentiel (V_5).

Pour les deux cas, les valeurs de (V) = 0 indiquent que le joint est "sain", celles de (V) = 1 indiquent que le joint est "endommagé" et pour les valeurs de (V) = 2 le joint est complètement "cassé".

On constate sur le diagramme que :

- Le joint le plus endommagé est le joint au quart de la voûte (le joint étudié précédemment). C'est le seul joint qui atteint l'état final d'endommagement (La rupture)/(Fig.6.17(C)). L'état des autres joints varie entre "Peu endommagé" et "Sain".

Les résultats des indicateurs d'endommagement peuvent être utilisés dans la conception des nouveaux barrages et ce, en utilisant ces indicateurs pour faire varier librement tous les paramètres de la coque jusqu'à avoir la conception la plus adéquate, i.e. avoir une conception avec moins de zones cassées ou endommagées, du moment que le but recherché pour un barrage-voûte est d'obtenir des contraintes de type compression partout ou cela est possible.

Tableau Récapitulatif des Résultats

Analyses	Joint		Contraintes Maximales de Traction (Mpa)		
	Ouverture(m)		Voûte	Console	Normale
	δ_{Nmax}	δ_{Nmin}	σ_{xx-max}	σ_{zz-max}	σ_{N-max}
Nonlin-stat	1.2e-4	-2.7e-6	3.83	2.41	3.57
Nonlin-dyn(t=0.2s)	1.4e-6	-3.2e-6	2.24	2.43	4.25
Nonlin-dyn t=3.6s)	1.2e-6	-2.4e-6	2.03	2.19	3.9
Nonlin-dyn (t=10)	1.2e-6	-2.7e-6	1.9	2.09	3.6

Analysis	Contraintes Maximales de Compression (Mpa)		
	Voûte	Console	Normale
	σ_{xx-min}	σ_{zz-min}	σ_{N-min}
Nln-stat	-3.29	-3.58	-8.2
Nonlin-dyn (t=0.2s)	-3.85	-4.2	-9.6
Nonlin-dyn (t=3.6s)	-3.56	-3.59	-8.47
Nonlin-dyn (t=10)	-3.32	-3.59	-8.25

TABLE 6.1 – Résumé des valeurs max des ouvertures des joints et des contraintes

6.4 Étude paramétrique

6.4.1 Étude de l'effet du site

Dans cette partie, deux enregistrements à trois composantes ont été considérés pour le même séisme (*Boumerdes 2003*). Le premier est celui de (*Dar El Beida*) et le deuxième de (*Hussein Dey*).

La figure (Fig.6.18) présente les résultats de l'évolution des déplacements Amont-Aval du parement amont à la base, au milieu et à la crête du barrage pour l'accélérogramme de (*Hussein Dey*).

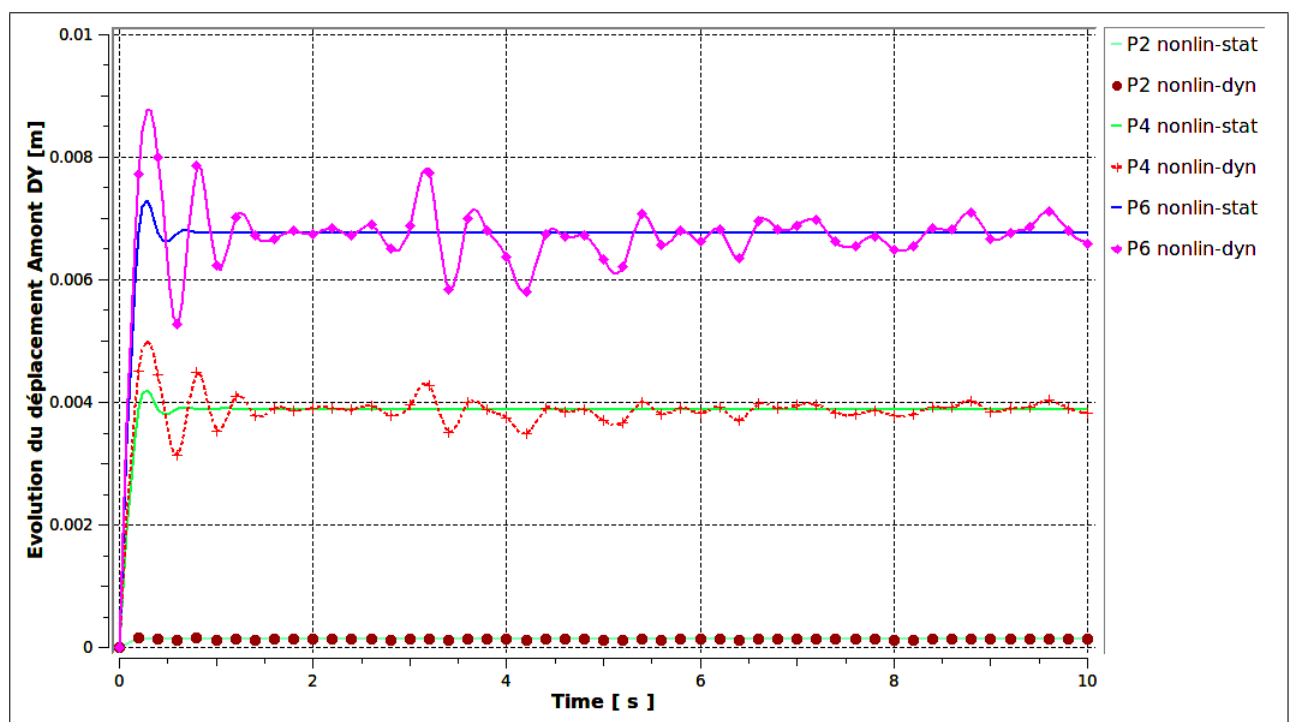


FIGURE 6.18 – Évolution des déplacements du parement amont (DY) -[m] pour le signal (*Hussein Dey*)

En comparant ces résultats à ceux issus de l'accélérogramme de (*Dar El Beidha*) (Fig.6.4) on obtient les courbes représentées sur la figure (Fig.6.19).

6.4. Étude paramétrique

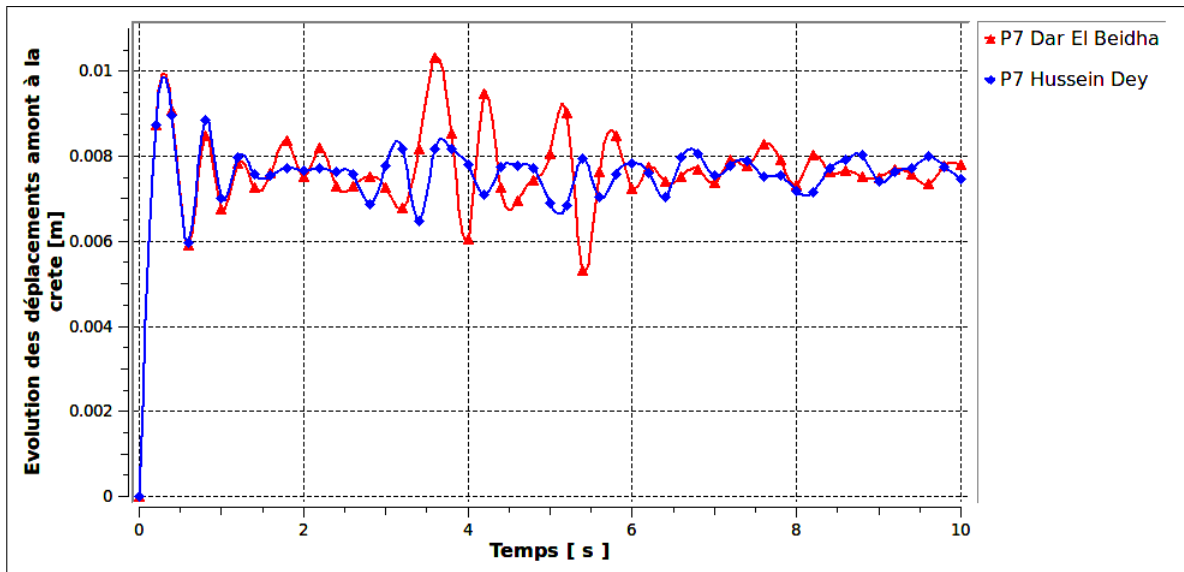


FIGURE 6.19 – Évolution des déplacements du parement amont (DY) pour deux sites différents-[m]

À partir de cette dernière, les constats suivants peuvent être tirés :

- Au droit de la crête du barrage, on constate que les valeurs des déplacements dues à l'accélérogramme de (*Dar El Beidha*) sont plus importantes par rapport à ceux dues au signal de (*Hussein Dey*) dans un large intervalle de temps, i.e [1 à 8] secondes.

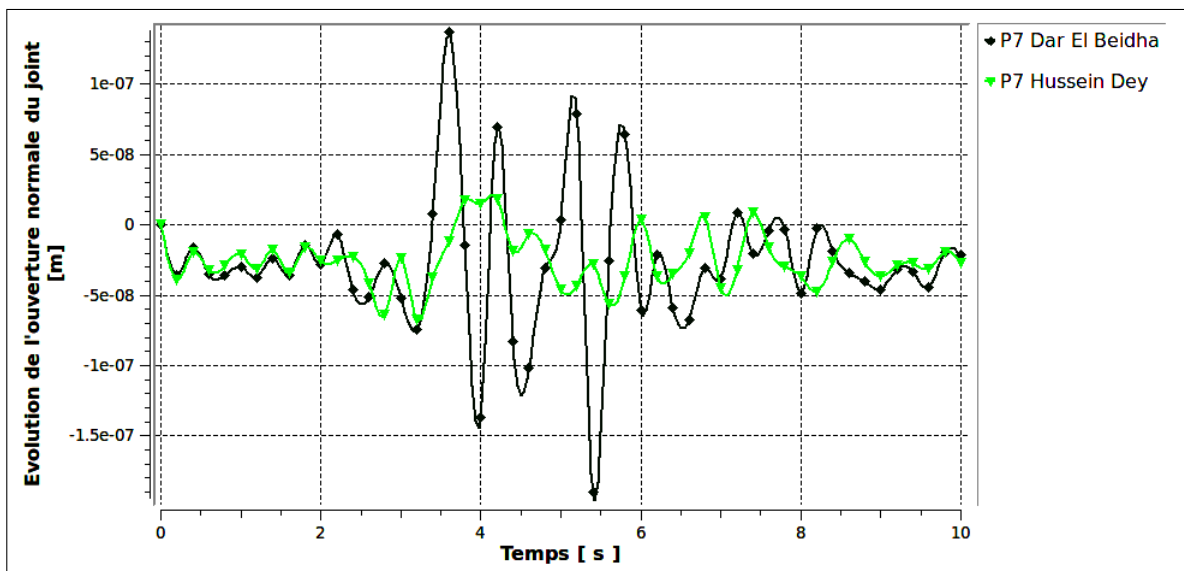


FIGURE 6.20 – Évolution de l'ouverture normale du joint pour deux sites différents-[m]

- Sur le diagramme de l'évolution de l'ouverture du joint à la crête du barrage, il a été constaté que l'écart enregistré dans les valeurs de l'ouverture est très important, quoique les deux enregistrements

6.4. Étude paramétrique

se rapportent au même séisme.

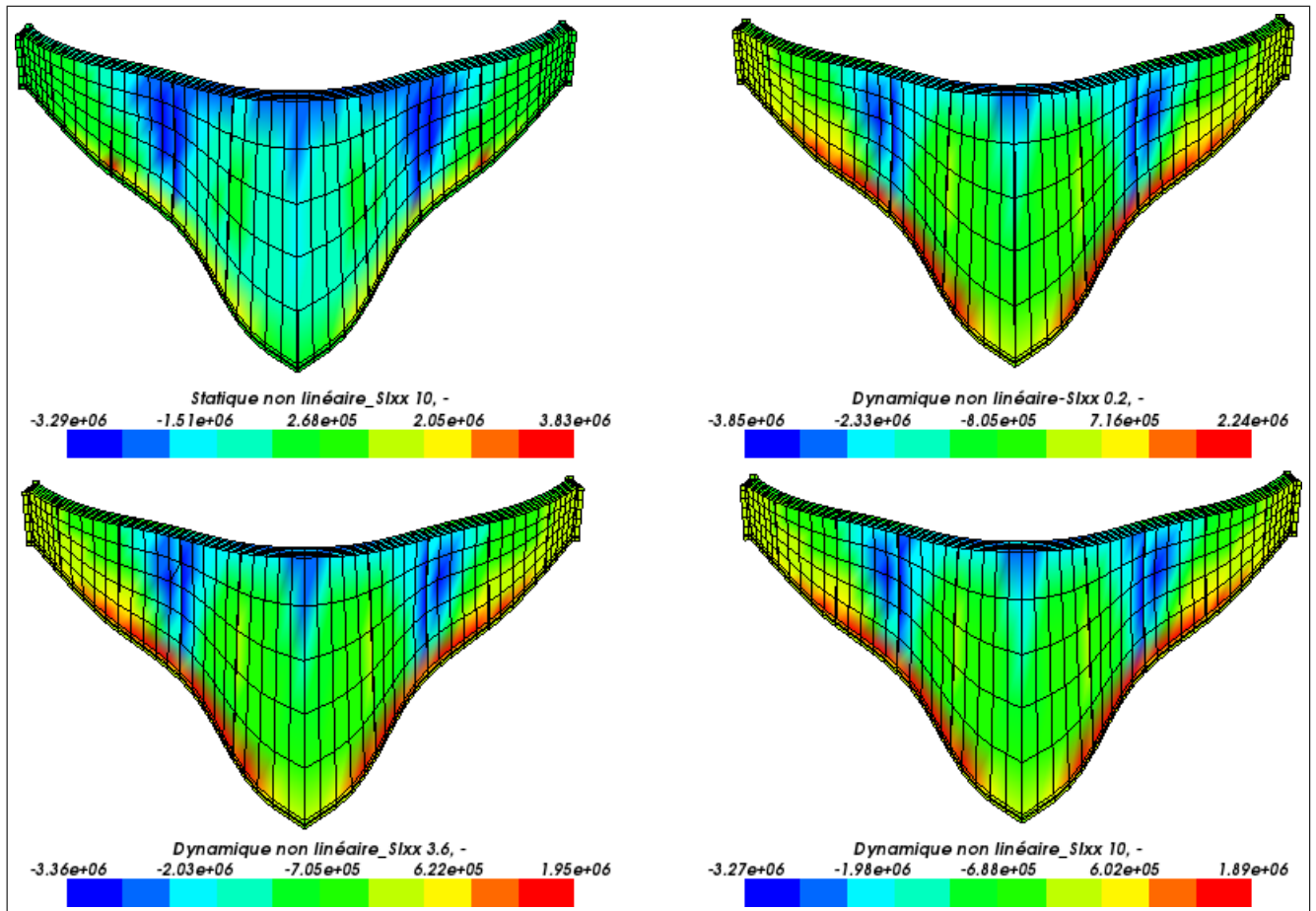


FIGURE 6.21 – Contraintes dans la voûte(σ_{xx})-[Pa] pour ($\alpha = 2$)

En comparant les résultats des diagrammes des contraintes dans la voûte du deuxième accélérogramme (Fig.6.21) à ceux du premier accélérogramme (Fig.6.11), il peut être constaté que :

- Les contraintes de traction ont diminué dans les deux cas de chargement sismique, néanmoins la diminution des contraintes dans le cas du signal de (*Hussein Dey*) est plus importante. Ceci est probablement dû à la diminution de l'effort sismique engendrée par les effets du site.

On peut conclure de ce qui précède que :

- Le signal du site (*Hussein Dey*) donne des résultats plus faibles que ceux du signal de (*Dar El Beidha*).
- Pour le même séisme on peut avoir des résultats différents si le site d'enregistrement du signal est différent et ce malgré la proximité des deux sites d'enregistrement. C'est pourquoi les effets du site doivent être pris en considération tel que suggéré dans la section [2.1.3].

6.4.2 Étude de l'influence du contenu fréquentiel

Dans cette partie du travail, il a été supposé que le barrage du cas étudié est situé dans un champ proche d'un événement sismique maximal ayant un moment de magnitude M_w d'environ (6.8). Trois ensembles d'enregistrements de la même magnitude ont été sélectionnés pour l'analyse, dont deux appartenaient au même séisme (*Boumerdes 2003*) mais enregistrés dans deux sites différents (*Dar El Beida* et *Hussein Dey*). Le troisième est celui du séisme (*El Centro*).

Analyse des déplacements

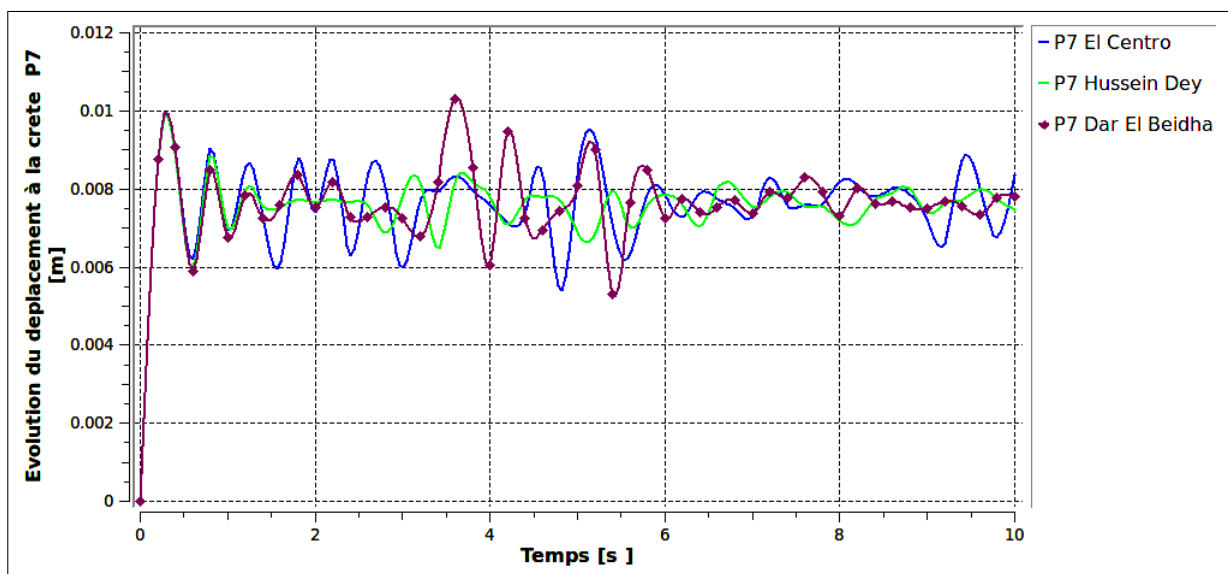
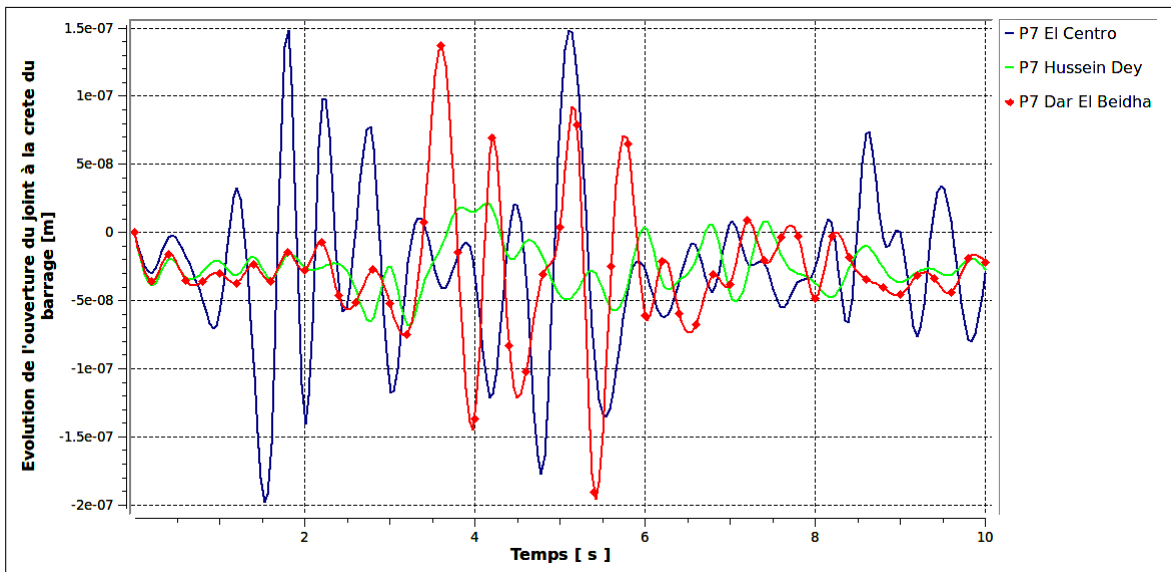


FIGURE 6.22 – Évolution des déplacements à la crête du parement (DY) -[m]

Sur le diagramme (6.30) il a été relevé que :

- Sur l'intervalle de temps de [0 à 3] secondes, les déplacements dus au signal (*El Centro*) sont plus grands que ceux dus aux deux autres signaux.
- De [3 à 8] secondes, les déplacements dus aux signaux (*El Centro*) et (*Dar El Beidha*) se rapprochent tout en étant plus importants que ceux du signal de *Hussein Dey*.
- À partir de (8 s) jusqu'à la fin, les déplacements dus au séisme (*El Centro*) redeviennent plus importants.

Analyse de l'ouverture du joint

FIGURE 6.23 – Ouverture Normale du Joint (δ_n) [m]

Sur le diagramme (6.23) il a été constaté que :

- L'ouverture du joint est plus importante pour le séisme (*El Centro*), celle du signal (*Dar El Beidha*) vient en deuxième position, tandis que l'ouverture due au signal de (*Hussein Dey*) est la plus faible.

Analyse des contraintes :

La Figure (Fig. 6.24) illustre les résultats de l'analyse temporelle non linéaire en matière de contraintes dans la voûte pour le signal sismique (*El Centro*).

- À l'état statique, les contraintes de traction sont de l'ordre de ($3.83 \times 10^6 Pa$). Dès l'application du signal sismique à ($t = 0.2 s$), les contraintes de traction augmentent brusquement et atteignent une valeur très importante égale à ($5.51 \times 10^6 Pa$), cette valeur est presque deux fois plus importante que celles des deux autres enregistrements (Voir Fig. 6.11 et Fig. 6.21), l'ensemble de la coque est en état de traction pendant quelques secondes. Ces contraintes commencent à diminuer allant jusqu'à ($2.17 \times 10^6 Pa$) à ($t = 1.8 s$) et arrivant à ($1.92 \times 10^6 Pa$) à la fin du chargement sismique (Fig. 6.24). On constate aussi le développement des contraintes de traction le long de l'interface Barrage-Roche.
- Les contraintes de compression ont augmenté, la valeur maximale de ces contraintes qui est égale à ($-3.42 \times 10^6 Pa$) a été atteinte à ($t = 3.6 s$).

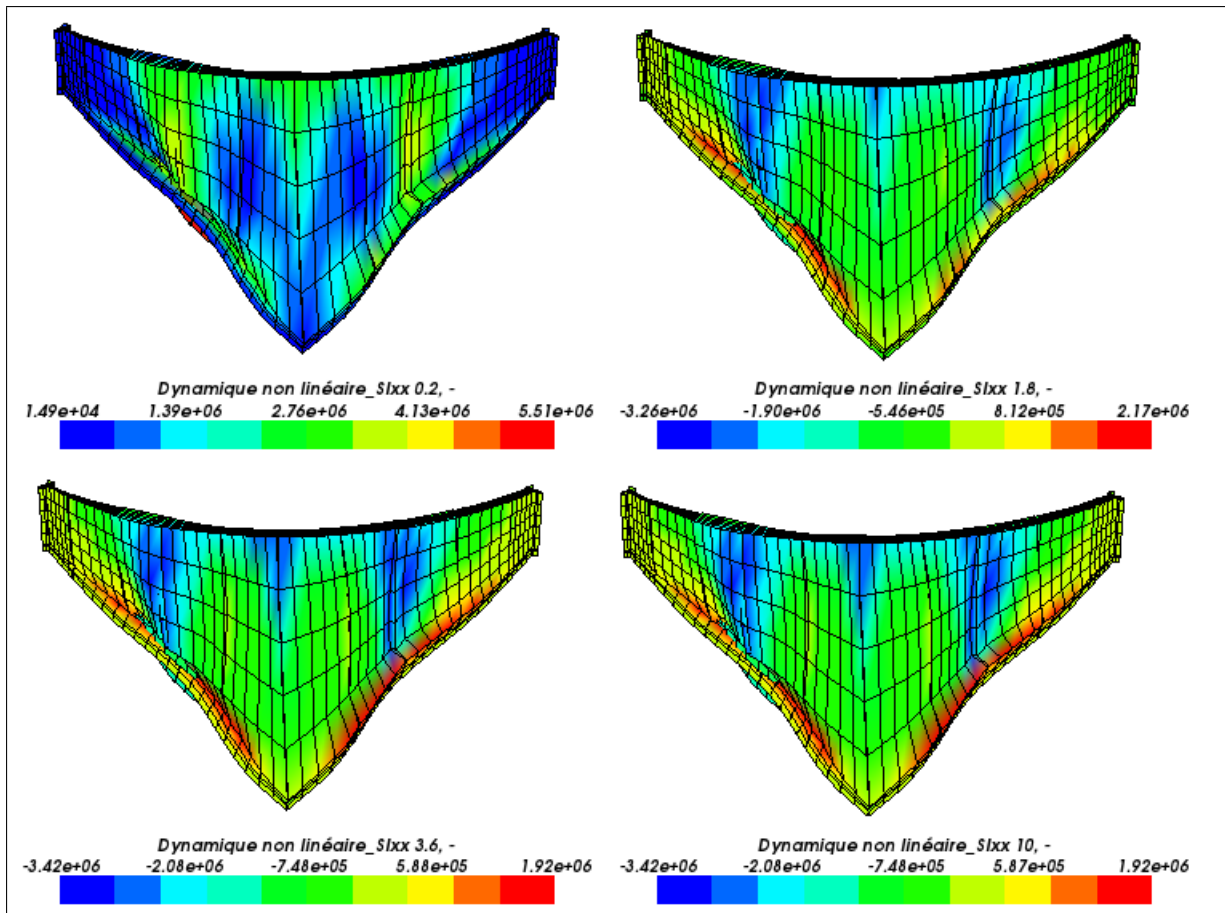


FIGURE 6.24 – Diagrammes des contraintes dans la voûte (σ_{xx})-[Pa] pour accélérogramme (*El Centro*)

Contraintes dans la voûte : Pour étudier en détail les variations de ces contraintes, les courbes des évolutions des contraintes du barrage présentées ci-après vont être analysées.

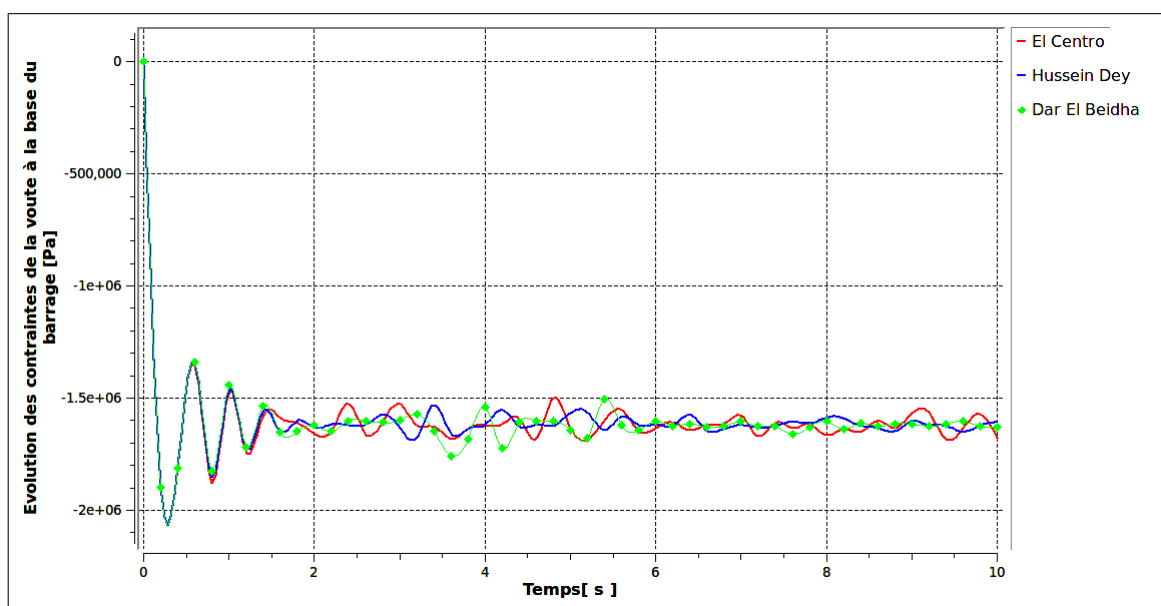


FIGURE 6.25 – Évolution des contraintes dans la voûte à la base (σ_{xx})-[Pa] pour 03 accélérogrammes

6.4. Étude paramétrique

- Les contraintes dans la voûte sont plus importantes au milieu du parement (Fig. 6.26) pour le séisme (*El Centro*), de moindre importance sont celles due au signal de (*Dar El Beidha*) et les plus faibles sont celles du signal de (*Hussein Dey*).

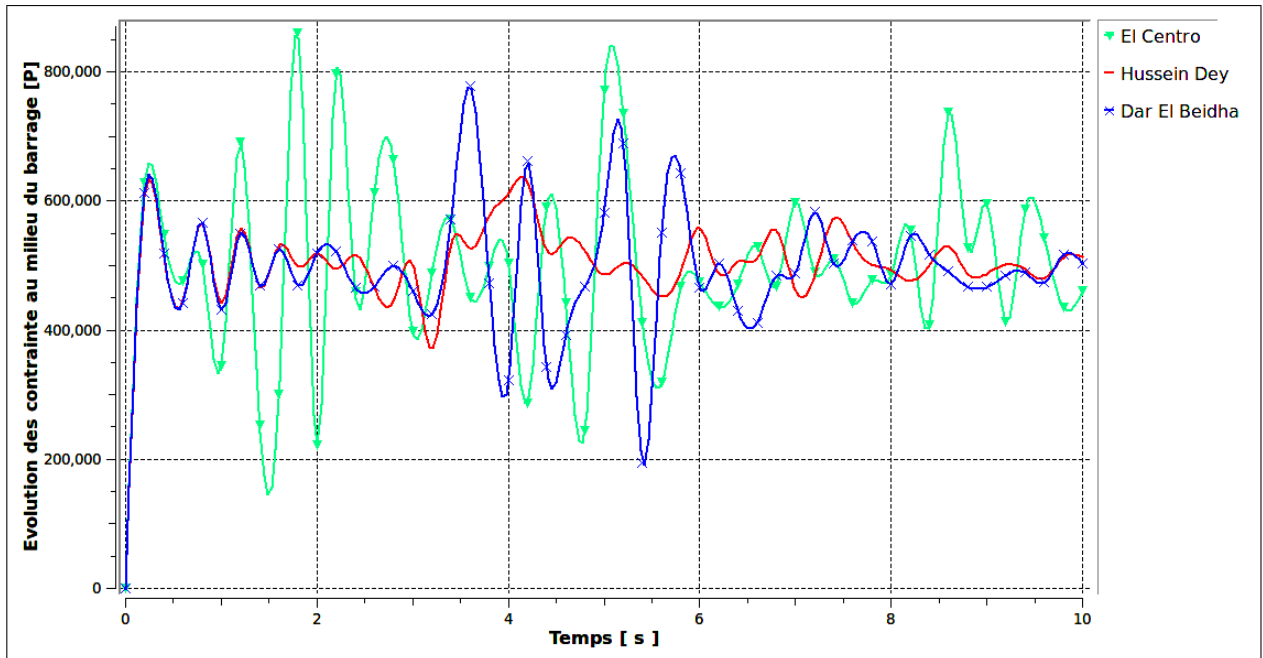


FIGURE 6.26 – Évolution des contraintes dans la voûte au milieu (σ_{xx})-[Pa] pour 03 accélérogrammes

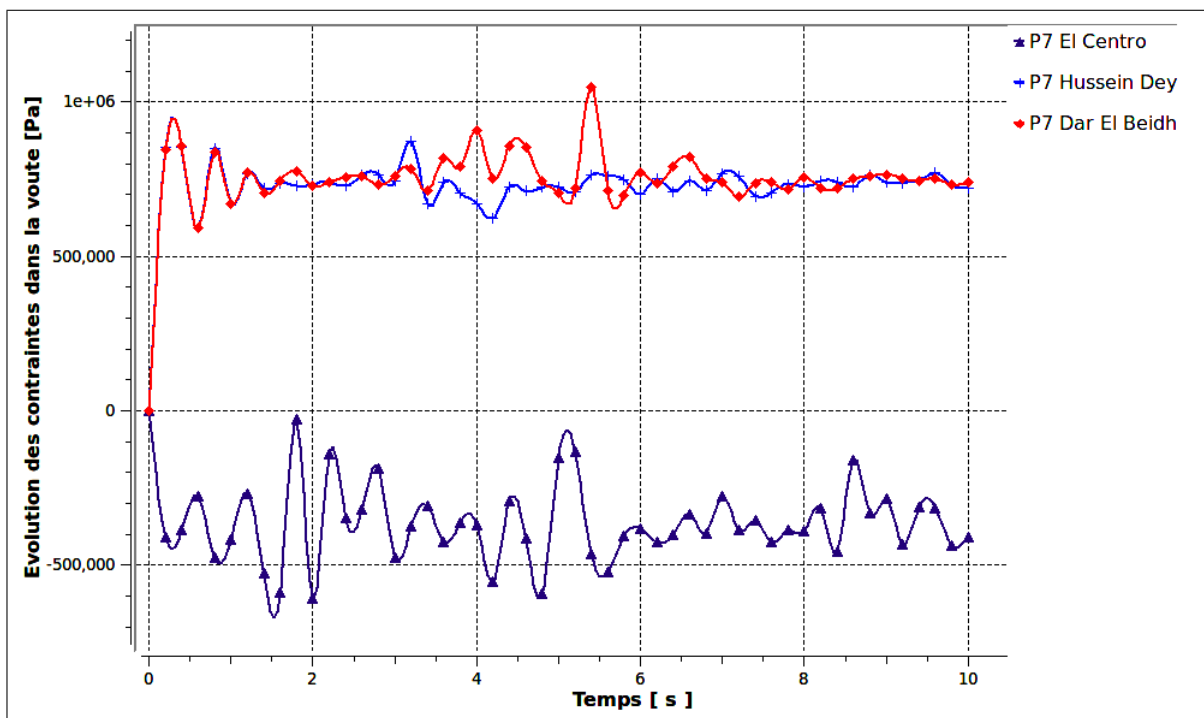


FIGURE 6.27 – Évolution des contraintes dans la voûte au droit de la crête (σ_{xx})-[Pa] pour 03 accélérogrammes

Contraintes dans la console :

- Pour les contraintes dans la console, les résultats sont identiques à ceux de la voûte, néanmoins les écarts dans ces résultats sont moins importants.

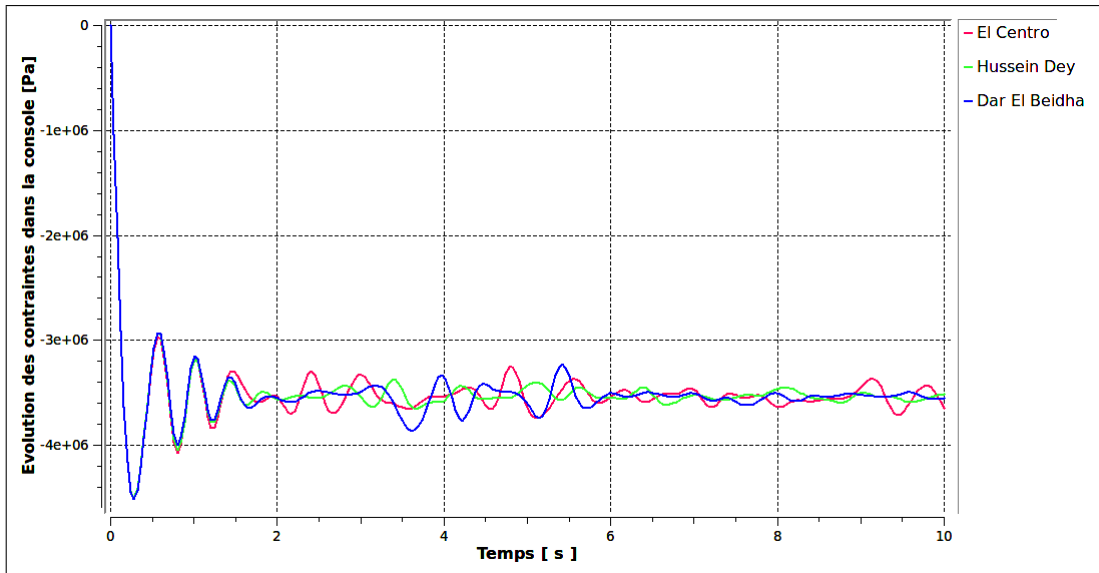


FIGURE 6.28 – Évolution des contraintes dans la console à la base (σ_{zz})-[Pa] pour 03 accélérogrammes

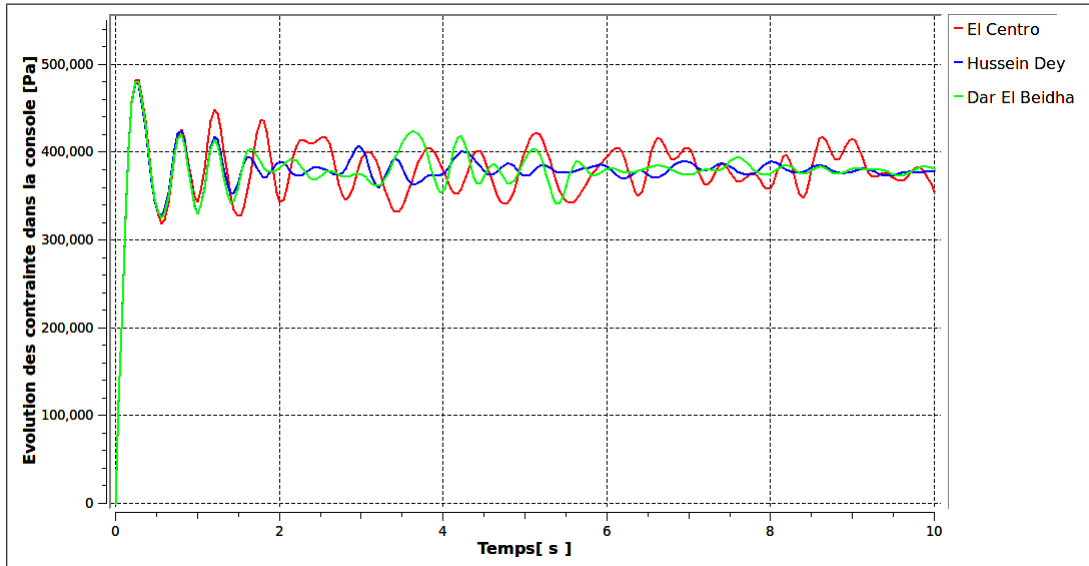


FIGURE 6.29 – Évolution des contraintes dans la console au milieu (σ_{zz})-[Pa] pour 03 accélérogrammes

6.4. Étude paramétrique

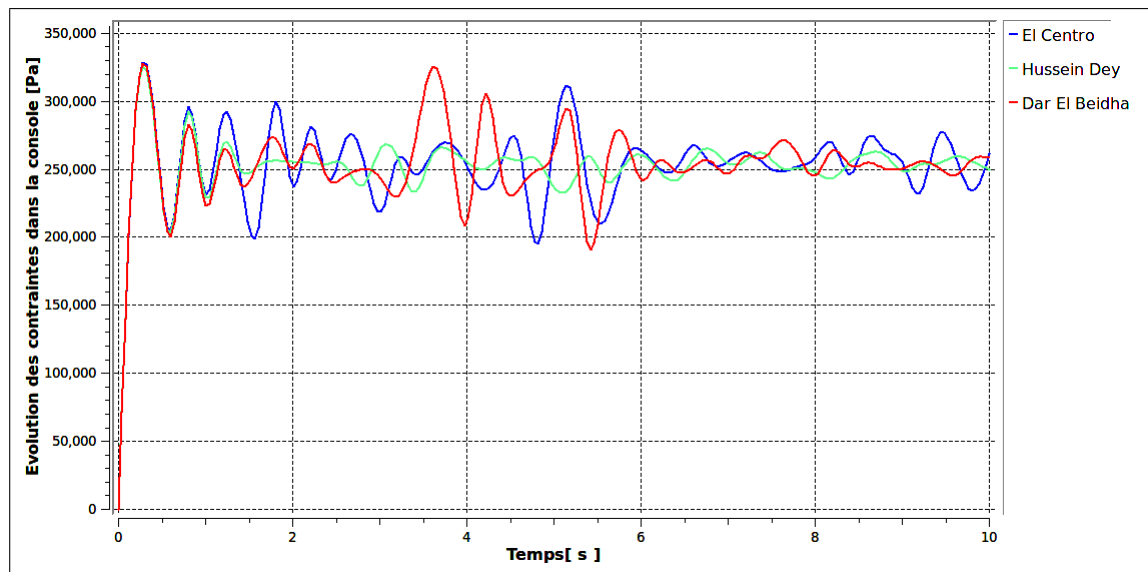


FIGURE 6.30 – Évolution des contraintes dans la console à la crête (σ_{zz})-[Pa] pour 03 accélérogrammes

On peut conclure de ce qui précède que :

- Le problème des barrages-voûtes de hauteur modérée réside dans le dépassement des contraintes dans le béton et non pas dans la stabilité vis-à-vis des déplacements.
- Quoique les trois enregistrements étudiés appartiennent à des séismes presque de même intensité, les résultats obtenus sont divergents. De ce fait l'analyse des structures doit s'effectuer sur la base de plusieurs enregistrements sismiques en prenant en considération toutes les caractéristiques de ces derniers.

6.4.3 Étude de l'effet de la rugosité des joints

Les recherches sur la rugosité des joints ont montré que le coefficient de rugosité des joints affecte le comportement au cisaillement du matériau. Partant de ce principe, dans cette partie une analyse de l'effet de ces aspérités sera effectuée. On suppose que les joints entre les plots sont très rugueux ($\alpha = 2$) et on réalise une analyse temporelle non linéaire sous l'action sismique (*Dar El Beidha*). En comparant les résultats des contraintes de cette analyse (Fig. 6.31 et 6.32) avec ceux de l'analyse précédente avec un joint lisse ($\alpha = 1$) (Fig. 6.11 et 6.12), les constats suivants peuvent être tirés :

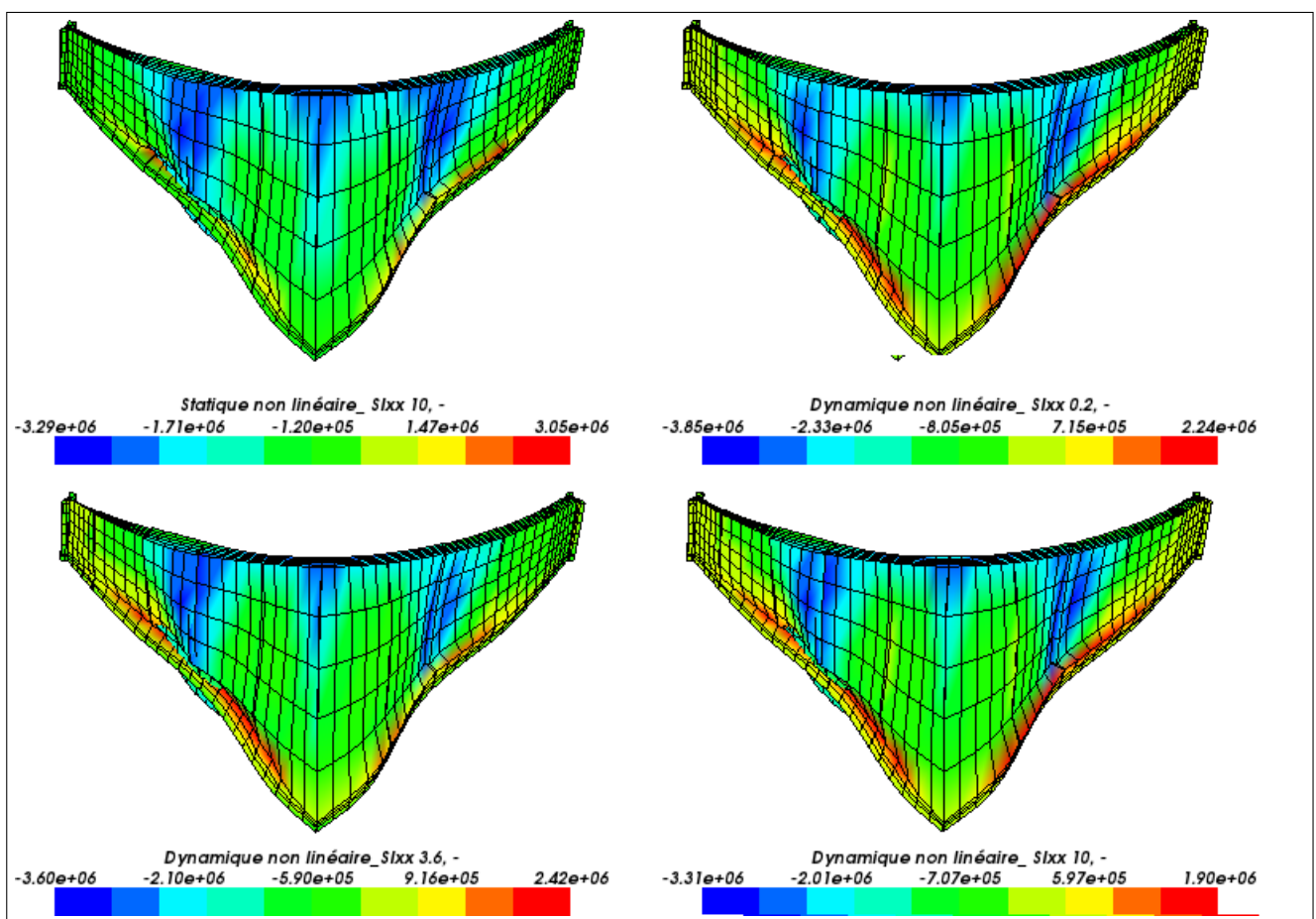


FIGURE 6.31 – Contraintes dans la voûte(σ_{xx})-[Pa] pour ($\alpha = 2$)

- À l'état statique non linéaire on constate que les contraintes de traction ont diminué de ($3.85 \times 10^6 Pa$) à ($3.05 \times 10^6 Pa$), mais la zone tendue est plus large dans ce cas.
- Pour l'analyse dynamique non linéaire à ($t = 0.2 s$) la chute des contraintes de traction est identique ($2.24 \times 10^6 Pa$).

6.4. Étude paramétrique

- À ($t = 3.6 s$) on constate que les contraintes de traction dans le cas des joints rugueux ont augmenté à ($2.42 \times 10^6 Pa$), tandis que celles des joints lisses ont diminué.
- À la fin du chargement et après retour du barrage à l'équilibre, la diminution des contraintes est presque identique.
- La variation de l'état des contraintes en compression est presque insignifiante.
- Il est à noter que la variation de ce paramètre (α) n'influence pas l'ouverture des joints.

Pour les contraintes dans la console, les constats suivants peuvent être tirés :

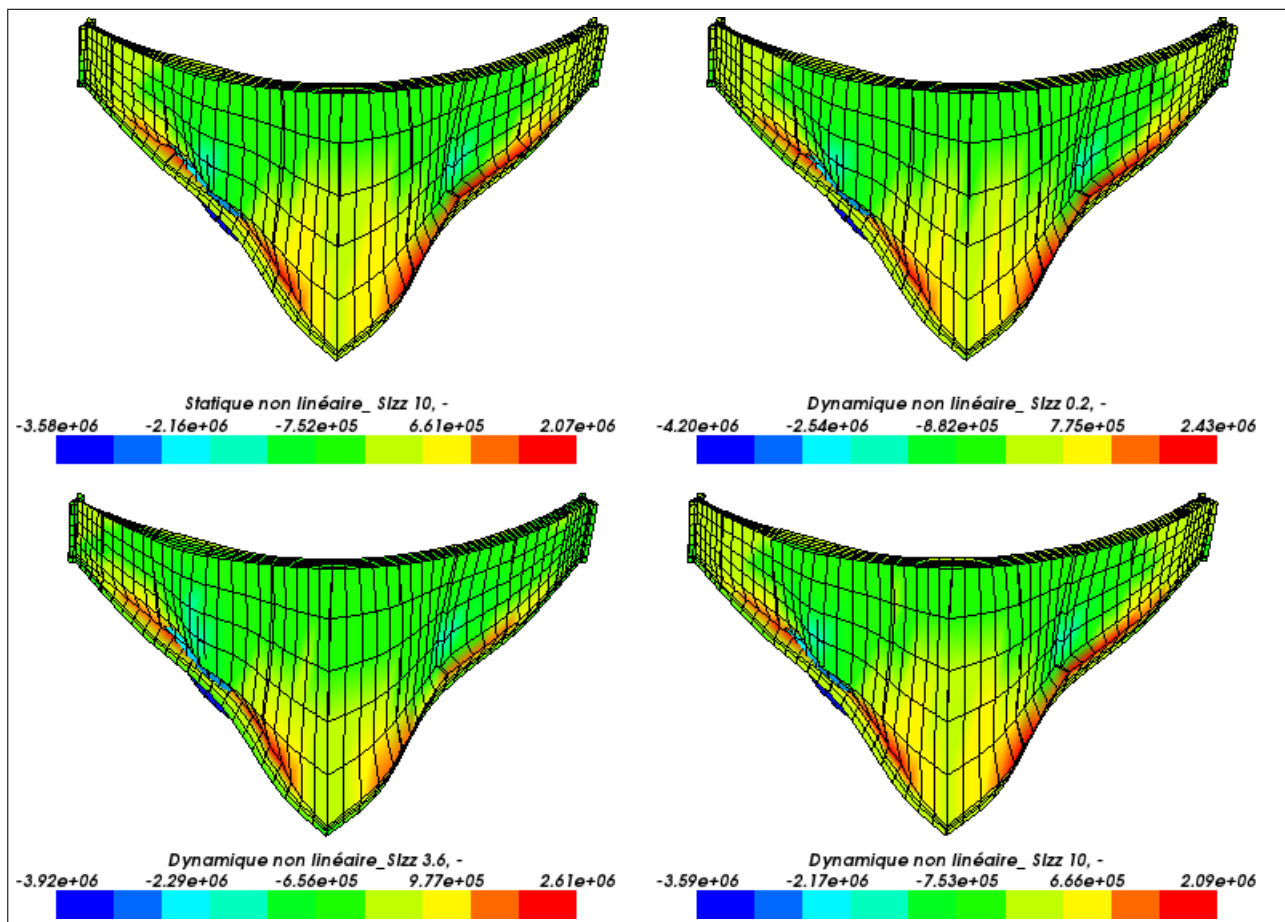


FIGURE 6.32 – Contraintes dans la console(σ_{zz})-[Pa] pour ($\alpha = 2$)

6.4. Étude paramétrique

- À l'état statique non linéaire on constate que les contraintes de traction ont diminué de $(2.41 \times 10^6 Pa)$ à $(2.07 \times 10^6 Pa)$.
- Pour l'analyse dynamique non linéaire à $(t = 0.2 s)$ la chute des contraintes de traction est identique $(2.43 \times 10^6 Pa)$.
- À $(t = 3.6 s)$ on constate que les contraintes de traction dans le cas des joints rugueux ont augmenté à $(2.61 \times 10^6 Pa)$, tandis que celles des joints lisses ont diminué $(2.19 \times 10^6 Pa)$.
- À la fin du chargement et après retour du barrage à l'équilibre, la diminution des contraintes est presque identique $(2.09 \times 10^6 Pa)$.
- la variation de l'état des contraintes en compression est presque insignifiant.

À partir des constats précédents on peut conclure que la rugosité des joints influe sur les contraintes de traction de la voûte du barrage, spécialement au moment où la charge sismique atteint son pic d'accélération. L'augmentation de la résistance au cisaillement induit des contraintes de traction plus fortes et des zones tendues plus larges.

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET RECOMMANDATIONS POUR DES TRAVAUX FUTURS

7.1 Conclusions générales

Dans cette étude de cas, le barrage voûtes de "*Foum El Gherza*" a fait l'objet d'une étude ciblée telle que abordée dans le présent travail. En effet, la contribution de ce travail, qu'est la continuité du travail effectué au stade du Magister, a versé dans la mise en valeur, notamment, des effets non linéaires traduits par les éventuels modes de ruptures engendrés par la prise en compte des joints de construction verticaux dans les barrages-voûtes, du fait que généralement ils ne sont même pas pris en considération dans les calculs de ces vitales structures.

En vue de contenir le maximum des paramètres pouvant influencer son comportement dynamique non linéaire, une analyse sismique non linéaire de ce barrage a été réalisée à travers l'outil de calcul "Code-Aster" en prenant en considération les phénomènes les plus pertinents, et dont le choix s'est porté sur l'Interaction-Sol-Structure et l'Interaction-Fluide-Structure et ce, en utilisant des éléments finis tridimensionnels.

L'analyse dynamique du système a été effectuée en supposant une roche de fondation sans masse (La matrice masse de la roche n'est pas incluse dans le calcul) et un comportement incompressible du réservoir (La matrice masse ajoutée du fluide est incluse). Pour le maillage du barrage et de la roche, des éléments tridimensionnels isoparamétriques appropriés ont été employés. La modélisation du barrage a été faite le long du bloc constitué de plots indépendants séparés par des joints verticaux. La dimension adoptée de la masse roche est égale approximativement à une fois h qu'est la hauteur du barrage à l'encorbellement central. Pour le maillage du réservoir utilisé pour le calcul de la matrice de masse ajoutée en utilisant l'opérateur CALC-MAT-AJOUT, des éléments finis tridimensionnels à 8 noeuds ont été employés.

La longueur adoptée du réservoir dans le modèle est égale à cinq fois la hauteur du barrage.

En premier lieu et dans l'objectif de vérifier le modèle géométrique, une analyse modale dite de validation est entreprise. Ensuite l'analyse objet de ce travail est réalisée. En première phase l'analyse débute par l'application de la charge de gravité et la charge hydrostatique comme conditions initiales (analyse statique linéaire), cette analyse est implémentée dans le code de calcul via l'opérateur (MECA-STAT). En deuxième phase le modèle non linéaire des joints est appliqué en utilisant l'opérateur (JOINT-MECA-RUPT) dans une analyse statique non linéaire réalisée par l'opérateur (STAT-NON-LINE). En troisième et dernière phase la charge sismique est introduite à travers un accélérogramme sismique à trois composantes par l'opérateur (CAL-CHAR-SEISME) dans une analyse dynamique non linéaire implémentée via l'opérateur (DYNA-NON-LINE).

La réponse sismique du barrage voûte de *Foum EL Gherza* est telle que montrée sur la figure (7.1). Comme le barrage est réellement construits par des plots séparés par des joints de ruptures, et non pas comme une structure monolithique, il n'a pas été modélisé comme telle, mais plutôt par des plots et des joints tels que réellement construit. Ces joints peuvent transmettre des contraintes de traction limitées ou presque nulles dans la direction horizontale de la voûte, ils peuvent s'ouvrir et se fermer de façon répétitive lors de la vibration du barrage suite à un choc sismique.

En résumant cette analyse, sommairement, il a été conclu que :

Dans le cas des barrages-voûtes qui sont généralement construits par encorbellements indépendants constitués de plots séparés par des joints de retrait verticaux, ces derniers sont généralement susceptibles de faillir eu égard à plusieurs modes de ruptures notamment, à l'ouverture excessive des joints de retrait combinée à la fissuration due à la traction des plots, aux mouvements dus au glissement de l'interface Semelle culée-Roche. Aussi, au mouvement cyclique dû à l'ouverture et la fermeture des joints aux moments d'intenses secousses telluriques ; ces joints qui sont connus pour avoir une résistance à la traction très faible ou presque nulle, ainsi qu'au mode de rupture qui se produit lorsque les contraintes de traction sismiques de voûte dépassent celles de compression statiques du même élément. L'ouverture du joint de retrait libère des contraintes de traction de voûte tout en augmentant les contraintes de traction d'encorbellement. les contraintes élevées en console peuvent dépasser la résistance à la traction du béton ou celle du joint de reprise fissuré, entraînant des fissures horizontales. Un autre mode vulgarisé de rupture, particulièrement critique à la stabilité des barrages-voûtes, concerne les semelles roche de la culée qui sont cinématiquement capables de bouger.

Enfin de ce qui précède, on récapitule les points pertinents à relever de ce travail :

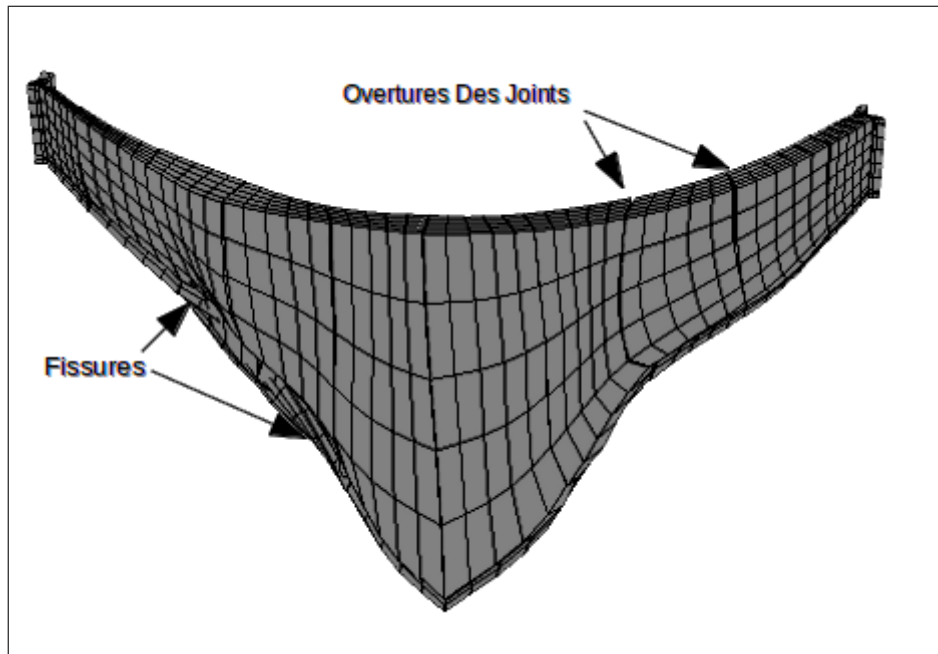


FIGURE 7.1 – Réponse sismique du barrage (Déformée)

1. En matière de déplacement Amont-Aval, la valeur maximale du déplacement suite à l'analyse dynamique non-linéaire a augmenté par rapport à celle obtenue de l'analyse statique non linéaire, néanmoins elle reste très faible eu égard au gabarit du barrage en termes de hauteur et de longueur, donc l'hypothèse des petites déformations est justifiée et la condition de stabilité du barrage vis-à-vis au renversement est satisfaite.
2. De plus, ces déplacements sont plus prononcés au niveau de la crête et du milieu du parement par rapport à ceux de la base qui restent presque nuls, et du moment que le parement est sollicité en flexion au cours du séisme (console en flexion), il se voit clair que l'instabilité du barrage vis-à-vis du glissement n'est pas à craindre.
3. La zone la plus touchée par le choc sismique se situe au quart supérieur de la voûte du barrage, et plus exactement au milieu de la console. Il est à noter aussi que lorsque la face amont des joints est dans un état d'ouverture (Traction), la face aval elle, sera en état de fermeture (Compression), et vice-versa.

4. Concernant les contraintes, l'ouverture des joints (Fig.7.2(A)) libère les contraintes de traction dans la voûte, tout en faisant augmenter les contraintes de compression dans ce même élément et les contraintes verticales dans la console et ce, par un transfert de forces à ces derniers.
5. À partir des schémas des zones probables d'endommagement, on peut déduire que l'augmentation de la valeur des contraintes de compression peut produire l'écrasement du béton notamment dû à la fermeture des joints (Fig.7.2(B)).
6. L'augmentation des contraintes verticales dans la console peut dépasser la résistance à la traction des joints de reprises de bétonnage (Joints horizontaux de construction), dans ce cas-là, des fissures de traction apparaissent le long de ces joints horizontaux (Fig.7.2(D)).
7. D'importantes valeurs de contraintes de traction se développent tout au long de l'interface Barrage-Roche (Joint périmétral) (Fig.7.2(C)) pouvant, selon le type rigide ou flexible de la fondation, soit causer des fissures le long de la surface de contact, ou bien être absorbées par le petit déplacement de la roche lié au barrage.
8. Des indicateurs d'endommagement peuvent être utilisés au stade de la conception des nouveaux barrages voûtes et ce, en les utilisant pour faire varier librement tous les paramètres géométriques de la coque, notamment les doubles courbures, jusqu'à avoir la conception la plus optimale en termes de niveaux et zones d'endommagement.
9. Pour le même séisme on peut avoir des résultats différents si le site d'enregistrement du signal est différent et ce malgré la proximité des deux sites d'enregistrement. C'est pourquoi les effets du site doivent être pris en considération.
10. Quoique les enregistrements étudiés appartiennent à des séismes presque de même intensité, les résultats obtenus sont divergents. De ce fait l'analyse des structures doit se faire sur la base de plusieurs enregistrements sismiques en prenant en considération toutes les caractéristiques de ces derniers.

11. La rugosité des joints influe sur les contraintes de traction de la voûte du barrage, spécialement au moment où la charge sismique atteint son pic d'accélération. L'augmentation de la résistance au cisaillement induit des contraintes de traction plus fortes et des zones tendues plus larges.

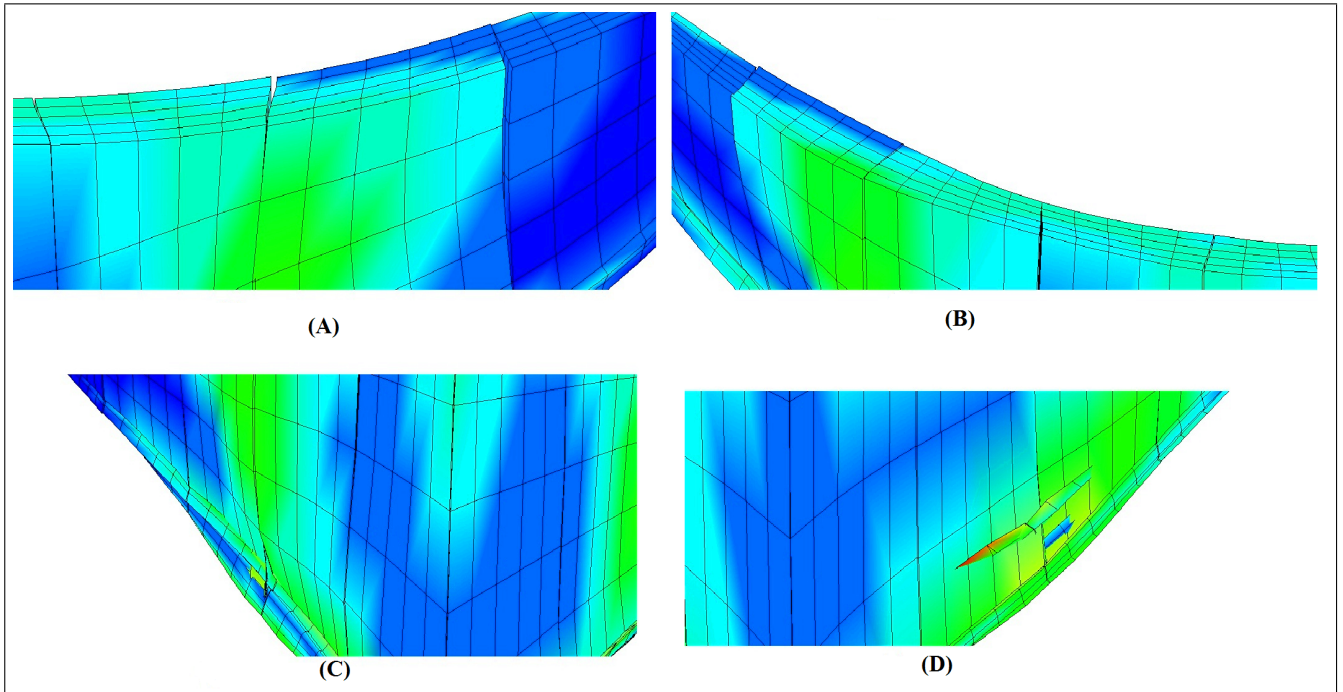


FIGURE 7.2 – Zoom sur les plans de ruptures potentielles

7.2 Recommandations pour des travaux futurs

Les barrages sont des structures extrêmement stratégiques qui nécessitent d'être conçus minutieusement pour éviter des dégâts irréversibles sur l'Homme et son Environnement. C'est pourquoi nous proposons d'approfondir cette analyse dynamique non linéaire du barrage voûtes de "Foum El Gherza" en explorant des pistes d'amélioration du comportement des barrages-voûtes en puisant dans d'autres axes de recherche et ce, en :

1. Complétant la confrontation avec d'autres types de modélisation du joint (utilisation de la lois (JOINT-MECA-FROT)) pour un comportement en cisaillement pur du joint du périmètre.
2. Évaluant l'effet de la prise en compte du couplage hydro-mécanique avec la fondation (sous pression).
3. Évaluant l'effet de la prise on compte des Interactions Fluide-Structure et Sol-Structure dans le domaine non linéaire ainsi que celui des frontières absorbantes.

- [1] A.Burman, B.V.Reddy, and D.Maity. Seismic analysis of concrete gravity dams considering foundation flexibility and nonlinearity. The 12 International Conference of International association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Goa, India, pages 2882–2888, 2008.
- [2] A.D.Tezenkov. Seismic Analysis Of Concrete Arch Dams With Contraction Joint And Nonlinear Material Models. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering Carleton University Ottawa, Canada, 2001.
- [3] A.Ferdousi, A.R.M.Gharabaghi, M.T.Ahmadi, M.R.Chenaghlou, and M.E.Tabrizi. Earthquake analysis of arch dams including the effects of foundation discontinuities and proper boundary conditions. Journal of theoretical and applied mechanics, 2014.
- [4] A.K.Chopra. Earthquake analysis, design and safety evaluation of arch dams. Earthquake Engineering Tenth World Conference, Belkema Rotterdam, pages 6763–6772, 1994.
- [5] A.K.Chopra. Earthquake analysis of arch dams- factors to be considered. The 14th World Conference on Earthquake Engineering- Beijing - China, 2008.
- [6] A.M.Jabolonski and J.L.Humer. Three dimensional boundary element reservoir model for seismic analysis of arch and gravity dams. Earthquake Engineering and structural Dynamics, 19 :359–376, 1990.
- [7] A.S.Elnashai and L.D.Sarno. Fundamentals Of Earthquake Engineering. 2008.
- [8] Documentation Code Aster. Les lois constitutives des joints de barrages : (joint-meca-rupt) et (joint-meca-frot) clé : [r7.01.25] / algorithmes non linéaires (stat-non-line) clé : [r5.03.01] et (dynam-non-line) clé : [r5.05.05]. 2016.

- [9] A.Zeinizadeh and H.Mirzabozorg. Geometric nonlinearity effect on seismic behavior of high arch dams. Journal of Civil Engineering Research, 2012.
- [10] B.Mills-Bria, L.K.Nuss, and A.K.Chopra. Current methodology at the bureau of reclamation for the nonlinear analyses of arch dams using explicit finite element techniques. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- [11] C.R.Noble and L.K.Nuss. Nonlinear seismic analysis of morrow point dam. The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper N° 2493, 2004.
- [12] D.D.Curtis, J.P.Aglawe, E.B.Kollgaard, D.E.Bowes, and S.H.Fischer. Non-linear static and dynamic analysis of the cushman arch dams using distinct elements. Water power and dam construction, 2005.
- [13] E.Mirzaei, S.Vahdani, and R.Mirghaderi. Seismic analysis of double curved arch dams based performance. World Congress on Engineering and Computer Science Vol II, WCECS 2010, San Francisco, USA, 2 :1185–1188, 2010.
- [14] E.Zacchei, J.L.Molina, and R.M.L.R.F.Brasil. Seismic hazard and structural analysis of the concrete arch dam (rules dam on guadalfeo river). Procedia Engineering Journal, 199 :1332–1337, 2017.
- [15] G.L.Fenves, S.Mojtahedi, and R.B.Reimer. Adap-88-a computer program for nonlinear earthquake analysis of concrete arch dams. Technical report, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1989.
- [16] G.L.Fenves, S.Mojtahedi, and R.B.Reimer. Parameter study of joint opening effects on earthquake response of arch dams. Technical report, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, 1992.
- [17] G.Lin, Y.Wang, and Z.Hu. Hydrodynamic pressure on arch dam and gravity dam including absorption effect of reservoir sediments. Materials Siences and Engineering, 10 :Paper N° 012234, 2010.
- [18] H.Lombarkia. Les spectres de réponse et l'analyse sismique des barrages voûtes. Master's thesis, Département Hydraulique, Université de Batna, Algérie, 2010.
- [19] H.Mirzabozorg and M.Ghaemian. Behavior of mass concrete using smeared crack approach in three dimensional problems. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 34-3 :247–269, 2005.

- [20] H.Tan and A.K.Chopra. Earthquake analysis and response of concrete arch dams. ucb/eerg95/07. Technical report, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, 1995.
- [21] J.F.Hall and A.K.Chopra. Dynamic analysis of arch dams including hydrodynamic effects. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 109(1), 1983.
- [22] J.Hohberg. A Joint Element for the Nonlinear Dynamic Analysis of Arch Dams. PhD thesis, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zurch, 1992.
- [23] J.Mazars and A.Millard. Dynamic Behavior of Concrete and Seismic Engineering. ISTE Ltd and John Wiley & Sons, Inc, 2009.
- [24] J.Pan, Y.Xu, and F.Jin. Seismic performance assessment of arch dams using incremental nonlinear dynamic analysis. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 19, 2015.
- [25] J.V.Lemos, S.Oliveira, and P.Mendes. Analysis of the dynamic behaviour of cabril dam considering the influence of contraction joints. The 7th European Conference on Structural Dynamics, Eurodyn2008, Southampton, Paper N°255, 2008.
- [26] J.Yang, F.Jin, J.T.Wang, and L.HangKou. System identification and modal analysis of an arch dam based on earthquake response records. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 92 :109–121, 2017.
- [27] A. K.Chopra. Dynamic of structures theory and application to Earthquake Engineering. Prentice Hall, 1995.
- [28] K.L.Fok and A.K.Chopra. Earthquake analysis and response of concrete arch dams ,technical report ucb/eerg85/07. Technical report, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1985.
- [29] L.K.Nuss. Seismic analysis of hoover dam. 30th joint meeting of the U.S.Japan panel on wind and seismic effects, Gaithersburg, Maryland, pages 144–157, 1998.
- [30] M.A.Hesari, M.Ghaemian, and A.Shamsai. Advanced nonlinear dynamic analysis of arch dams considering joints effects. Advances in Mechanical Engineering, 2014.
- [31] M.A.L.Yaghin and M.A.Hesari. Dynamic analysis of arch concrete dam under earthquake force with abaqus. Journal of applied science, 8-15 :2648–2658, 2008.
- [32] Manual. Earthquake design and evaluation of concrete hydraulic structures. U.S.Army Engineer Manuals, En 1110-2-6053 ., 2007.

- [33] M.J.Dowling and J.F.Hall. Nonlinear seismic analysis of arch dams. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 115(4) :768–789, 1989.
- [34] M.Labibzaheh and A.Kkajehdezfuly. Effect of verticals contraction joints on thermo-static stability of karun-1 arch dam. Trends in Applied Sciences Research, 6 :34–46, 2010.
- [35] M.Sekulovic, R.Mrdak, R.Pejovic, and O.Mijuskovic. Analysis of seismic response of high arch dam on the basis of energy balance. The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper N°2631, 2004.
- [36] O.Omidi and V.Lotfi. Seismic plastic-damage analysis of mass concrete blocks in arch dams including contraction and peripheral joints. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 95 :118–137, 2017.
- [37] O.Omidi and V.Lotfi. A symmetric implementation of pressure-based fluid-structure interaction for nonlinear dynamic analysis of arch dams. Journal of Fluids and Structures, 69 :34–55, 2017.
- [38] P.G.Asteris and A.D.Tzamtis. Non-linear seismic response analysis of realistic gravity dam-reservoir systems. International Journal Of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation, 4 :329–338, 2003.
- [39] R.Pejovic, R.Mrdak, and O.Mijuskovic. Analysis of seismic response of the mratinje high arch dam. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- [40] R.W.Clough, J.M.Raphael, and S.Mojtahedi. Adap- a computer program for static and dynamic analysis of arch dams. Technical Report EERC, University of California ,Berkeley, 73-14, 1973.
- [41] T.Ohmachi and A.Jalali. Fundamental study on near-filds effects on earthquake response of arch dams. Earthquake Engineering and Engineering Seismology, 1-1 :1–11, 1999.
- [42] Y.Ghanaat. Failure modes approach to safety evaluation of dams. The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper N°1115, 2004.
- [43] Y.Ghanaat and A.K.Chudgar. Seismic design and evaluation of concrete dams- an engineering manual. U.S.Army Engeineer Manuals, 2008.
- [44] O.C Zienkiewicz and R.L Taylor. The Finite Element Method , Volume 3 : Fluid Dynamics. Butterworth-Heinemann, 2000.
- [45] Z.P.Bazant and B.Oh. Crack band theory for fracture of concrete. Materials and Structures, 16(93) :155–177, 1983.