

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Thèse présentée par :

IDER OURDIA

Master académique en génie civil de l'UMMTO, spécialité « structures »

Pour obtenir le grade de Docteur

Option : Calcul avancé des structures en génie civil

THÈME

Evaluation du coefficient de comportement global R des réservoirs surélevés

Soutenue publiquement le 24/01/2024 Devant le jury composé de :

HAMIZI Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.	Mohand	Président
HAMMOUM Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.	Hocine	Rapporteur
BOUZELHA Professeure à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.	Karima	Co-Rapporteur
IDDIR Maitre de conférences à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.	Abdelkader	Examineur
AMIRI Professeur à l'université de Nantes (France).	Ouali	Examineur
AOUES Maitre de conférences, HDR à l'INSA de Rouen (France).	Younes	Examineur

REMERCIEMENTS

Je tiens à présenter mes respectueux remerciements à M^r Hammoum Hocine et M^{me} Bouzelha Karima Professeurs au Département de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui ont bien voulu diriger cette thèse, pour leurs précieux conseils, leur rigueur scientifique et l'intérêt constant qu'ils ont porté à ce travail.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Je tiens également à adresser mes remerciements à D^r Aliche Amar Maître de conférences A au département de Génie Civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour son aide et ses précieux conseils.

J'exprime ma profonde reconnaissance à ma chère famille, surtout mes parents, pour m'avoir soutenu, donné de bons conseils et avoir été toujours là pour moi dans les moments difficiles.

Je tiens à remercier le Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique pour l'aide financière apportée à cette thèse, par le biais des projets de recherche (PRFU—N A01L02UN150120180002) et Tassili (PHC—18MDU121). Je tiens à remercier également le professeur Amiri Ouali, de l'Ecole Polytechnique de Nantes (France), responsable côté Français et D^r Aoues Younes Maitre de Conférences à l'INSA de Rouen (France), pour leur implication dans cette thèse.

Table des matières

Table des matières

Table des matieres	4
Introduction	4
1.1. Contexte d'étude	4
1.2. Facteur de reduction dans les codes de dimensionnement	5
1.3. Quelques travaux consacres au coefficient de reduction.....	10
1.4. Notion de ductilite.....	13
1.4.1. DUCTILITE DE DEFORMATION	13
1.4.2. DUCTILITE DE COURBURE	14
1.4.3. DUCTILITE DE DEPLACEMENT	14
1.5. Classes de ductilite	15
1.5.1. CLASSE DE DUCTILITE LIMITEE (DCL)	15
1.5.2. CLASSE DE DUCTILITE MOYENNE (DCM).....	15
1.5.3. CLASSE DE DUCTILITE ELEVEE (DCH)	15
1.6. Evaluation du coefficient de comportement en fonction de la ductilite	16
1.7. Methodes d'analyse non lineaire	27
1.7.1. METHODE D'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE « PUSHOVER ».....	27
1.7.2. METHODE DE CAPACITE SPECTRALE ATC 40.....	28
1.8. Notion de dommages.....	37
Conclusion.....	40
Introduction	42
2.1. Demarche d'étude.....	42
2.1.1. CALCUL DES DEPLACEMENTS ULTIMES	43
2.1.2. EVALUATION DES MASSES M_1 ET M_0	43
2.1.3. EVALUATION DES RAIDEURS K_0 ET K_1	44
2.1.4. EVALUATION DES PULSATIONS PROPRES	46
2.1.5. EVALUATION DES MODES PROPRES	48
2.1.6. CALCUL DES DEPLACEMENTS ELASTIQUES	49
2.2. Application au cas d'étude	53
2.2.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	53
2.2.2. EVALUATION DES DEPLACEMENTS ULTIMES	54
2.2.3. EVALUATION DU DEPLACEMENT ELASTIQUE.....	57
2.2.4. EVALUATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT (R).....	58
Conclusion.....	70
Introduction	72
3.1. Demarche de l'approche.....	72
3.2. Application au cas d'étude	72

Table des matières

3.2.1. MODELISATION DE LA STRUCTURE	73
3.2.2. CHARGEMENT DE LA STRUCTURE	74
3.2.3. COURBE DE CAPACITE	74
3.2.4. DEMANDE SISMIQUE.....	75
3.2.5. DEVELOPPEMENT DE LA BILINEAIRE.....	76
3.3. Resultats et discussions	77
3.3.1. EXTRACTION DES VALEURS DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT (R).....	84
3.4. Etude comparative des resultats du coefficient de comportement (r) entre l'approche lineaire et l'approche non lineaire.....	87
3.5. Influence de la capacite de stockage	90
3.6. Influence de la hauteur h du support	93
3.7. Influence de la periode fondamentale t	97
Conclusion.....	104
Introduction	106
4.1. Demarche de l'analyse	106
4.2. Evaluation et classification des niveaux de dommages.....	106
4.3. Application au cas d'etude	110
4.3.1. Evaluation du point de performance	110
4.4. Analyse des dommages du reservoir en fonction de la hauteur et zone sismique.....	114
Conclusion.....	120
Introduction	122
5.1. Contexte probabiliste.....	122
5.2. Critere de dommages et fonctions d'etat limite.....	124
5.3. Variable aleatoire et loi de probabilite	124
5.4. Application au cas d'etude	126
5.4.1. EVALUATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE	127
5.4.2. DEMARCHE DE L'ANALYSE	128
5.4.3. INFLUENCE DE LA HAUTEUR DU SUPPORT ET DE LA ZONE SISMIQUE	130
Conclusion.....	140
Resume	153
Abstract	154

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART.

Figure 1.1. Spectre élastique et spectre réduit.....	10
Figure 1. 2. Ductilité de déformation (Doneux, 2002).....	14
Figure 1.3. Ductilité de courbure (Doneux, 2002).....	14
Figure 1.4. Ductilité de déplacement (Doneux, 2002).....	15
Figure 1.5. Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé (Bertero, 1988).....	16
Figure 1.6. Établissement du spectre de réponse inélastique à partir du spectre élastique à un degré de liberté.....	17
Figure 1.7. Courbe de capacité.....	28
Figure 1.8. Courbe de capacité « Pushover » (ATC40).....	30
Figure 1.9. Transformation de la courbe de capacité en format (Sa-Sd) (ATC40).....	30
Figure 1.10. Spectre de réponse élastique de format (Sa-T).....	31
Figure 1.11. Spectre de réponse élastique de format (Sa-Sd).....	31
Figure 1.12. Famille des spectres réduits.....	32
Figure 1.13. Courbe de capacité et famille des spectres réduits.....	32
Figure 1.14. Détermination de point de performance d'essai.....	33
Figure 1.15. Idéalisation de la courbe de capacité.....	33
Figure 1.16. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	34
Figure 1.17. Types de comportement de la structure.....	35
Figure 1.18. Les point (d_{pi} ; ξ_{eff}) résultants.....	36
Figure 1.19. Point de performance.....	37

CHAPITRE 2 : EVALUATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT D'UN RESERVOIR SURELEVE PAR UNE APPROCHE LINEAIRE.

Figure 2. 1. Réservoir surélevé, son système mécanique équivalent et le modèle mathématique (Hammoum et al, 2015).....	43
Figure 2. 2. Réservoir modélisé mécaniquement en une seule masse concentrée sur un support.....	45
Figure 2. 3. Modèle mécanique.....	50
Figure 2. 4. Modèle de calcul.....	50
Figure 2. 5. Schéma diamètres de la tour.....	52
Figure 2. 6. Vue et coupe du réservoir surélevé de 200 m3.....	53
Figure 2.7. Spectre élastique et famille de spectres de réponse réduits.....	56
Figure 2. 8. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone I, site S1.....	58
Figure 2. 9. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R.....	59
Figure 2. 10. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone I, site S3.....	59
Figure 2. 11. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R zone I, site S4.....	60
Figure 2. 12. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIa, site S1.....	60

Liste des figures

Figure 2. 13. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIa, site S2.....	61
Figure 2. 14. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIa, site S3.....	61
Figure 2. 15. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIa, site S4.....	62
Figure 2. 16. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIb, site S1.....	62
Figure 2. 17. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIb, site S2.....	63
Figure 2. 18. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIb, site S3.....	63
Figure 2. 19. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIb, site S4.....	64
Figure 2. 20. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone III, site S1.....	64
Figure 2. 21. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone III, site S2.....	65
Figure 2. 22. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone III, site S3.....	65
Figure 2. 23. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone III, site S4.....	66
Figure 2. 24. Variation de R en fonction de H dans la zone de faible sismicité (zone I).	67
Figure 2. 25. Variation de R en fonction de H dans la zone de moyenne sismicité (zone IIa).	68
Figure 2. 26. Variation de R en fonction de H dans la zone de forte sismicité (zone IIb).	68
Figure 2. 27. Variation de R en fonction de H dans la zone de très forte sismicité (zone III)	69

CHAPITRE 3 : EVALUATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT DU RESERVOIR SURELEVE PAR UNE APPROCHE NON LINEAIRE.

Figure 3. 1. Plan d'exécution du réservoir d'étude (DHW.TO, 1990).	73
Figure 3. 2. Modélisation en 3D du réservoir surélevé par éléments finis par Etabs©.	74
Figure 3. 3. Courbe de capacité.	75
Figure 3. 4. Spectre de réponse élastique amorti à 5% en format traditionnel (Sa - T).....	75
Figure 3. 5. Spectre de réponse élastique amorti à 5% en format (Sa - Sd).	76
Figure 3. 6. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.	76
Figure 3. 7. Superposition du spectre de capacité et du spectre de réponse.	77
Figure 3. 8. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R).....	78
Figure 3. 9. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R).....	79
Figure 3. 10. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R).....	79
Figure 3. 11. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R).....	80
Figure 3. 12. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R).....	81
Figure 3. 13. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R).....	81

Liste des figures

Figure 3. 14. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R).....	82
Figure 3. 15. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R).....	83
Figure 3. 16 . Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R).....	83
Figure 3. 17. Coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone I.	84
Figure 3. 18. Coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone IIa. .	85
Figure 3. 19. Coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone IIb.	85
Figure 3. 20. Coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone III. .	86
Figure 3. 21. Comparaison des valeurs du coefficient de comportement R selon les différentes approches, en zone I.	87
Figure 3. 22. Comparaison des valeurs du coefficient de comportement R selon les différentes approches, en zone IIa.	88
Figure 3. 23. Comparaison des valeurs du coefficient de comportement R selon les différentes approches, en zone IIb.....	88
Figure 3. 24. Comparaison des valeurs du coefficient de comportement R selon les différentes approches, en zone III.	89
Figure 3. 25. Coefficient de comportement R en fonction de la capacité de stockage V pour différentes hauteurs du support H, en zone I.	91
Figure 3. 26. Coefficient de comportement R en fonction de la capacité de stockage V pour différentes hauteurs du support H, en zone IIa.....	91
Figure 3. 27. Coefficient de comportement R en fonction de la capacité de stockage V pour différentes hauteurs du support H, en zone IIb.....	92
Figure 3. 28. Coefficient de comportement R en fonction de la capacité de stockage V pour différentes hauteurs du support H, en zone III.	93
Figure 3. 29. Coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H pour différentes capacités de stockage V, en zone I.	94
Figure 3. 30. Coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H pour différentes capacités de stockage V, en zone IIa.	94
Figure 3. 31. Coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H pour différentes capacités de stockage V, en zone IIb.....	95
Figure 3. 32. Coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H pour différentes capacités de stockage V, en zone III.	95
Figure 3. 33. Abaque donnant le coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H pour différentes capacités de stockage V, en différentes zones sismiques.....	97
Figure 3. 34. Valeurs de la période fondamentale T, pour les différentes capacités du réservoir et différentes hauteurs du support.	98
Figure 3. 35. Coefficient de comportement R en fonction de la période fondamentale T pour différentes zones sismiques (V=100 m3).	99
Figure 3. 36. Coefficient de comportement R en fonction de la période fondamentale T pour différentes zones sismiques (V=200 m3).	99
Figure 3. 37. Coefficient de comportement R en fonction de la période fondamentale T pour différentes zones sismiques (V=500 m3).	100
Figure 3. 38. Coefficient de comportement R en fonction de la période fondamentale T pour différentes zones sismiques (V=750 m3).	100

Liste des figures

Figure 3. 39. Coefficient de comportement R en fonction de la période fondamentale T pour différentes zones sismiques (V=1000 m3).	101
Figure 3. 40. Courbe de tendance du nuage de points pour différentes zones sismiques.....	102
Figure 3. 41. Courbes de tendance du nuage de points, pour chaque zone sismique.	103

CHAPITRE 4 : ANALYSE DES DOMMAGES SISMIQUES D'UN RESERVOIR SURELEVE.

Figure 4. 1. Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40 (1996).	107
Figure 4. 2. Représentation de la courbe de capacité selon FEMA 273 (1997).	108
Figure 4. 3. Représentation de la famille des spectres réduits.....	111
Figure 4. 4. Les points (dpi, ξ_{eff}) résultants.....	112
Figure 4. 5. Coordonnées du point de performance.	112
Figure 4. 6. Position du point de performance et l'apparition des rotules plastiques du cas d'étude pour le coefficient de comportement (R) préconisé par RPA.....	113
Figure 4. 7. Position du point de performance et l'apparition des rotules plastiques du cas d'étude pour le coefficient de comportement (R) de la loi puissance.	114
Figure 4. 8. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 6m.....	116
Figure 4. 9. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 9m.....	116
Figure 4. 10. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 12m.....	117
Figure 4. 11. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 15m.....	117
Figure 4. 12. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 18m.....	117
Figure 4. 13. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 21m.....	118
Figure 4. 14. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 24m.....	118
Figure 4. 15. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 27m.....	118
Figure 4. 16. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 30m.....	119
Figure 4. 17. Evolution du point de performance en fonction de la hauteur du support H, pour R=2 du RPA.	119
Figure 4. 18. Evolution du point de performance en fonction de la hauteur du support H, pour (R) issu de l'approche non linéaire.	120

CHAPITRE 5 : ANALYSE PROBABILISTE DU DOMAINE DE DOMMAGES D'UN RESERVOIR SURELEVE, SOUS CHARGEMENT SISMIQUE.

Figure 5. 1..illustration du domaine de defaillance, de l'état limite et du domaine de securite (aoues 2008).....	123
Figure 5. 2. Carte du reseau de sismographes du craag(www.craag.dz).	125

Liste des figures

Figure 5. 3. Acceleroگرامme enregistre sur le site du barrage de kheddara (cgs) (Aliche et al., 2016)	125
Figure 5. 4. Histogramme des pics d'accelerations et lois de distributions.....	126
Figure 5. 5. Test de convergence du modele d'analyse probabiliste.....	127
Figure 5. 6. Presentation du nuage des 150000 points de performances correspondants aux simulations.	127
Figure 5. 7. Algorithme de l'analyse probabiliste.....	128
figure 5. 8. Points de performance des 150000 tirages.....	129
Figure 5. 9. Histogramme des probabilites d'apparition des dommages par domaine pour un reservoir de hauteur du support h=15m.....	130
Figure 5. 10. Histogramme des probabilites d'apparition des dommages par domaine pour un reservoir de hauteur du support h=6m.....	131
Figure 5. 11. Histogramme des probabilites d'apparition des dommages par domaine pour un reservoir de hauteur du support h=9m.....	132
Figure 5. 12. Histogramme des probabilites d'apparition des dommages par domaine pour un reservoir de hauteur du support h=12m.....	133
Figure 5. 13. Histogramme des probabilites d'apparition des dommages par domaine pour un reservoir de hauteur du support h=15m.....	134
Figure 5. 14. Histogramme des probabilites d'apparition des dommages par domaine pour un reservoir de hauteur du support h=18m.....	135
Figure 5. 15. histogramme des probabilites d'apparition des dommages par domaine pour un reservoir de hauteur du support h=21m.....	136
Figure 5. 16. Histogramme des probabilites d'apparition des dommages par domaine pour un reservoir de hauteur du support h=24m.....	137
Figure 5. 17. Histogramme des probabilites d'apparition des dommages par domaine pour un reservoir de hauteur du support h=27m.....	138
Figure 5. 18. Histogramme des probabilites d'apparition des dommages par domaine pour un reservoir de hauteur du support h=30m.....	139

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART.

Tableau 1. 1. Extrait du tableau des valeurs du coefficient de comportement R (RPA 2003)	7
Tableau 1. 2. Valeurs du pourcentage d'amortissement critique ξ (%) (RPA 2003).....	8
Tableau 1. 3. Valeurs du coefficient d'accélération de zone (RPA 2003)	9
Tableau 1. 4. Valeurs des pénalités P_q (RPA 2003).....	9
Tableau 1. 5. Valeurs de T1 et T2	9
Tableau 1. 6. Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement.	36
Tableau 1. 7. Type de comportement structurel.	36

CHAPITRE 2 : EVALUATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT D'UN RESERVOIR SURELEVE PAR UNE APPROCHE LINEAIRE
ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

Tableau 2. 1. Caractéristiques géométriques du réservoir surélevé.	54
Tableau 2. 2. Masses des différents éléments résistants du réservoir.....	54
Tableau 2. 3. Evaluation des masses M_e , M_0 et M_1 du modèle de Housner.	54
Tableau 2. 4. Evaluation des raideurs K_1 et K_0	55
Tableau 2. 5. Evaluation des pulsations et périodes propres.	55
Tableau 2. 6. Paramètres utilisés dans le spectre de réponse.	55
Tableau 2. 7. Evaluation des accélérations pour chaque mode propre, en fonction de R.	56
Tableau 2. 8. Evaluation des déplacements ultimes des masses M_1 et M_0 , aux modes I et II.....	56
Tableau 2. 9. Caractéristiques des matériaux.	57
Tableau 2. 10. Evaluation du déplacement élastique.	57
Tableau 2. 11. Evaluation de la ductilité μ	57
Tableau 2. 12. Valeur de R pour la zone I.....	67
Tableau 2. 13. Valeur de R pour la zone IIa.....	67
Tableau 2. 14. Valeur de R pour la zone IIb.	68
Tableau 2. 15. Valeur de R pour la zone III.	68
Tableau 2. 16. Valeur des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site ...	69
Tableau 2. 17. Hauteurs limites au-delà desquelles $R=1$	69

CHAPITRE 3 : EVALUATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT DU RESERVOIR SURELEVE PAR UNE APPROCHE NON LINEAIRE.

Tableau 3. 1. Propriétés physiques et mécaniques du béton et de l'acier.....	73
Tableau 3. 2. Coordonnées des points de la courbe bilinéaire.	77
Tableau 3. 3. Evaluation de la ductilité μ	77
Tableau 3. 4. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone I.	84

Liste des Tableaux

Tableau 3. 5. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone IIa.	84
Tableau 3. 6. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone IIb.	85
Tableau 3. 7. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone III.	86
Tableau 3. 8. Intervalles des valeurs du coefficient de comportement (R) pour différentes zones sismiques.	86
Tableau 3. 9. Valeur des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site.	87
Tableau 3. 10. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, pour différentes capacités V de stockage, en zone I.	90
Tableau 3. 11. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, pour différentes capacités V de stockage, en zone IIa.	91
Tableau 3. 12. Valeurs du coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H, pour différentes capacités V de stockage, en zone IIb.	92
Tableau 3. 13. Valeurs du coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H, pour différentes capacités V de stockage, en zone III.	92
Tableau 3. 14. Valeurs des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site d'implantation, pour le réservoir 100 m ³	96
Tableau 3. 15. Valeurs des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site d'implantation, pour le réservoir 500 m ³	96
Tableau 3. 16. Valeurs des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site d'implantation, pour le réservoir 750 m ³	96
Tableau 3. 17. Valeurs des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site d'implantation, pour le réservoir 1000 m ³	96
Tableau 3. 18. Valeurs de la période fondamentale T, pour les différentes capacités de stockage du réservoir et différentes hauteurs du support.	98
Tableau 3. 19. Valeurs des paramètres de loi puissance.	102
Tableau 3. 20. Valeurs des paramètres de loi puissance, pour les différentes zones sismiques.	103

CHAPITRE 4 : ANALYSE DES DOMMAGES SISMIQUES D'UN RESERVOIR SURELEVE.

Tableau 4. 1. Degrés des dommages selon RISK-UE et limites du déplacement spectral pour bâtiments.	107
Tableau 4. 2. Domaines des dommages proposés pour les réservoirs surélevés.	109
Tableau 4. 3. Valeurs de déplacements choisis et les amortissements correspondants.	111
Tableau 4. 4. Coordonnées du point de performance.	112
Tableau 4. 5. Valeurs de l'amortissement effectif ξ_{eff} pour la zone I.	114
Tableau 4. 6. Valeurs de l'amortissement effectif ξ_{eff} pour la zone IIa.	115
Tableau 4. 7. Valeurs de l'amortissement effectif ξ_{eff} pour la zone IIb.	115
Tableau 4. 8. Valeurs de l'amortissement effectif ξ_{eff} pour la zone III.	115
Tableau 4. 9. Valeurs du point de performance, pour (R=2), Conformément au RPA.	116
Tableau 4. 10. Valeurs du point de performance, pour (R) évalué selon l'approche non linéaire.	116

CHAPITRE 5 : ANALYSE PROBABILISTE DU DOMAINE DE DOMMAGES D'UN RESERVOIR SURELEVE, SOUS CHARGEMENT SISMIQUE.

Tableau 5. 1. Définition des fonctions d'états limites correspondant à chaque domaine de dommage.	124
Tableau 5. 2. Résultats du test d'adéquation Kolmogorov –Smirnov pour l'accélération.	126
Tableau 5. 3. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=15m.	129
Tableau 5. 4. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=6m.	131
Tableau 5. 5. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=9m.	132
Tableau 5. 6. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=12m.	133
Tableau 5. 7. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=15m.	134
Tableau 5. 8. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=18m.	135
Tableau 5. 9. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=21m.	136
Tableau 5. 10. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=24m.	137
Tableau 5. 11. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=27m.	138
Tableau 5. 12. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=30m.	139

Introduction générale

Le dimensionnement conventionnel des structures par l'ingénieur civil permet d'évaluer la force sismique à la base de la structure d'une certaine masse, en fonction de l'accélération spectrale, en se basant sur la mécanique Newtonienne. Une structure peut être conçue pour résister à un séisme sans subir un dommage, en absorbant l'énergie sismique par un comportement élastique. Sauf que, l'expérience a montré que le dimensionnement des structures élastiques engendre des surcoûts, si bien que le dimensionnement en ductilité est devenu largement utilisé.

L'idée adoptée dans les règlements de dimensionnement est de procurer à la structure une capacité à se déformer de manière ductile au-delà de sa limite élastique. C'est pour cette raison que la force sismique de dimensionnement est réduite d'un facteur d'une certaine quantité pour tenir compte de la ductilité de la structure, et donc de sa capacité à absorber l'énergie. Ce facteur de réduction appelé aussi coefficient de comportement, noté R , dans le Règlement Parasismique Algérien, dépend du type de structure, du matériau et du type de contreventement.

Pour les réservoirs surélevés, objets de notre intérêt ici dans cette recherche, le coefficient de comportement prend une valeur unique de ($R=2$). Le système de contreventement retenu pour un château d'eau est le système à pendule inverse. Les recherches récentes ont montré que ce coefficient de comportement dépend de plusieurs paramètres, tels que la période fondamentale, la hauteur du support, la ductilité de la structure, le type de sol, la zone sismique,...etc (Mouzzoun et al., 2013), (Patel et al., 2014), (Ghateh et al., 2015). Aussi, Il est connu que si le coefficient de comportement passe de ($R=1$) à ($R=3$), cela peut impacter le coût de la structure d'un facteur de 4 (Gieu., 2012).

C'est dans cette optique que s'inscrit cette recherche qui vise à évaluer au plus juste la valeur de ce coefficient de comportement (R) tenant compte des différents paramètres suscités. Ce travail se veut être une force de proposition pour des amendements futurs dans le règlement de dimensionnement parasismique.

Pour mener cette recherche, plusieurs approches sont proposées. D'abord l'approche linéaire faisant appel aux méthodes énergétiques, puis l'approche non linéaire faisant appel à la méthode « Pushover ». Sans compter que l'évolution des domaines de dommages et de la probabilité d'apparition de ces dommages sont analysés pour les différents coefficients de comportement proposés, comparés à ceux du coefficient préconisé par le RPA. Pour ce faire, nous avons structuré cette recherche en cinq chapitres, répartis comme suit :

Le premier chapitre est consacré à une revue bibliographique autour de la définition du coefficient de comportement et des différentes méthodes qui permettent son évaluation, ainsi que les valeurs adoptées par les différents règlements.

Nous proposons dans le deuxième chapitre, de développer une loi permettant l'évaluation du coefficient de comportement (R) d'un réservoir surélevé en béton armé par l'approche linéaire, compte tenu de l'influence de la zone sismique, type de sol et de la hauteur du support.

Le troisième chapitre consiste à l'évaluation du coefficient de comportement (R) par une approche non linéaire, tenant compte des déformations de la structure dans le domaine plastique. Cette approche non linéaire fait appel à la modélisation par éléments finis du réservoir surélevé, tenant compte de la non linéarité matérielle et géométrique du réservoir. La méthode utilisée est celle de la capacité spectrale définie par Applied Technology Council (ATC 40, 1996) qui repose sur la courbe de capacité de la structure évaluée par la méthode statique non linéaire dite « Pushover », ainsi que sur la demande sismique.

Dans le quatrième chapitre, l'étude de l'influence de la valeur du coefficient de comportement sismique sur l'endommagement du réservoir est menée, pour évaluer l'effet de ce paramètre sur sa performance. A cet effet, différentes valeurs du coefficient de comportement sont considérées, soit ($R=2$) telle que définie par le RPA (2003) et les valeurs issues du calcul non linéaire conduit au chapitre 3, en fonction de la zone sismique, du site d'implantation, de la hauteur du support et de sa capacité de stockage. La procédure B de l'ATC40 permet ainsi d'évaluer le point de performance du réservoir et le déplacement spectral (S_d) (déplacement maximum au sommet) pour chaque valeur de (R).

Dans le cinquième chapitre, le concept de dommages est utilisé pour définir une méthodologie d'analyse probabiliste du risque d'apparition de dommages d'un réservoir de stockage surélevé sous chargement sismique, en considérant les incertitudes associées au caractère aléatoire de ce chargement. L'influence de la zone sismique, de la valeur du coefficient de comportement et de la hauteur du support du réservoir seront considérés.

Cette thèse de doctorat s'inscrit clairement dans un environnement pratique de la profession de l'ingénieur civil puisqu'elle est en phase avec les nouveaux défis qui attendent notre société en termes de respect de l'environnement et les nouvelles contraintes induites par le développement durable dans le but de réduire les quantités des matériaux à mettre en œuvre. Cette étude souhaite aussi poser les jalons sur une réflexion, en vue de la révision prochaine du Règlement Parasismique Algérien des ouvrages hydrauliques.

Chapitre 1 : Etat de l'art

Introduction

Une structure peut être conçue pour résister à un séisme donné sans subir aucun dommage et ce en absorbant l'énergie sismique par un comportement élastique. Cependant, une telle conception ne serait pas économique. Il serait plus réaliste et économique d'admettre un risque de dommage contrôlable et réparable, sans entraîner l'écroulement de la structure. Il faut donc procurer à la structure une capacité à se déformer de manière ductile au-delà de sa limite élastique sans perte significative de résistance, et lui permettre ainsi l'absorption d'une grande partie de l'énergie sismique par un comportement non élastique de certains éléments de la structure, sans grand dommage.

Afin de permettre à l'ingénieur concepteur de tenir compte des différentes non linéarités, la plupart des règlements modernes (codes européens EC8, RPA99/v2003,... etc.) préconisent de réduire les forces issues d'un calcul élastique linéaire en faisant appel à un coefficient appelé «coefficient de comportement».

Dans ce premier chapitre, une revue bibliographique est présentée pour définir le coefficient de comportement et les différentes méthodes qui permettent son évaluation, ainsi que les valeurs adoptées par les différents règlements. Quelques travaux réalisés dans ce contexte sont présentés.

1.1. Contexte d'étude

L'Algérie a connu différents séismes ayant causés d'importantes pertes en termes de vies humaines et matériels, tels qu'El Asnam en 1980 et Boumerdes en 2003. L'analyse des pathologies rencontrées, suite à ce dernier séisme, a montré un manque flagrant dans le comportement sismique des structures, ce qui a mis en évidence l'importance de l'étude au séisme des ouvrages de génie civil. L'expérience a montré que le dimensionnement des structures élastiques engendre des surcoûts, si bien que le dimensionnement en ductilité est devenu largement utilisé et accepté par la communauté du génie civil. C'est dans cette logique que le PS 92 (DTU, 1998) intègre le dimensionnement en plasticité et que l'Eurocode 8 (CEN, 1998) intègre le dimensionnement en ductilité, lequel est plus réaliste et économique.

L'idée est de procurer à la structure une capacité à se déformer de manière ductile au-delà de sa limite élastique, sans perte significative de résistance. Afin de tenir compte des différentes non linéarités, la plupart des règlements modernes préconisent de réduire les forces issues d'un calcul élastique linéaire par un facteur de réduction appelé soit coefficient de comportement, soit facteur de comportement, soit facteur de correction ou encore facteur de

modification de la réponse, dont les valeurs varient d'un règlement à un autre, pour un même type d'ouvrage.

Lors du calcul sismique d'une structure, la valeur à attribuer au facteur de réduction, dépend de sa capacité à dissiper l'énergie sismique par déformation. Lorsque ce dernier vaut 1, cela veut dire que la structure est considérée comme non dissipative, elle est alors dimensionnée de telle manière à avoir un comportement purement élastique. Alors que pour une structure dissipative, ce facteur est inférieur à 1. Cette valeur est d'autant moins élevée que la structure est plus dissipative. Toutefois, ces valeurs constantes attribuées au facteur de réduction ne peuvent pas traduire d'une manière efficace le comportement non élastique de ces ouvrages (Patel et al, 2014). Il est admis par tous les règlements de dimensionnement que l'évaluation de ce facteur de réduction passe forcément par l'estimation de la ductilité de la structure ainsi que celle de sa capacité d'amortissement.

1.2. Facteur de réduction dans les codes de dimensionnement

Les méthodes de dimensionnement conventionnelles des structures, permettent d'évaluer la force sismique F_e à la base de la structure de masse M en fonction de l'accélération spectrale S_a , comme suit :

$$F_e = M.S_a \quad (1.1)$$

Dans les codes de conception parasismiques, cette force sismique de dimensionnement est réduite d'une certaine quantité tenant compte de la ductilité de la structure ou de sa capacité à absorber l'énergie. Le concept du facteur de réduction est basé sur la capacité qu'a une structure convenablement dimensionnée à supporter des déformations dans le domaine inélastique par un comportement ductile. Ce facteur de réduction (q) tel que défini dans les différents codes de dimensionnement, représente le rapport de la force latérale de dimensionnement pour laquelle elle a été dimensionnée à la force latérale que développerait dans une structure une réponse purement élastique linéaire sous l'action sismique (Ider et al., 2022).

$$q = \frac{F}{F_e} \quad (1.2)$$

Dans la norme de l'American Society of Civil Engineering (ASCE 7), cette réduction est réalisée grâce au facteur de modification de la réponse noté R , l'Eurocode 8 utilise plutôt le facteur de comportement noté q ; la norme de la New Zealand National Society for Earthquake Engineering (NZSEE) utilise le facteur de correction noté C_f , qui est donné en fonction du

facteur de ductilité μ et du rapport d'amortissement ξ . Quant aux normes du domaine industriel américain, elles utilisent un facteur similaire au facteur de modification de la réponse de l'ASCE 7. Cependant, les spécifications D-110 et D-115 de l'American Water Works Association (AWWA) le désignent comme étant un coefficient de structure. Dans le National Building Code of Canada (NBCC), ce coefficient de réduction a subi plusieurs amendements dans le temps, suite aux diverses révisions, tenant compte à chaque fois du retour d'expérience de plus d'un demi-siècle de pratique (Mitchell et al., 2003), comme nous le verrons plus loin. Le RPA adopte deux coefficients, dont le premier est un facteur de correction de l'amortissement noté η , le second est le coefficient de comportement de la structure noté R . Nous observons des différences importantes dans les stratégies adoptées par différents codes de dimensionnement pour réduire la force sismique élastique de dimensionnement. La grande différence concerne la classification des réservoirs en fonction de leur capacité d'absorption d'énergie. Certains codes et normes de dimensionnement donnent une classification détaillée des réservoirs et spécifient la valeur du facteur de modification de la réponse pour chaque type de réservoir. Par exemple, trois types de réservoirs sont décrits dans ASCE 7, dont le facteur de modification de la réponse varie de 1.50 à 3. Le NZSEE suggère également la classification des réservoirs, pour différentes valeurs correspondantes du facteur de ductilité et du rapport d'amortissement, faisant varier le facteur de correction entre 1 et 1.75. Il est intéressant de noter que l'Eurocode 8 ne suggère aucune classification pour les réservoirs. Il mentionne que pour l'évaluation des forces de dimensionnement élastique, la valeur $q = 1$, doit être utilisé pour tous les types de réservoirs, à moins qu'une meilleure capacité de dissipation de l'énergie soit démontrée par une analyse appropriée.

Dans le NBCC 1970, ce facteur de réduction, noté K , varie de 0.67 à 2 en fonction du type de contreventement de la structure. Le NBCC 1975, déduit le facteur K à partir d'un facteur de ductilité de la structure noté μ (variant de 1 à 4). Dans le NBCC 1990, le facteur K a été remplacé par un nouveau facteur noté R (variant de 1 à 4) reflétant la capacité de la structure à dissiper l'énergie par un comportement inélastique. Le NBCC 1995 a, quant à lui, introduit des facteurs R additionnels, élargi à d'autres structures. Il faudra attendre le NBCC 2005 pour introduire deux types de facteur de modification de la force sismique, notés R_d (variant de 1 à 5) et R_o (variant de 1 à 1.7), qui sont liés respectivement à la ductilité et à la sur-résistance de la structure en fonction du système de contreventement adopté. Le NBCC 2010, a été élargi aux structures en acier formé à froid et aux structures en acier contreventé avec des armatures

entretoisé, pour lesquelles des facteurs de modifications (R_d et R_o) ont été ajoutés, comme d'ailleurs recommandé dans l'étude menée par Comeau et al. (2010).

Dans le règlement parasismique algérien (RPA., 2003), ce facteur de réduction est le produit de deux facteurs tenant compte de la ductilité μ et du facteur d'amortissement ξ , que l'on peut écrire comme suit :

$$q=R_{\mu} \cdot R_{\xi} \quad (1.3)$$

Le facteur de ductilité noté R_{μ} dans le RPA correspond à l'inverse du coefficient de comportement R :

$$R_{\mu} = \frac{1}{R} \quad (1.4)$$

Pour les réservoirs surélevés d'eau potable, le coefficient de comportement R de la structure a une valeur unique quel que soit le système de contreventement. Le système de contreventement retenu pour un château d'eau est le système à pendule inverse dont 50% ou plus de la masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure. Le RPA (2003) propose pour valeur du coefficient de comportement de la structure, $R= 2$, aussi bien pour un château d'eau sur pilotis que pour un réservoir d'eau cylindrique ou torique proéminent sur jupe cylindrique ou conique plus resserrée (Tableau 1.1).

Tableau 1. 1. Extrait du tableau des valeurs du coefficient de comportement R (RPA 2003)

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
Ia	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
Ib	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Ce coefficient de comportement R est défini par le RPA comme étant le rapport du déplacement ultime δ_u sur le déplacement élastique δ_e , ce qui correspond à la ductilité globale de la structure, définie comme suit :

$$R = \mu = \frac{\delta_u}{\delta_e} \quad (1.5)$$

L'effet de l'amortissement, est introduit dans le RPA, par le facteur de correction d'amortissement η comme suit.

$$R_{\xi} = \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad (1.6)$$

Où $\xi(\%)$ désigne le facteur d'amortissement critique dont la valeur dépend du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il peut prendre les valeurs suivantes $\xi = 4,5, 6, 7$ ou 10% , selon les cas (Tableau 1.2).

Tableau 1. 2. Valeurs du pourcentage d'amortissement critique ξ (%) (RPA 2003)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Le coefficient de comportement R ainsi que le facteur de correction d'amortissement ($\eta=R_{\xi}$), sont introduits dans le RPA pour le calcul de l'accélération sismique qui représente une fraction de l'accélération de la pesanteur. Elle est évaluée en fonction de la période par des relations qui dépendent de plusieurs paramètres, telle que donnée par la relation (1.7).

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (1.7)$$

Où :

A: coefficient d'accélération de zone ;

Q: facteur de qualité ;

R: coefficient de comportement ;

T: période fondamentale de la structure ;

η : facteur de correction d'amortissement.

Le paramètre A désigne le coefficient d'accélération de zone, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage (Tableau 1.3). Le RPA (2003) classe les châteaux d'eau et réservoirs de grande et moyenne importance comme étant des ouvrages de groupe 1B, c'est à dire des ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine.

Tableau 1. 3. Valeurs du coefficient d'accélération de zone (RPA 2003)

Groupe d'usage	Zones sismiques			
	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Groupe d'usage 1A	0,15	0,25	0,3	0,4
Groupe d'usage 1B	0,12	0,20	0,25	0,30
Groupe d'usage 2	0,10	0,15	0,2	0,25
Groupe d'usage 3	0,07	0,10	0,14	0,18

Q est le facteur de qualité de la structure qui est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, la régularité en plan et en élévation, la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (1.8)$$

Où P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non" (Tableau 1.4).

Tableau 1. 4. Valeurs des pénalités P_q (RPA 2003).

Critère q	P_q	
	Observé	Non-observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

T_1 , T_2 sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du sol du site d'implantation (Tableau 1.5). Le lecteur intéressé par plus de détails sur le choix des différents coefficients cités plus haut peut consulter la référence (RPA., 2003).

Tableau 1. 5. Valeurs de T_1 et T_2 .

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
	Site rocheux	Site ferme	Site meuble	Site très meuble
T_1	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70

Le spectre élastique (Figure 1.1) est obtenu par les relations (1.7) ci-dessus, lorsque $q=1$, ce qui correspond à ($R_\mu=1$; $R_\xi=1$). Ce spectre est réalisé pour un coefficient de comportement $R=1$ et un facteur d'amortissement correspondant à $\xi =5\%$. Dans la pratique, la conception sismique par les codes de dimensionnement se fait par le spectre inélastique (ou spectre réduit), lequel est obtenu par la simple introduction d'un facteur de comportement $q<1$,

correspondant à ($R_{\mu} < 1$; $R_{\xi} < 1$). Ce spectre réduit (Figure 1.1) est obtenu pour un coefficient de comportement $R > 1$ et un facteur d'amortissement $\xi > 5\%$.

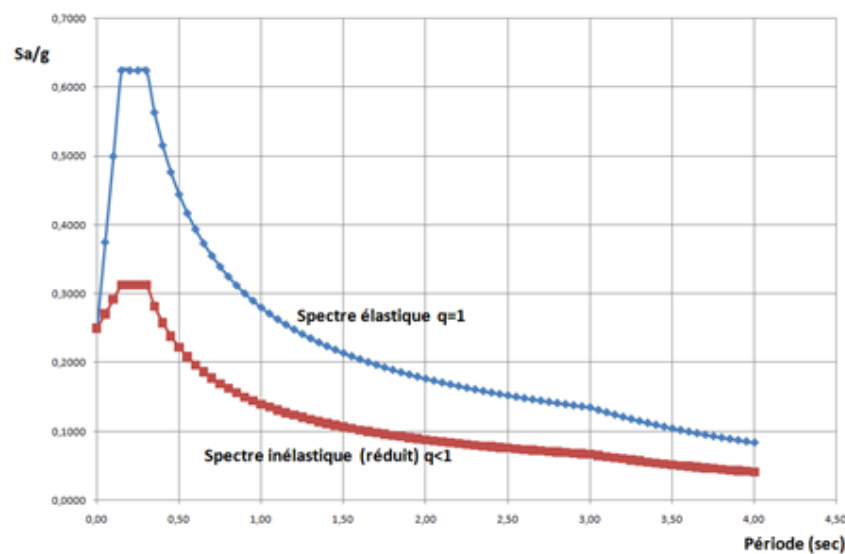


Figure 1.1. Spectre élastique et spectre réduit.

1.3. Quelques travaux consacrés au coefficient de réduction

Lors du chargement sismique, les structures de génie civil entrent dans un état de comportement non élastique. Ce comportement offre une meilleure résistance à ces structures, car elles absorbent plus d'énergie communiquée par le mouvement du sol. La capacité de structures a absorbé l'énergie libérée par le mouvement du sol peut être décrite par la notion du facteur du comportement R . Dans cette optique, Mechiche et al., (2013), dans ses travaux de recherche, s'est intéressé au développement d'une méthode d'évaluation du coefficient de comportement globale des structures en acier prenant en considération la nature du contreventement (système à barre centrées et à barre excentrées). La conduite générale du développement de la méthode est orientée sur cinq structures (un, trois, quatre, cinq et six étages), pour chaque type de contreventement. Les coefficients de comportement obtenus sont respectivement 1, 2, 2.2, 3.2, 5 pour un contreventement à barres centrées et 1, 2, 2.4, 2.35, 2.45 pour un contreventement à barres excentrées. La méthodologie adoptée fait référence aux relations qui lient les coefficients de comportement avec les ductilités locales requise des éléments de structures et avec les ductilités globales des différentes structures. En conclusion de l'étude, une valeur moyenne du coefficient de comportement R , ainsi qu'une proposition de distribution de ductilité locale sont données pour chaque type de contreventement et pour chaque élément structural.

Mouzzoun et al. (2013), dans leur étude, ont mis en évidence l'influence du nombre de portiques, du nombre d'étages, de la ductilité, du type de sol et de la période fondamentale de la structure dans l'évaluation de la valeur du coefficient de comportement des bâtiments en béton armé. L'étude est portée sur 7 types de structures de différents niveaux (2, 3, 4, 5, 6, 7 et 8), dimensionnées selon le règlement parasismique marocain (RPS2000). L'évaluation du facteur de comportement est effectuée en utilisant quatre méthodes : New Mark et Hall, Giuffre et Giannini, Krawinkler et Nassar et l'Eurocode 8). Les résultats de cette étude montrent l'influence des paramètres mis en jeu sur la valeur du facteur de comportement.

Louzai et al. (2015) se sont intéressés à l'évaluation du coefficient de comportement des structures en béton armé, en se basant sur une analyse comparative entre deux méthodes d'analyse non linéaires ; la méthode Push-over et la méthode d'analyse dynamique incrémentales. L'étude conclue que le coefficient de comportement proposé par le RPA est surestimé, particulièrement pour les structures en portique peu élancées. Les auteurs démontrent que ce coefficient augmente avec le nombre d'étages des bâtiments et qu'il est fonction de leur élancement, lequel paramètre n'est pas pris en compte à l'heure actuelle dans le règlement parasismique.

Aghayari et al. (2017), ont mis l'accent sur l'évaluation du coefficient de comportement des structures en béton armé renforcées par des murs en acier, reliées aux poutres et aux colonnes de la structure, selon une méthode de poussée non linéaire. Les auteurs ont démontré à travers cette étude l'effet de l'ajout de parois en acier sur la valeur du coefficient de comportement de la structure dû à l'augmentation de l'épaisseur de la paroi en acier ou à la diminution de la limite élastique de l'acier.

Abd-Elhamed et al. (2023), ont axé leur recherche sur l'influence du niveau de ductilité (ductilité moyenne et ductilité élevée) et le nombre d'étages sur le comportement sismique des bâtiments mixte acier-béton. L'analyse a été menée sur cinq types de bâtiments (5, 10, 15 et 20 étages), conçus conformément à la description de l'Eurocode 8. L'évaluation du facteur de comportement est effectuée à l'aide de l'analyse non-linéaire dite pushover. L'étude conclut que la valeur du coefficient de comportement des structures étudié était bien supérieure à ceux définis dans l'Eurocode 8, particulier les structures de classe du niveau de ductilité moyenne.

Les réservoirs de stockage surélevés sur tours sont construits à une altitude pour répondre à deux problématiques, stocker et fournir la pression utile pour la distribution de l'eau aux abonnés. Ces structures se fondent sur l'effet de la pression hydrostatique produite par la hauteur d'eau dans la cuve de l'ouvrage. Ce type de structures devient plus critique vis-à-vis

des sollicitations sismiques, auxquels elles doivent résister et garantir leur fonction de stockage et de distribution après un grave tremblement de terre. Dans ce domaine, Masoudi et al. (2012) se sont intéressés au développement d'une nouvelle méthodologie pour l'évaluation du facteur de comportement sismique des supports des réservoirs surélevés. A cet effet, des simulations numériques ont été réalisées sur plusieurs types de pilotis avec et sans l'effet de l'interaction fluide-structure. Les résultats des différentes analyses numériques ont mis en évidence l'influence de la hauteur du support, l'interaction fluide-structure et l'effet P- Δ sur le comportement sismique de ce type d'ouvrage.

Patel et al. (2014) se sont intéressés à l'étude de la variation du coefficient sismique des réservoirs de différentes hauteurs avec une capacité de stockage constante. Les résultats ont montré que la valeur du coefficient de comportement est sensiblement affectée par la zone sismique, la période fondamentale, la capacité du réservoir et enfin le type du sol.

Les travaux de Ghateh et al. (2015) portent sur l'étude du facteur de réponse sismique des réservoirs surélevés en béton armé. L'objectif est de fournir une meilleure compréhension de la réponse sismique non-linéaire des supports. Pour cela, plusieurs réservoirs à différentes dimensions (supports) sont considérés afin de développer une base de données complète pour le facteur de réponse sismique des supports en bétons armés. En outre, des modèles de ruine sont utilisés afin d'avoir une idée et de pouvoir détecter l'endroit des dommages majeurs qui peuvent se produire dans le support, une fois soumis aux charges sismiques. Les résultats de l'étude ont révélé que les dimensions du réservoir et la zone sismique ont un effet significatif sur l'évaluation du facteur de comportement sismique. Pour un groupe de réservoirs surélevés de différentes dimensions (grandes, moyennes et petites), implantés dans une zone de forte sismicité, les facteurs ont pour valeurs 1.3, 1.6 et 2 respectivement. Par contre, pour les mêmes ouvrages implantés dans une zone de faible sismicité, les facteurs obtenus sont de l'ordre de 4, 6 et 7 respectivement.

Rafieeraad et al. (2021), ont mené une étude sur l'effet de divers paramètres sur le comportement sismique de réservoirs en béton. Une méthode par éléments finis employant l'analyse de poussée progressive et d'historique temporel est développée pour étudier le comportement sismique de réservoirs circulaires au sol. Le facteur de modification de la réponse (R) est évalué sur la base d'analyses statiques non linéaires. Cette étude montre que l'effet de la taille du réservoir, du caractère non-linéaire des matériaux, de l'état de base et de la fréquence des séismes est important. De plus, les réservoirs à base fixe et peu profonds ont des valeurs plus élevées que les réservoirs à base articulée et hauts. L'étude conclut que la valeur de R spécifiée dans la réglementation actuelle n'est pas appropriée.

Mulchandani et al., (2021), dans leur recherche, se sont intéressés à l'évaluation du coefficient de comportement sismique R des réservoirs d'eau surélevés par des fûts en béton armé. Au total, 21 réservoirs ont fait l'objet de cette étude, ou différentes hauteurs et tailles, sont examinées à l'aide d'une analyse « Pushover ». Ces réservoirs ont été conçus selon les normes de calculs indiennes. Les valeurs du coefficient R sont comparées à celles suggérées par le code de conception indien. L'influence de divers paramètres importants tels que la période, la hauteur d'étage et le rapport hauteur/diamètre sur le facteur de résistance, le facteur de ductilité et les facteurs de réduction de réponse est également étudiée. Les résultats de l'étude montrent que la hauteur, la taille du réservoir et le rapport hauteur/diamètre du fût ont un effet considérable sur les valeurs du coefficient R des réservoirs surélevés supportés par un fût. Par conséquent, il est suggéré de ne pas utiliser la valeur similaire du coefficient R pour tous les réservoirs supportés par un fût, quelles que soient leur hauteur et leur taille.

1.4. Notion de ductilité

L'analyse pathologique de quelques constructions endommagées, durant les séismes récents en Algérie, a montré l'insuffisance dans la performance sismique de ces constructions (Davidovici., 2003). La ductilité est l'un des indicateurs précieux pour l'étude de cette performance dans le domaine post élastique (Park., 1989).

La ductilité est une caractéristique essentielle des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Ce terme définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur, on rencontre trois types de ductilité qui sont : la ductilité de déformation liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la ductilité de courbure associée à la capacité de rotation dans une section et la ductilité de déplacement se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure (Hachem., 2004).

1.4.1. Ductilité de déformation

La ductilité de déformation est exprimée par le rapport de la déformation ultime ε_u à la déformation élastique ε_e (Figure 1.2), elle est donnée par l'équation suivante :

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_e} \quad (1.9)$$

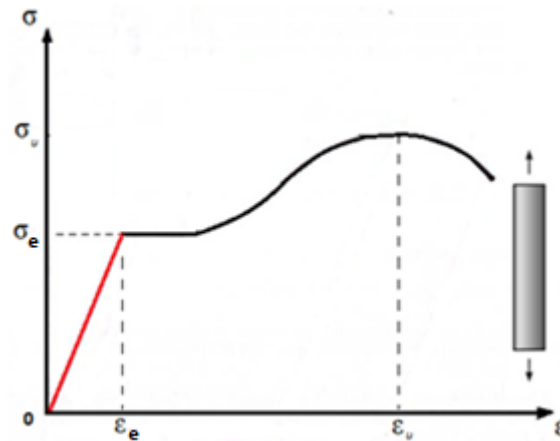


Figure 1. 2. Ductilité de déformation (Doneux, 2002).

1.4.2. Ductilité de courbure

La ductilité de courbure caractérise la capacité de rotation des sections. Elle est directement associée à la capacité de déformation de l'élément soit en termes de rotation ou de déplacement. Elle est définie comme étant le rapport de la courbure ultime ϕ_u à la courbure élastique ϕ_e (Figure 1.3), elle est donnée par l'équation suivante :

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_e} \quad (1.10)$$

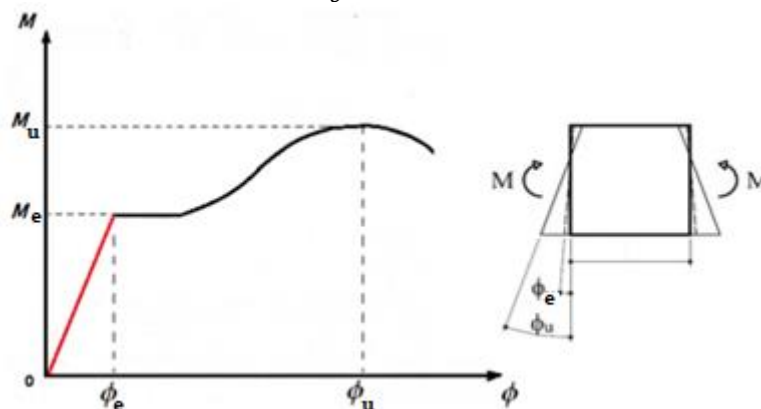


Figure 1.3. Ductilité de courbure (Doneux, 2002).

1.4.3. Ductilité de déplacement

La ductilité de déplacement exprime en générale la ductilité globale de l'élément ou de la structure. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement ultime Δ_u au déplacement élastique Δ_e (Figure 1.4), elle est donnée par l'équation suivante.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_e} \quad (1.11)$$

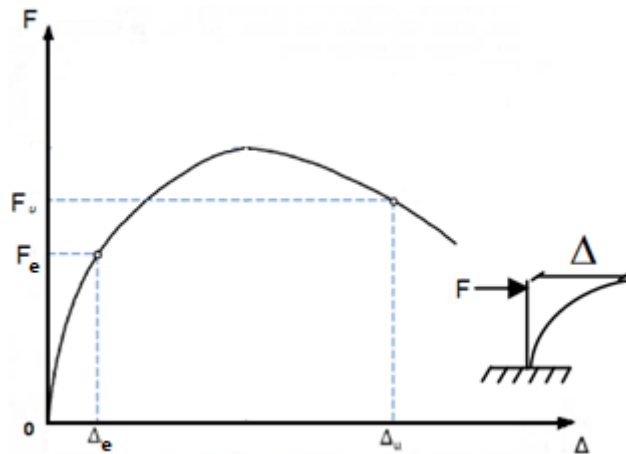


Figure 1.4. Ductilité de déplacement (Doneux, 2002).

1.5. Classes de ductilité

L'Eurocode 8, divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir la classe de ductilité limitée (DCL), la classe de ductilité moyenne (DCM) et la classe de ductilité élevée (DCH).

1.5.1. Classe de ductilité limitée (DCL)

La classe de ductilité limitée correspond aux structures conçues et dimensionnées conformément aux règles de l'Eurocode 2, complétées par des règles qui permettent d'augmenter la ductilité disponible (Eurocode8, XP ENV 1998-1-3 Mars 2003).

1.5.2. Classe de ductilité moyenne (DCM)

La classe de ductilité moyenne correspond à des structures pour lesquelles la conception, le dimensionnement et les dispositions de détail conformes à des dispositions spécifiques de résistance aux séismes, permettent à la structure d'entrer effectivement dans le domaine inélastique sous des actions alternées, sans subir de rupture fragile (Eurocode8, XP ENV 1998-1-3 Mars 2003).

1.5.3. Classe de ductilité élevée (DCH)

La classe de ductilité élevée correspond à des structures pour lesquelles la conception, le dimensionnement et les dispositions de détail sont en mesure d'assurer, en réponse à l'excitation sismique, le développement de mécanismes stables choisis, associés à une importante dissipation d'énergie hystérétique (Eurocode8, XP ENV 1998-1-3 Mars 2003).

Le règlement parasismique algérien (RPA, 2003) appui ces recommandations sur la conception des structures avec une classe de ductilité élevée (Kassoul et Sebai, 2011).

Il est à noter qu'une structure peut avoir une grande déformabilité, alors qu'elle est moins ductile comme le montre la figure 1.5, où on constate que les murs en béton armé (voile)

possèdent une faible déformation alors qu'ils sont plus ductiles comparativement aux portiques qui sont plus déformables et moins ductiles (Shdeed et Kassoul., 2002) (Bertero., 1988).

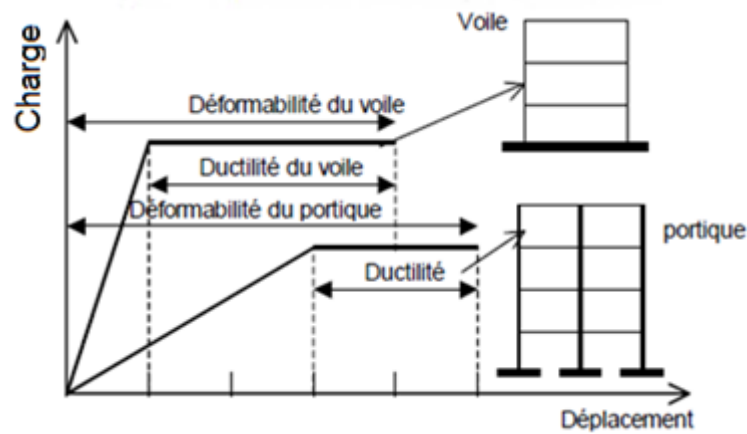


Figure 1.5. Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé (Bertero., 1988).

1.6. Evaluation du coefficient de comportement en fonction de la ductilité

La littérature propose plusieurs méthodes pour l'évaluation du coefficient de comportement des structures. Ces méthodes peuvent être groupées en quatre catégories principales qui sont les suivantes (El Hasouni., 2007) :

- Méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité ;
- Méthodes basées sur l'extension de la réponse dynamique inélastique d'oscillateurs simples à un seul degré de liberté aux systèmes à plusieurs degrés de liberté ;
- Méthodes basées sur l'approche énergétique ;
- Méthodes basées sur l'accumulation de dommage.

1.6.1. Méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité

La théorie du facteur de ductilité est basée sur l'hypothèse de l'équivalence des déplacements maximums d'un système à un seul degré de liberté (SDOF), à comportement élasto-plastique parfait et celui d'un oscillateur similaire à comportement indéfiniment élastique linéaire ; ce qui conduit à la définition d'un facteur de comportement q qui coïncide substantiellement avec la ductilité globale μ .

Les seules limitations de la théorie du facteur de ductilité sont les hypothèses de régularité des structures et le mécanisme de ruine global. Ces méthodes exigent une distribution uniforme des déformations plastiques dans l'ossature de la structure (El Hasouni., 2007).

A.1. Méthode de Newmark et Hall

La méthode de Newmark et Hall est la plus simple de toutes les méthodes. Le facteur de comportement est donné selon la figure 1.6 en fonction de la période de vibration de l'oscillateur (El Hasouni., 2007), (Mouzzoun et al., 2013).

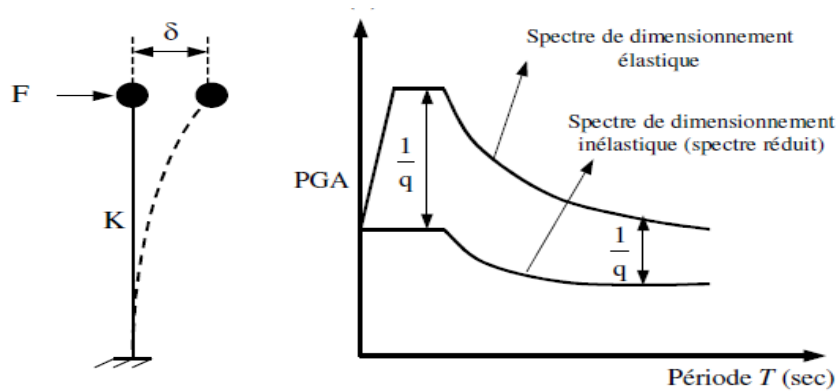


Figure 1.6. Établissement du spectre de réponse inélastique à partir du spectre élastique à un degré de liberté.

Le facteur de comportement est donné par :

$$\text{Structure de longue période} \quad q = \mu_{\delta} \quad (1.12)$$

$$\text{Structure de courte période} \quad q = \sqrt{2\mu_{\delta} - 1} \quad (1.13)$$

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_e} \quad (1.14)$$

μ_{δ} : ductilité du matériau, qui pour le béton armé provient de la plastification de l'acier en traction et par déformation plastique du béton comprimé.

δ_e : déplacement élastique ;

δ_u : déplacement ultime.

On ne s'intéressera qu'aux méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité en particulier la méthode de Newmark et Hall, utilisée par Mouzzoun et al., (2013) et Louzai et al., (2015) dans le domaine des bâtiments et Ghateh et al., (2015) dans le domaine des réservoirs surélevés.

A.2. Méthode de Cosenza, De Luca, Faella et Mazzolani

Cette méthode est basée sur la théorie du facteur de ductilité et sur l'hypothèse de ruine de la structure, par formation d'un mécanisme plastique de type global, en tenant compte de l'effet P- Δ (Cosenza et al., 1986). Le facteur de comportement est donné par la relation suivante :

$$q = \frac{\delta_u}{\delta_e} = \alpha_c \left(\frac{\alpha_u}{\alpha_e} - \beta \right) + \beta \quad (1.15)$$

$\frac{\delta_u}{\delta_e}$: ductilité globale de la structure ;

δ_u : déplacement ultime horizontale en tête de la structure ;

δ_e : déplacement élastique limite ;

α_c : le multiplicateur élastique critique de charges verticales ;

$\frac{\alpha_u}{\alpha_e}$: exprime la capacité de redistribution plastique ;

β : coefficient dépendant de la période propre T de vibration de la structure.

L'équation (1.15) peut réécrite sous la forme suivante :

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_e} [(1 - \beta')\alpha_c + \beta'] \quad (1.16)$$

Avec : $\beta = \beta' \frac{\alpha_u}{\alpha_e}$

Le coefficient β' est obtenu à partir des résultats sur le comportement des systèmes à un seul degré de liberté. Il a été proposé pour le coefficient β' la relation suivante :

$$\beta' = 1 - T \quad \text{si } T < 0,5. \quad (1.17)$$

A.3. Méthode de Giuffre et Giannini

Giuffre et Giannini, (1982), ont proposé des expressions approchées du facteur de comportement q , en fonction de la ductilité globale μ de la structure et de sa période T de vibration, en envisageant deux expressions différentes pour q , selon la valeur de la période T , soient :

$$q = 1 + (\mu - 1)^{0.87 - 0.05T} \quad \text{si } T \geq T_0 \quad (1.18)$$

$$q = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T}{T_0} \left(1 - 0.5 \frac{T}{T_0}\right) \quad \text{si } T \leq T_0 \quad (1.19)$$

Où T_0 est la valeur de la période T correspondante au début de la branche descendante du spectre de réponse élastique (Figure 1.7), q_0 est la valeur de q obtenue en remplaçant T par T_0 dans la relation (1.18).

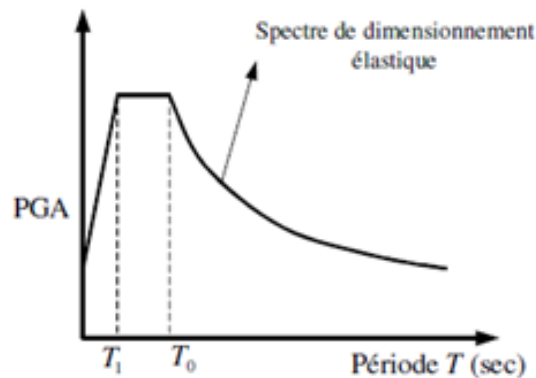


Figure 1.7. Spectre de réponse élastique.

A.4. Méthode de Palazzo et Fraternali

Palazzo et Fraternali, (1987) ont donné une relation du type $q=q(\mu, T, \gamma)$ qui tient compte de l'effet $P-\Delta$ dû aux charges verticales. Cet effet est introduit par l'intermédiaire du paramètre g qui est égal à la pente de la branche descendante de la loi force-déplacement.

$$\begin{cases} q = 1 + (q_1 - 1) \cdot \frac{T}{T_1} & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ q = \frac{1}{T-T_0} [(T_0 q_1 - q_0 T_1) + (q_0 - q_1) T] & \text{si } T_1 \leq T \leq T_0 \\ q = q_0 - \frac{(\mu-1)(1-10\gamma)}{20} \cdot (T - T_0) & \text{si } T \geq T_0 \text{ et } \gamma < 0.1 \\ q = q_0 & \text{si } T \geq T_0 \text{ et } \gamma > 0.1 \end{cases} \quad (1.20)$$

Avec :

$$\begin{cases} q_0 = \frac{\mu}{\mu \frac{\mu + 100\gamma}{40}} & \text{si } \mu \leq 1/\gamma \\ q_1 = 1 + \left[0.5 + \left(\frac{T_1}{T_0} - 0.5 \right) (2\mu\gamma - \mu^2\gamma^2) \right] (q_0 - 1) \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_0 = \gamma \frac{\mu + 100\gamma}{40} \\ q_1 = 1 + \frac{T_1}{T_0} (q_0 - 1) \end{cases} \quad \text{si } \mu > 1/\gamma$$

Si $T \geq T_0$ et $\gamma > 0.1$, la valeur du facteur de comportement q reste constamment égale à q_0

Si $T \geq T_0$ et $\gamma < 0.1$, la valeur de q diminue linéairement selon une pente β donnée par l'expression suivante :

$$\beta = \frac{(\mu - 1)(1 - 10\gamma)}{20} \quad (1.21)$$

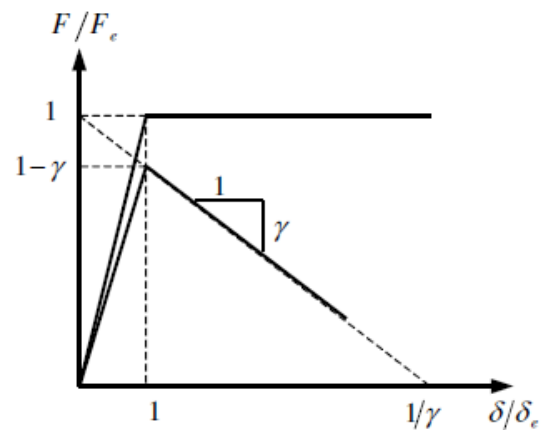
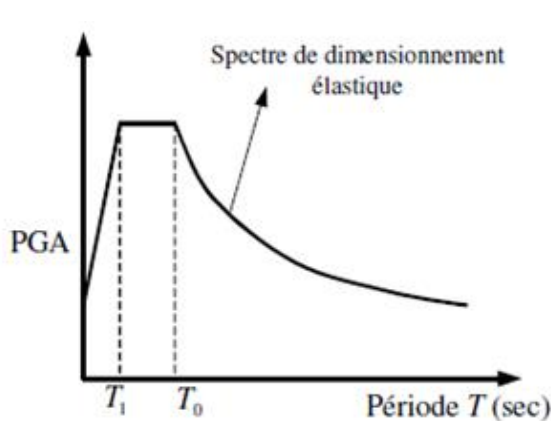


Figure 1.8. Spectre de réponse élastique.

Figure 1.9. Diagramme force-déplacement.

A.5. Méthode de Krawinkler et Nassar

La méthode de Krawinkler et Nassar, (1992) est basée également sur la réponse sismique du système à un seul degré de liberté à comportement élasto-plastique avec écrouissage. Le facteur de comportement est donné par l'expression suivante :

$$q = \left[1 + (\mu - 1) \left(\frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \right) \right]^{\left(\frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \right)^{-1}} \quad (1.22)$$

a et b sont deux paramètres numériques compris entre 0 et 1 qui dépendent du taux d'écrouissage.

A.6. Méthode de Cosenza, De Luca, Faella et Piluso

Cosenza et al, (1988) ont abandonné l'hypothèse d'un oscillateur simple. Ils ont examiné le comportement réel d'une structure, par exemple un portique multi-étagé (Figure 1.11) soumis à une certaine distribution de forces horizontales F_1, F_2, \dots, F_n représentatives de l'action sismique sous forme statique équivalente. On peut caractériser le comportement de la structure sous chargement monotone de la manière suivante :

Les charges verticales restant fixées, on multiplie les seules forces horizontales par un facteur de chargement α , et on considère la courbe (α, δ) , δ est le déplacement horizontal en tête de portique. Cette courbe va présenter tout d'abord une branche croissante, avec un comportement élastique tant que α reste inférieur à α_e , niveau de chargement correspondant à une première plastification dans la structure. L'accentuation de la courbure de la courbe (α, δ) si $\alpha > \alpha_e$ traduit la capacité de redistribution plastique de la structure jusqu'au niveau de chargement ultime α_u que peut supporter celle-ci. Le comportement de la structure, même global, est donc plus complexe que celui d'un oscillateur simple élasto-plastique parfait, et on doit s'attendre à ce que le coefficient de comportement q dépende non seulement de la ductilité globale $\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_e}$ de la structure mais aussi d'autres paramètres à savoir :

- le paramètre de redistribution plastique $\frac{\alpha_u}{\alpha_e}$,
- la pente g de la branche décroissante,
- la capacité de rotation des rotules plastiques ; $\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e}$
- le type de mécanisme de ruine, et la période fondamentale de vibration T de la structure.

En considérant une valeur constante de taux d'amortissement visqueux de la structure généralement supposé de l'ordre de 5 %, le facteur de comportement q peut être déterminé en suivant les étapes qui suivent :

- évaluation de la capacité de rotation, soit R , des éléments structuraux constitutifs. Cette capacité de rotation est évaluée au moyen des résultats existants dans la littérature.
- évaluation de la ductilité globale. Soit :

$$\mu_\delta = 1 + \frac{2}{3}(\mu_\theta - 1) - 2\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_e} - 1\right) \quad (1.23)$$

- calcul du facteur de comportement q du système équivalent à un seul degré de liberté sans tenir compte de l'effet $P-\Delta$;
- évaluation du facteur de réduction soit φ qui tient compte de l'effet $P - \Delta$. Le coefficient φ peut être évalué.

Les étapes précédentes conduisent facilement au calcul du facteur de comportement q selon l'expression suivante :

$$q = \frac{\alpha_u q_0 \left(\mu_\delta, T, \gamma = 0, \frac{\alpha_u}{\alpha} = 1 \right)}{\alpha_e \varphi(\gamma, \mu_\delta, T)} \quad (1.24)$$

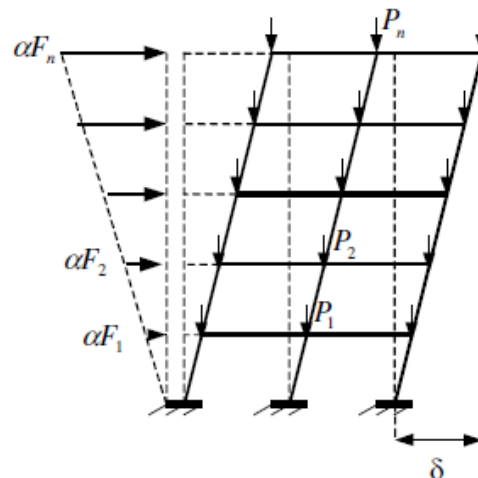
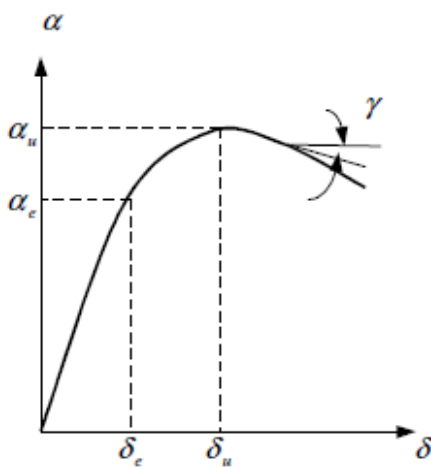


Figure 1.10. Courbe force-déplacement. Figure 1.11. Structure réelle à plusieurs ddl

1.6.2. Méthodes basées sur l'analyse dynamique inélastique des systèmes à plusieurs degrés de liberté

B.1. Méthode de Ballio et Setti

En ce qui concerne la détermination théorique du coefficient q , une méthode relativement générale a été proposée par Ballio et al, (1984), Setti, (1985). Pour une structure donnée,

soumise à un accélérogramme du sol de forme $a_N \lambda(t)$, où l'accélération nominale est considérée ici comme un multiplicateur de l'action sismique que l'on fait croître progressivement, on effectue (à l'aide d'un logiciel approprié de dynamique non linéaire) toute une série de calculs numériques donnant la réponse maximale de la structure au cours du temps, pour les différentes valeurs de a_N . La réponse doit être caractérisée par une grandeur significative, en général le déplacement δ de l'étage supérieur par rapport au sol pour un bâtiment. Le facteur q est alors défini, dans le cas concerné de structure et d'accélérogramme par le point d'intersection de deux courbes (Figure 1.12) : d'une part la droite passant par l'origine qui correspond à l'évolution linéaire (δ, a_N) conforme à l'application classique de l'analyse spectrale élastique; d'autre part, la courbe non linéaire déduite point par point des calculs numériques incluant le comportement hystérétique des éléments et les effets $P - \Delta$ (El Hasouni, 2007) .

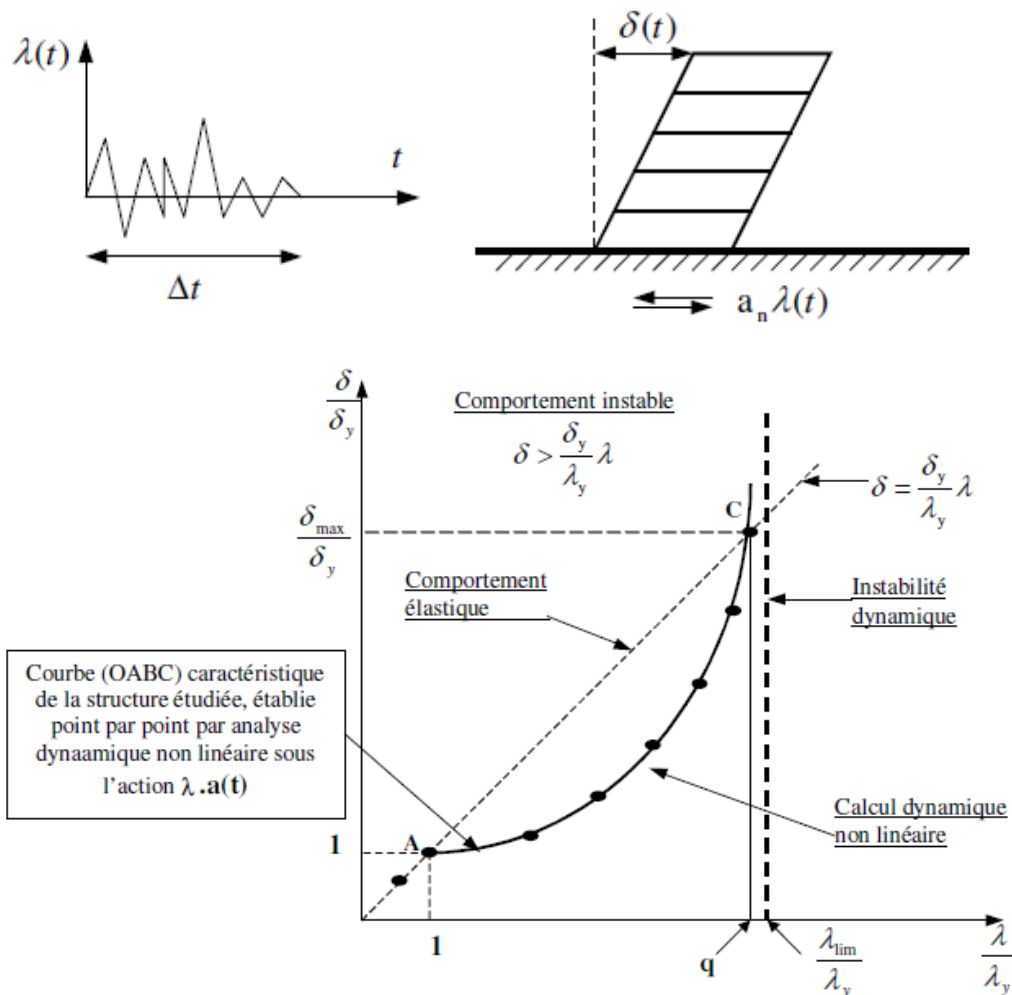


Figure 1.12. Méthode générale de détermination de q , Ballo-Setti.

1.6.3. Méthodes basées sur l'approche énergétique

Ces méthodes semblent être séduisantes, car elles sont plus générales. Elles ne nécessitent ni l'hypothèse de régularité structurale ni celle de mécanisme de ruine de type global. Elles sont basées uniquement sur le concept de la capacité de dissipation d'énergie ; c'est à dire que la structure atteint les conditions de ruine lorsqu'elle n'est plus en mesure de dissiper de l'énergie qui lui est induite par l'action sismique. Cependant, ces méthodes exigent la disponibilité d'un grand nombre de données expérimentales sur les structures en vraie grandeur et la disponibilité à la fois des lois de comportement des matériaux, des lois de fatigues et de modèles d'accumulation de dommage. On distingue les méthodes énumérées ci-dessous (El Hasouni., 2007) :

C.1. Méthode de Bonev et Christov

La méthode de Bonev et Christov est basée sur les hypothèses suivantes :

- seuls les déplacements horizontaux au niveau de chaque plancher sont à considérer,
- l'énergie de déformation plastique, W_p , est calculée lorsque le déplacement relatif entre deux planchers successifs atteint 3%.
- la distribution en élévation des déplacements horizontaux dépend d'un seul paramètre. Il convient de choisir le plus souvent le déplacement horizontal du plancher supérieur.

Selon cette approche, l'état limite de la structure est observé si la demande en énergie de déformation plastique, noté E_p , excède l'énergie de déformation plastique W_p .

La prévention de la structure contre la ruine est assurée si l'inégalité suivante est satisfaite :

$$E_p \leq W_p \quad (1.25)$$

Cette méthode suppose les modes propres de vibration de la structure sont connus, et les notations suivantes sont adoptées :

$\{v\}$: vecteur déplacement de la structure selon l'hypothèse 1 ;

$\{\Phi\}$: vecteur modal; vecteur propre normalisé ;

V_T : déplacement du plancher supérieur de la structure ;

M : matrice masse de la structure.

Le déplacement généralisé v^* de la structure est introduit selon le changement de variable suivant :

$$v^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{v\}}{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}} \quad (1.26)$$

Les modes de ruine de la structure sont supposés se produire selon les modes propres donc les modes de déplacement sont donnés par :

$$\{v\} = \{\Phi\} V_T \quad (1.27)$$

L'équation (1.25) est appliquée pour chaque mécanisme de ruine envisageable.

L'équation du mouvement de la structure représentée par un système à un seul degré de liberté (SDOF) peut être écrite sous la forme suivante :

$$M\{\ddot{v}\} + \{f\} = -M\{n\}\ddot{v}_g \quad (1.28)$$

$\{f\}$: vecteur des forces intérieures qui agissent au niveau des planchers ;

$\{n\}$: le vecteur unitaire ;

\ddot{v}_g : le vecteur accélération du sol.

Afin de rendre l'équation (1.28) facile à résoudre, un certain nombre de changement de variables sont effectuées :

$$\begin{cases} M^* = \{\Phi\}^T M \{n\}, \psi = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{M^*} \\ \ddot{v}_T^* = \psi \ddot{v}, \dot{v}_T^* = \psi \dot{v}_T, v_T^* = \psi v_T \end{cases} \quad (1.29)$$

Si $[k]$ est la matrice de rigidité de la structure, on pose :

$$K^* = \{\Phi\}^T K \{\Phi\}, \quad \omega^{*2} = \frac{K^*}{M^*} \quad (1.30)$$

Selon les nouvelles variables l'équation (1.28) est transformée en équation suivante :

$$M^* \ddot{v}_T^* + F^* = -M^* \ddot{v}_g$$

Avec :

$$F^* = \{\Phi\}^T \{f\} \quad (1.31)$$

Le bilan énergétique à l'état limite ultime est donné par l'équation :

$$E = E_c + E_p \quad (1.32)$$

L'énergie de déformation élastique est négligée ;

E : énergie introduite par l'action sismique dans la structure ;

$$E = \frac{1}{2} \left(\frac{T \cdot g}{2\pi} \right)^2 M^* R_e^2 \quad (1.33)$$

g : accélération de pesanteur ;

R_e : réponse en accélération du spectre de dimensionnement élastique normalisé (accélération spectrale du projet normalisé) ;

T : période propre de vibration du système à un seul degré de liberté ;

E_c : énergie cinétique de la structure. Elle est évaluée selon l'expression 1.29 :

$$E_c = \frac{1}{2} \left(\frac{T \cdot g}{2\pi} \right)^2 M^* \frac{R_e^2}{q^2} \quad (1.34)$$

q : désigne le facteur de comportement de la structure.

Le résultat final qui découle de l'égalité de l'énergie induite par l'action sismique et l'énergie totale absorbée par la structure est obtenu en supposant que l'état limite ultime est atteint lorsque l'équation (1.25) est satisfaite. Soit :

$$E_p = W_p = \frac{(R_e g)^2}{\psi K^*} (M^*)^2 \frac{1}{q^2} \eta^* \quad (1.35)$$

Le paramètre η^* désigne la ductilité cumulée de la structure.

On utilise l'équation (1.35) et on suppose que le système équivalent à un seul degré de liberté SDOF possède un comportement élasto-plastique parfait, η^* s'écrit alors comme suit :

$$\eta^* = \frac{E_p K^*}{(F_y^*)^2} \psi \quad (1.36)$$

Où F_y^* est la limite élastique du système équivalent à un seul degré de liberté.

Le facteur de comportement est évalué en substituant les équations (1.33), (1.34) et (1.35) dans l'équation (1.32)

$$q = \sqrt{1 + \frac{2\eta^*}{\psi}} \quad (1.37)$$

C.2. Méthode de Kato et Akiyama

Selon cette approche, la sécurité d'une structure vis-à-vis d'une action sismique majeure de dimensionnement est évaluée en comparant la capacité de dissipation d'énergie de cette structure à l'énergie qui lui est induite par cette action sismique (Kato et Akiyama., 1982).

A cet effet, les auteurs de cette méthode modélisent les structures métalliques comme des systèmes de "type cisailé" (shear-type systems) ; tels que des "portiques à colonnes faibles-poutres fortes", et la capacité de résistance sismique de la structure est évaluée pour chaque étage. Cette procédure dévolution ne s'applique pas pour un portique à colonnes fortes poutres faibles qui est sismiquement plus avantageux qu'un portique à colonnes faibles-poutres fortes, car la concentration de dommage dans un de ses étages peut être évitée. L'énergie sismique emmagasinée dans une structure, soit E_d , qui contribue au dommage structurel, est la somme de l'énergie de déformation élastique, soit W_e . C'est-à-dire :

$$E_d = W_e + W_p \quad (1.38)$$

Une valeur approchée de E_d est obtenue en considérant l'évaluation quantitative faite par Housner de l'énergie maximum emmagasinée dans une structure sous l'action d'un séisme, qui suppose que l'énergie induite engendrant le dommage d'une structure à comportement élasto-plastique, est la même que celle engendrant le dommage d'une structure similaire à comportement indéfiniment élastique linéaire. Soit :

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot M_t \cdot S_v^2 \quad (1.39)$$

Avec :

M_t : masse totale de la structure ;

S_v : réponse élastique spectrale en pseudo-vitesse.

Ajouter dans les équations (1.33) et (1.34), on obtient :

$$W_e + W_p = \frac{1}{2} \cdot M_t \cdot S_v^2 \quad (1.40)$$

La survie d'une structure vis-à-vis de l'action sismique de dimensionnement exige que la capacité de la structure à dissiper de l'énergie par déformation plastique cumulée, soit W_{ps} , supérieure à la demande en énergie de déformation plastique cumulée W_p :

$$W_{ps} \geq W_p = \frac{1}{2} \cdot M_t \cdot S_v^2 - W_e \quad (1.41)$$

Ceci est, selon les auteurs, le critère d'évaluation de la sécurité d'une structure métallique vis-à-vis d'un séisme majeur. Ce critère doit être vérifié à chaque étage de la structure, c'est-à-dire que la demande en énergie de déformation plastique cumulée (ou le travail plastique effectué) à un étage i , soit W_{pi} , ne doit pas dépasser la capacité de dissipation plastique W_{psi} de la structure à cet étage :

$$W_{pi} \leq W_{psi} \quad (1.42)$$

La formulation du facteur q obtenue selon cette approche est le résultat d'un laborieux développement mathématique. Pour des raisons de synthèse, nous ne reprenons pas ici in extenso. Ainsi, la valeur du facteur q qui satisfait, pour chaque étage, la limitation donnée par l'inéquation (1.42), est obtenue par :

$$q = \min(q_1, q_2, \dots, q_i, \dots, q_n) \quad (1.43)$$

Avec :

n : nombre d'étages de la structure ;

q_i : valeur du facteur q de la structure évaluée en vérifiant, à l'étage, le critère donné par l'inéquation (1.42).

C.3. Méthode de Como et Lanni

Cette approche est basée sur un modèle simplifié des échanges d'énergie survenant dans une structure durant un tremblement de terre (Como et Lanni., 1983). L'évolution complexe du mouvement sismique d'une structure est divisée en une série de cycles simplifiés d'échange d'énergie. Chaque cycle prévoit une première phase d'emménagement d'énergie, durant laquelle on a une augmentation progressive des oscillations élastiques de la structure, et une

deuxième phase dans laquelle l'énergie accumulée dans la première phase est transformée en travail élasto- plastique.

Le développement mathématique étant relativement long, nous nous limitons à la présentation seulement des résultats donnant la formulation du facteur q . Ainsi, les auteurs de cette approche, en définissant la capacité d'une structure à résister à des séismes majeurs comme dépendant d'une propriété qui est une combinaison de résistance et de ductilité, ont proposé la formulation suivante du facteur q :

$$q = \sqrt{\frac{W_p}{W_y}} \quad (1.44)$$

Avec :

W_y : énergie de déformation élastique emmagasinée par la structure à l'état de la première plastification ;

W_p : énergie emmagasinée et dissipée par déformations plastiques (énergie absorbée par hystérésis) jusqu'à la ruine.

1.6.4. Méthodes basées sur l'accumulation de dommage

Ces méthodes sont basées sur le principe de cumul de dommage. L'évaluation du facteur de comportement q , nécessite la disponibilité des courbes de fatigues des éléments constitutifs de la structure. Son application comporte plusieurs étapes de calcul qui sont à la fois longue et difficiles.

1.7. Méthodes d'analyse non linéaire

1.7.1. Méthode d'analyse statique non linéaire « Pushover »

L'analyse « Pushover » est une analyse statique non linéaire en poussée progressive, permettant de présenter de façon simplifiée le comportement de la structure sous l'effet de chargement sismique, dans laquelle la structure est soumise à des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

Cette méthode permet de tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure.

La courbe de capacité relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. Elle reflète la capacité de la structure à résister à un chargement sismique

donné. Cette courbe est composée d'une phase linéaire élastique suivie d'une phase non linéaire correspondant à la formation des dommages dans la structure. Cette courbe de capacité en format accélération spectrale - déplacement spectrale (S_a , S_d), est obtenue directement avec le logiciel Etabs© (Figure 1.13).

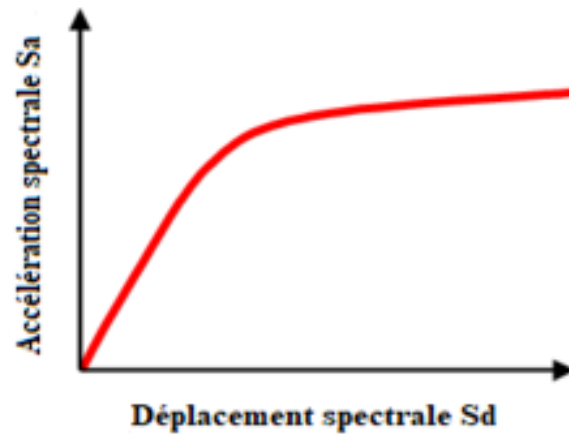


Figure 1.13. Courbe de capacité.

1.7.2. Méthode de capacité spectrale ATC 40

La méthode de capacité spectrale est une procédure qui utilise l'intersection de la courbe de capacité « Pushover » et un spectre de réponse réduit pour estimer le déplacement maximal. Elle fournit une représentation graphique de la courbe de capacité « force-déplacement de la structure » et la compare aux représentations des spectres de réponse des demandes sismiques. Elle est un dispositif très utile dans l'évaluation et la rénovation des structures en béton existants. La représentation graphique donne une image claire de la façon dont une structure répond aux mouvements du sol lors d'un séisme.

Cette méthode nécessite la détermination de trois éléments clés ; qui sont la capacité (l'aptitude de la structure à résister au séisme), la demande (l'action sismique) et la performance. Chacun de ces éléments est brièvement discuté ci-dessous :

- **Capacité**

La capacité globale d'une structure dépend de la force et des capacités de déformation de la composante individuelle de la structure. Afin de déterminer les capacités au-delà des limites élastiques, une certaine forme d'analyse non linéaire, telle que la procédure « Pushover », est nécessaire. Cette procédure utilise une série d'analyses élastiques successives, superposées à l'approximation d'un diagramme de capacité force-déplacement de la structure globale. Une distribution de force latérale est appliquée jusqu'à ce que la structure devienne instable ou

jusqu'à ce qu'une limite prédéterminée soit atteinte. La courbe de capacité « Pushover » se rapproche de la manière dont les structures se comportent après avoir dépassé leurs limites élastiques.

▪ **Demande**

Les mouvements du sol pendant un séisme produisent des motifs de déplacements horizontaux complexes dans des structures qui peuvent varier avec le temps. Le suivi de ce mouvement à chaque pas de temps, pour déterminer les exigences de conception structurelle est jugé complexe. La procédure d'analyse statique linéaire utilise un mode de chargement latéral statique pour calculer les demandes de déplacement et forces pour chaque élément de la structure, résultants des mouvements sismiques terrestres. Ces demandes sont comparées avec les capacités des éléments structurels. Les méthodes d'analyses linéaires traditionnelles utilisent des forces latérales pour représenter une condition de conception. Pour les méthodes non linéaires, il est plus facile et plus direct d'utiliser un ensemble de déplacement latéral comme condition de conception. Pour une structure donnée et un mouvement du sol, la demande de déplacement est une estimation de la réponse maximale attendue de la structure pendant le mouvement du sol.

▪ **Performance**

Une fois qu'une courbe de capacité et un déplacement de la demande sont définis, une vérification de performance peut être effectuée. Un essai de performance vérifie que les composants structurels et non structurels ne sont pas endommagés au-delà des limites acceptables de l'objectif de performance pour les forces et les déplacements impliqués par la demande de déplacement.

Les étapes suivantes fournissent des procédures pour déterminer la capacité, la demande et la performance, en utilisant la méthode de capacité spectrale.

▪ **La courbe de capacité**

La procédure « Pushover » comme le nom l'indique est le processus de poussé horizontale, avec un motif de chargement prescrit, progressivement, jusqu'à ce que la structure atteigne un état limite. La capacité de la structure est représentée par une courbe de capacité (Pushover). Le moyen le plus pratique de tracer la courbe force-déplacement est le suivi de l'effort tranchant à la base V et le déplacement induit au sommet d , comme le montre la figure 1.14.

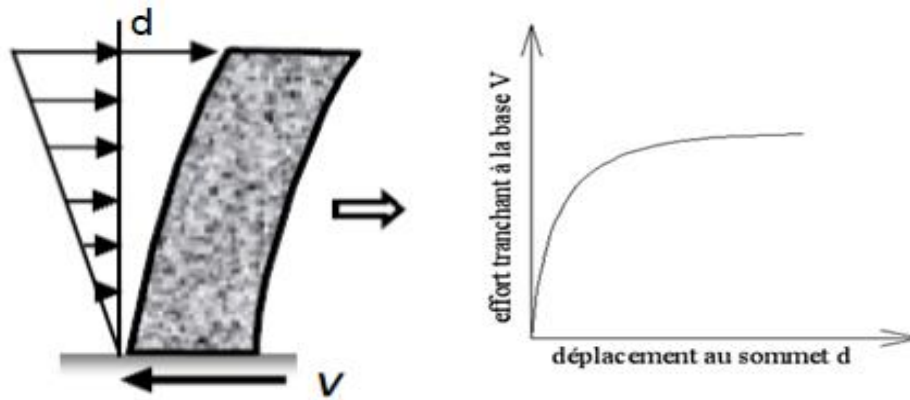


Figure 1.14. Courbe de capacité « Pushover » (ATC40).

Pour utiliser la méthode de l'ATC 40, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est sous forme d'effort tranchant à la base et du déplacement au sommet (V , d) en format accélération spectrale – déplacement spectral (S_a , S_d); telle que l'illustre la figure 1.15.

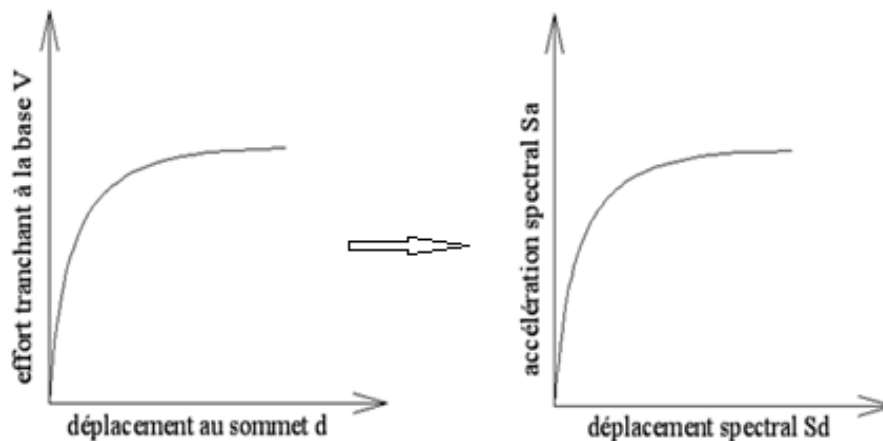


Figure 1.15. Transformation de la courbe de capacité en format (S_a , S_d) (ATC40).

▪ La demande sismique

La demande sismique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique donnée par le RPA amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure. La demande sismique (ou spectre de réponse) est une représentation de l'évaluation du mouvement du sol suite à un séisme. Le spectre de réponse est défini dans le règlement parasismique algérien (RPA 99/2003) par la relation (1.7) et illustré dans la figure (1.16).

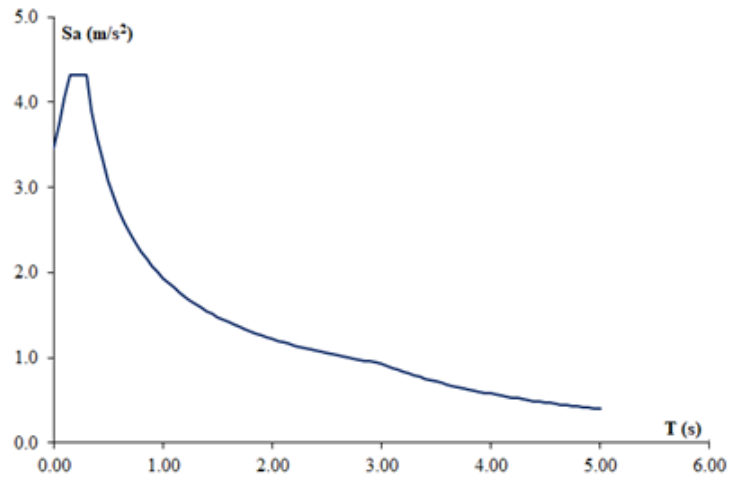


Figure 1.66. Spectre de réponse élastique de format (Sa-T).

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélérations-périodes (Sa, T) (Figure 1.16), au format accélération spectrale - déplacement spectrale (Sa, Sd) (Figure 1.17), en utilisant la relation (1.45) suivante :

$$S_d = \frac{T^2}{4.\pi^2} S_a \quad (1.45)$$

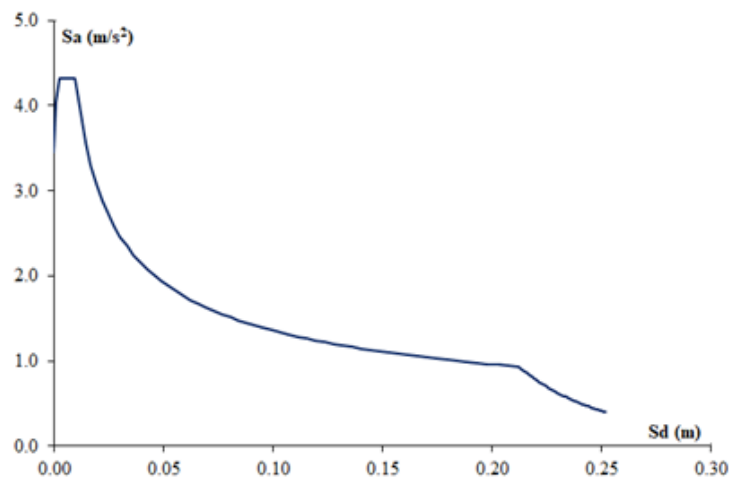


Figure 1.77. Spectre de réponse élastique de format (Sa, Sd).

▪ Détermination du point de performance

Trois procédures (A, B et C) sont proposées par l'ATC40 pour la détermination du point de performance. Les procédures A et B sont des méthodes analytiques basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est une méthode graphique (ATC40, 1996).

Dans ce qui suit, nous présentons la procédure B (ATC40, 1996), faisant l'objet de notre étude.

Cette procédure fait une hypothèse simplifiée qui n'est pas faite dans les deux autres procédures. Elle suppose que non seulement la pente initiale de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité reste constante, mais aussi, le point (a_y, d_y) et la pente post-élastique reste constante.

Cette hypothèse simplifiée permet une solution directe sans tirer de multiples courbes car elle force l'amortissement effectif ξ_{eff} à dépendre uniquement des d_{pi} . Les étapes suivantes sont impliquées :

- Construire le spectre de réponse amorti à 5% approprié au site et zone en format (S_a, S_d) et tracer la famille des spectres réduits sur le même graphique. Il est pratique que les spectres tracés correspondent à des valeurs d'amortissement effectives ξ_{eff} allant de 5% à la valeur maximale autorisée pour le type de comportement structurel de la structure. La valeur maximale pour la construction de type A est de 40%, la construction de type B est de 29% et la construction de type C est de 20%. La figure 1.18 montre un exemple de famille de spectres.

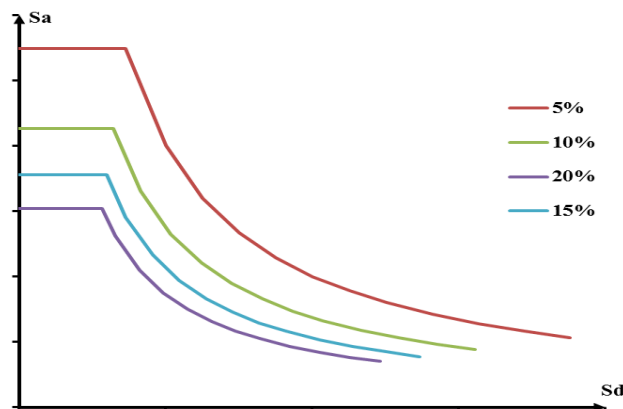


Figure 1.88. Famille des spectres réduits.

- Tracer la courbe de capacité en format (S_a, S_d) sur le même diagramme que la famille des spectres réduits, comme le montre la figure 1.19.

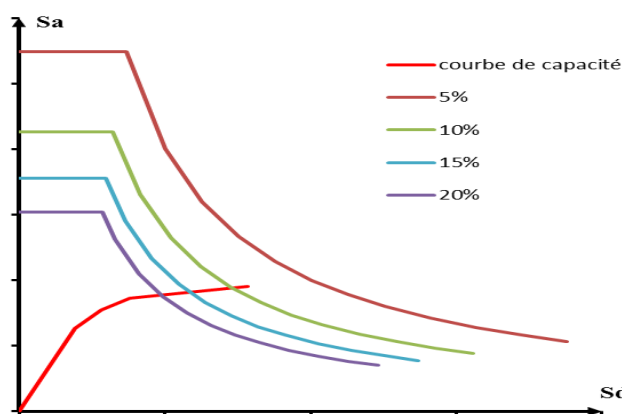


Figure 1.99. Courbe de capacité et famille des spectres réduits.

- Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (ξ_{eff}). La construction de la représentation bilinéaire exige la définition du point de performance d'essai (a^* , d^*).
- Pour construire la représentation bilinéaire, on procède comme suit :
Tracer une ligne de l'origine. La pente de cette ligne désigne la rigidité initiale de la structure. En prolongeant cette ligne nous obtenons une intersection avec le spectre amorti à 5%. La projection verticale à partir ce point nous donne une intersection avec la courbe de capacité au point (a^* , d^*) comme le montre la figure 1.20.

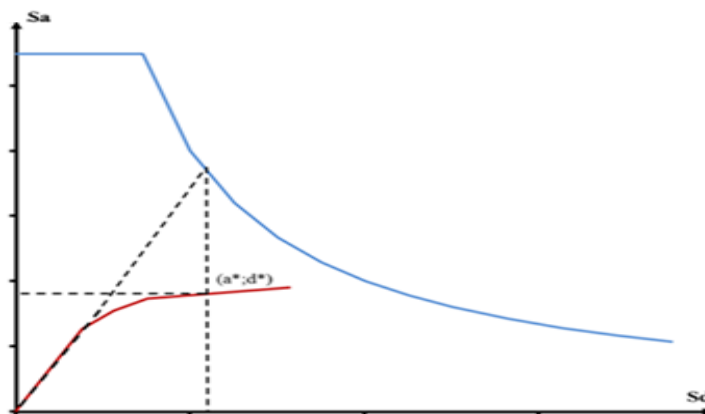


Figure 1.20. Détermination de point de performance d'essai.

- Tracer une deuxième ligne à partir du point de performance d'essai (a^* , d^*) ; incliner cette ligne de telle sorte que l'intersection avec la première ligne au point (a_y , d_y) assure l'égalité des aires A_1 et A_2 (Figure 1.21).

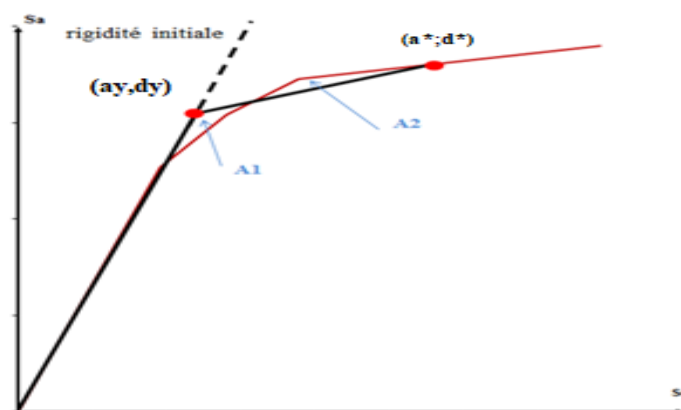


Figure 1.210. Idéalisation de la courbe de capacité.

L'intention de définir la zone A1 égale à la zone A2 est d'avoir une surface égale sous la courbe de capacité et sa représentation bilinéaire.

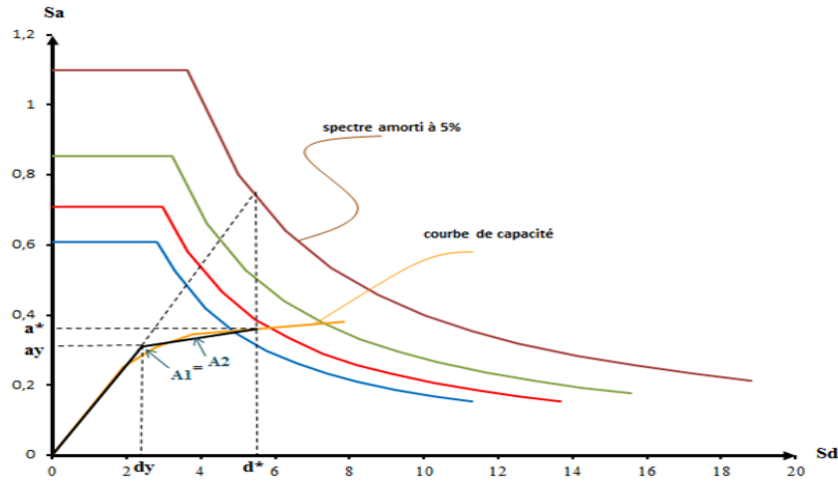


Figure 1.22. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

- Calculer l'amortissement effectif pour différents déplacements au voisinage des points (a^*, d^*) . La pente du segment post-élastique de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité est donnée par :

$$\text{Pente post-élastique} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} \quad (1.46)$$

Pour tout point (a_{pi}, d_{pi}) , sur le segment post-élastique de la représentation bilinéaire, la pente est donnée par :

$$\text{Pente post-élastique} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad (1.47)$$

Comme la pente est constante, les équations (1.46) et (1.47) sont similaires.

$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad (1.48)$$

Résoudre l'équation (1.48) pour a_{pi} en termes de d_{pi} .

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \quad (1.49)$$

L'équation (1.49) peut s'écrire en fonction de l'accélération spectrale S_{ai} et du déplacement spectral S_{di} comme suit :

$$S_{ai} = \frac{(a^* - a_y)}{(d^* - d_y)} \cdot (S_{di} - d_y) + a_y \quad (1.50)$$

L'amortissement effectif ξ_{eff} , associé à un déplacement maximal, peut être estimé à partir de l'équation suivante :

$$\xi_{eff} = \xi_0 + 5\% \quad (1.51)$$

L'ATC 40, détermine le terme (ξ_0) qui est en fonction des points (a_{pi} , d_{pi}) et (a_y , d_y) comme suit:

$$\xi_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (1.52)$$

Ainsi, l'équation (1.51) de l'amortissement effectif ξ_{eff} s'écrit :

$$\xi_{eff} = \xi_0 + 5\% = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\% \quad (1.53)$$

Un facteur k de modification de l'amortissement est introduit dans l'équation (1.54) pour la mesure de l'excès à laquelle l'hystérésis réelle de la structure est bien représentée par le parallélogramme de la (Figure 1.23), soit initialement ou après la dégradation.

$$\xi_{eff} = k\xi_0 + 5\% = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\% \quad (1.54)$$

Le facteur k dépend du comportement structurel de l'ouvrage (Tableau 1.6). Il dépend à son tour de la qualité du système de résistance sismique et de la durée du tremblement de terre (Tableau 1.7). Le règlement ATC 40 propose trois types de comportement.

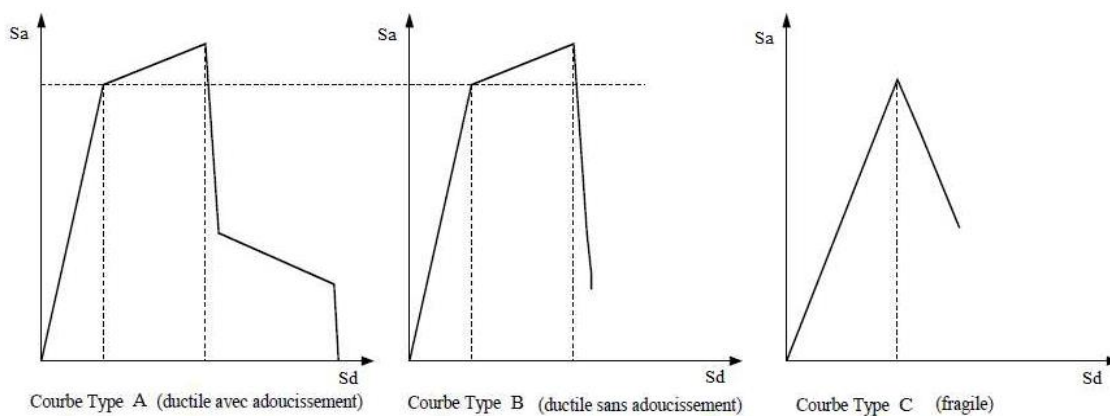


Figure 1.23. Types de comportement de la structure.

<p>Le type A : comportement ductile avec une boucle d'hystérésis sensiblement similaire à celle de la figure 1.23.</p>	<p>Le type B : comportement semi ductile, la boucle d'hystérésis est relativement réduite similaire à celle de la figure 1.23.</p>	<p>Le type C : comportement fragile (pas de déformation plastique) la boucle d'hystérésis est très réduite similaire à celle de la figure 1.23.</p>
---	---	--

Tableau 1. 6. Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement.

Type de comportement structurel	$\xi_0(\%)$	K
	$\leq 16,25$	1,0
Type A	$\geq 16,25$	$1,13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
	≤ 25	0,67
Type B	≥ 25	$0,845 - \frac{0,446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Toutes les valeurs	0,33

Tableau 1. 7. Type de comportement structurel.

Durée du séisme	Structures neuves	Structure existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

- Pour chaque valeur de d_{pi} considérée, tracer les points résultants (d_{pi} , ξ_{eff}) sur le même graphique que la famille des spectres de la demande et la courbe de capacité, comme illustré à la figure 1.24.

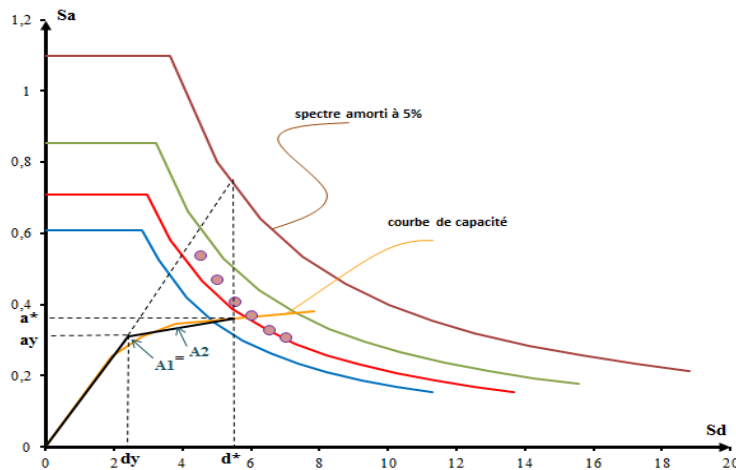


Figure 1.24. Les point (d_{pi} , ξ_{eff}) résultants.

- Connecter les points (d_{pi}, ξ_{eff}) par une ligne (Figure 1.25). L'intersection de cette ligne avec la courbe de capacité définit le point de performance.

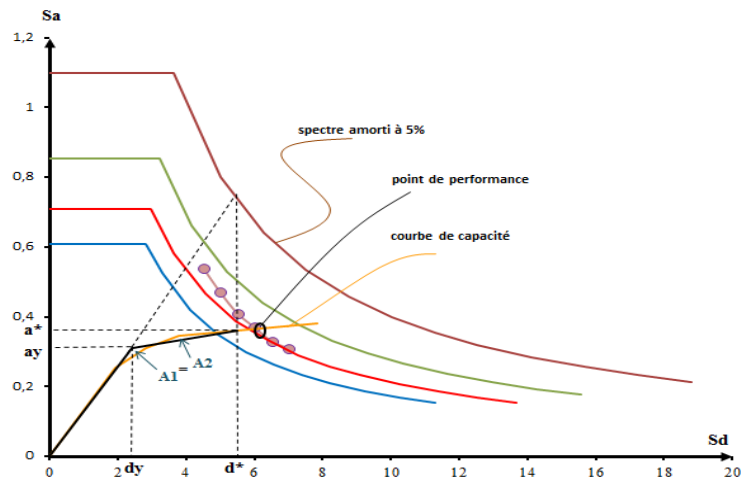


Figure 1.25. Point de performance.

Remarque : Bien que la procédure B trace les multiples points (d_{pi}, ξ_{eff}) , le seul point (d_{pi}, ξ_{eff}) qui a une signification réelle (point de performance) est celui qui se trouve sur la courbe de capacité. Ce point définit le point d'intersection de la courbe de capacité avec le spectre de la demande amorti convenable.

1.8. Notion de dommages

En génie civil, l'endommagement sismique est un phénomène qui fait référence aux désordres (dommages et dégradations) ou aux déformations que subissent ces structures en raison des forces sismiques engendrées par un tremblement de terre. En effet, ce phénomène peut provoquer des conséquences inacceptables sur la sécurité, la stabilité et la performance à long terme des structures en génie civil. L'endommagement peut se traduire par diverses manifestations, telles que des fissures, des déformations, des détachements du béton, ou encore des ruptures des armatures. La sévérité de l'endommagement dépend de plusieurs facteurs, notamment la magnitude du séisme, la proximité de l'épicentre et les caractéristiques intrinsèques de la structure.

La prise en compte de l'endommagement sismique, dans les études de génie civil, est une étape crucial pour concevoir, évaluer et renforcer les structures afin de les rendre plus résistantes aux séismes et de protéger la vie humaine. Elle englobe l'analyse des déformations, des ruptures des éléments structurels qui se produisent suite aux sollicitations sismiques. L'objectif est de minimiser les effets négatifs des sollicitations sismiques sur les

infrastructures civiles en élaborant des normes parasismiques, en effectuant des inspections des structures existantes et en développant des méthodes de conception et de renforcement sismique appropriées.

L'évaluation de l'endommagement dans une structure peut être caractérisée par des domaines des dommages qui varient en fonction des degrés des dégâts observés sur la structure. Ces domaines permettent de quantifier la dégradation de la structure au fil du temps et d'adopter une démarche de gestion et de maintenance préventive dont l'objectif est de prolonger la durée de vie des ouvrages et de garantir la sécurité des utilisateurs.

La littérature nous offre une large gamme de méthodes qui sont pour objectif d'évaluer le degré de dommages des structures.

- **Méthode de Park et al. (1985)**

Park et al, ont proposé une approche pour évaluer l'endommagement en se basant sur des critères de fissurations, de déformations plastiques...etc. Ce modèle peut inclure des paramètres, tels que la longueur de fissure, la propagation de fissure ou d'autres variables pour calculer un indice de dommage.

- **Méthode de Ghobarah et al. (1999)**

De leur part, le modèle de Ghobarah et al, considère l'endommagement dû à des facteurs spécifiques, telle que la corrosion. Ce modèle, utilise des paramètres liés à la progression de la corrosion pour évaluer l'endommagement global de la structure.

- **Méthode de Cornell et al. (2000)**

Cornell et al, se sont intéressés au développement d'un modèle d'évaluation du niveau de risque associé aux structures ou aux composantes structurelles. Ce modèle fournit une méthodologie simplifiée pour l'évaluation du risque sismique des structures en prenant en compte à la fois les caractéristiques sismiques et de la structure elle-même. Il permet une hiérarchisation des structures en fonction de la gravité des dégâts, aidant ainsi à établir des priorités pour la mise en œuvre des mesures d'atténuation.

- **Méthode RISK-UE (2003)**

La méthode RISK-UE, offre un outil puissant pour la gestion des infrastructures. Cette méthode, permet une allocation efficace des ressources en se concentrant sur les menaces et les composants les plus critiques. Le concept de base de cette méthode est basé sur l'ampleur des dommages observés à la partie supérieure de la structure. Cinq niveaux de dommages, allant de D0 correspondant à l'absence des dommages à un effondrement totale de la structure, classé D4.

Plusieurs travaux de recherche ont fait l'objet d'application de ces méthodes dans le domaine du génie civil **Malhorta et al. (2000)**, **Brunesi et al. (2014)** et **Bakalis et al. (2017)** se sont intéressés à l'évaluation de la performance sismique des réservoirs industriels en acier de grande capacité, sous sollicitation sismique. Dans ces études, il a été mis en évidence que l'analyse statique non linéaire est la mieux adaptée à ce genre de problématique.

Les travaux de **Ait L'Hadj et al. (2017)**, ont porté sur l'analyse du comportement non linéaire d'un bâtiment surmonté d'un réservoir d'eau en béton armé sous charge hydrostatique, en se basant sur une méthode d'analyse statique non linéaire, dite « Pushover ». La performance sismique de l'ouvrage a été évaluée pour différentes zones sismiques. Les auteurs ont mis en évidence l'importance de la prise en compte de l'effet hydrodynamique dans le comportement non linéaire de ce type de structure.

Devant la nécessité de concevoir des ouvrages plus fiables et résistants, de nombreux travaux de recherche ont été consacré à développer de nouvelles méthodes d'évaluation de la performance sismique des ouvrages de génie civil, en intégrant la nature aléatoire de l'action sismique. Le principe de ces méthodes est basé sur l'approche probabiliste qui permet l'estimation de la probabilité de ruine par la construction de courbes de fragilité (**Zarrin et al., 2018**). Nous citons à titre d'exemples les travaux de **Suppasri et al. (2011)** qui ont étudié les dommages développés sur les bâtiments sous l'effet du tsunami qui a frappé le Japon suite au séisme de 2011. Dans leur recherche, les auteurs ont développé des courbes de fragilité représentant les dommages observés, en se basant sur la méthode des moindres carrés. En termes de résultats, cette étude a mis en évidence l'influence de certains paramètres, tels que les caractéristiques des matériaux, le nombre d'étages et la topographie côtière sur le niveau de dommage. **Diaz et al. (2017)**, en se basant sur le modèle probabiliste développé par **Pujades et al. (2015)**, ont évalué la performance des bâtiments en acier. La méthode de Monté Carlo a été utilisée pour prendre en considération les incertitudes liées aux caractéristiques des matériaux et à l'action sismique. Des courbes de fragilité sont développées et ont montré que le modèle paramétrique de capacité et d'indice de fragilité s'adaptent bien à l'analyse des structures en acier.

Dans le domaine des réservoirs de stockage, peu de travaux de recherche ont porté sur l'évaluation des performances sismiques de ces ouvrages de grandes importances. Nous pouvons citer, les travaux de **Mehran et al. (2015)**, qui ont porté sur l'évaluation probabiliste de la sécurité sismique des réservoirs cylindriques des hydrocarbures.

Conclusion

Dans la synthèse bibliographique présentée, dans ce chapitre, nous avons exposé la notion du coefficient de réduction, tel que définie par les différents codes de dimensionnement (Eurocode 8, ASCE 7, NZSEE, NBCC et RPA), ainsi que les différentes dispositions relatives à la notation et aux valeurs adoptés par chacun de ces codes. Dans le RPA, la notion de coefficient de comportement, notée R , est utilisée et une valeur unique $R=2$ est adoptée pour les réservoirs surélevés, considérés comme pendules inverse.

Différentes méthodes d'évaluation du coefficient de comportement définies dans la littérature sont présentées. Nous nous intéressons particulièrement à celles basées sur la notion de ductilité, en particulier la méthode de Newmark et Hall, qui fait l'objet de notre étude. La ductilité de déplacements est utilisée. A cet effet, la méthode de l'ATC40, qui repose sur l'analyse statique non linéaire dite « Pushover » est exposée. Cette méthode permet l'évaluation des déplacements ultimes et des déplacements élastiques.

La notion de dommage est introduite, dans ce chapitre, ainsi que les méthodes d'évaluation des degrés de dommages utilisées dans la littérature, en vue de les adapter aux réservoirs surélevés.

Enfin, quelques travaux réalisés dans ce contexte sont présentés.

*Chapitre 2 : Evaluation du coefficient de
comportement d'un réservoir surélevé par
une approche linéaire.*

Introduction

Le coefficient de comportement (R) est un paramètre introduit dans les codes de dimensionnement, afin de déterminer les efforts internes et estimer les déformations inélastiques subies par une structure. Pour chaque type de structure, une valeur unique lui est associée par les différents règlements. Pour le cas des réservoirs surélevés, considérés comme des structures en pendules inverses, ce coefficient prend une valeur constante ($R=2$) dans le règlement parasismique Algérien (RPA). Toutes fois, des recherches récentes ont montré que ce coefficient de comportement dépend de plusieurs paramètres, tels que la période fondamentale, la hauteur du support, la ductilité de la structure, le type de sol, la zone sismique, les dimensions de l'ouvrage...etc.

Nous proposons dans ce deuxième chapitre de développer une loi permettant l'évaluation du coefficient de comportement R pour le cas d'un réservoir surélevé en béton, compte tenue de l'influence de certains des paramètres suscités, qui sont principalement la zone sismique, le type de sol ainsi que la hauteur du support.

2.1. Démarche d'étude

L'étude est menée en considérant un réservoir surélevé en béton armé posé sur tour (Figure 2.1). La démarche consiste en une analyse paramétrique du coefficient de comportement R en fonction de la ductilité à partir d'une méthode graphique, qui nous permet d'extraire les différentes valeurs du coefficient de ductilité vis-à-vis du comportement sismique du réservoir. L'objectif étant d'arriver à proposer une relation pouvant évaluer ce coefficient de comportement en fonction de la zone sismique, du type de sol, de la hauteur du support (fût) comme il sera développé par une approche linéaire dans le cas d'étude.

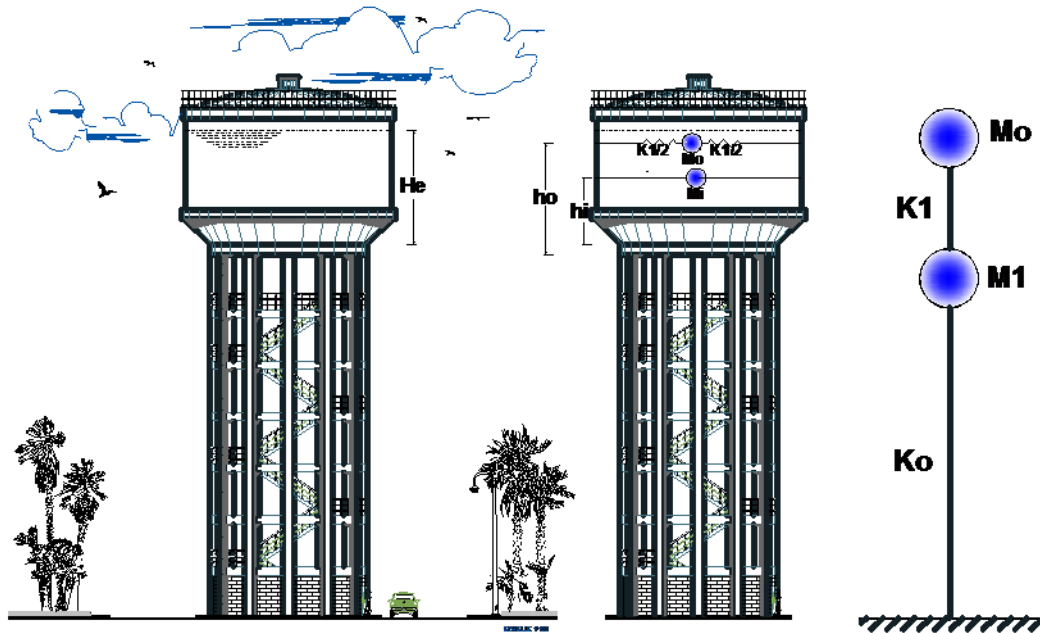


Figure 2. 1. Réservoir surélevé, son système mécanique équivalent et le modèle mathématique (Hammoum et al., 2016).

2.1.1. Calcul des déplacements ultimes

Pour évaluer les déplacements ultimes au sommet du réservoir surélevé, nous utilisons la méthode dynamique d'analyse modale spectrale associée à la méthode hydrodynamique de Housner (1963). Le calcul approché par la méthode de Housner (Hammoum et al., 2016) consiste à décomposer l'action du liquide en une action passive due à la masse passive M_i provoquant des efforts d'impulsion, et une action active due à la masse active M_o du fluide en mouvement d'oscillation, provoquant des efforts d'oscillation. Ainsi la modélisation de l'ensemble du réservoir est représentée par son équivalent mécanique et son modèle mathématique, tel que présenté en figure 2.1. Dans ce modèle mathématique, la masse M_o est reliée à la structure par une tige de même raideur K_1 formant un couplage direct avec la masse M_1 . Cette dernière est reliée au sol par une tige représentant le support de la structure raideur K_o . Le système est donc à deux degrés de liberté

2.1.2. Evaluation des masses M_1 et M_o

La masse M_1 est composée de la masse inerte (passive) du liquide M_i , de la masse de la cuve vide M_c et enfin d'une partie de la masse totale du support M_t . Elle est donnée par l'équation (2.1):

$$M_1 = M_i + M_c + \beta \cdot M_t \quad (2.1)$$

Le coefficient β est pris égal à $\beta = \frac{33}{140}$ selon Rayleigh. Il est bon de signaler que ce coefficient est pris égal à $\beta = \frac{2}{3}$ selon les recommandations de l'American Concrete Institute (ACI). Par ailleurs, Priestley et al., (1986) recommandent de prendre $\beta = 1$.

La masse inerte (passive) M_i est donnée par l'équation (2.2) suivante :

$$M_i = M_e \cdot \frac{\text{th}\left(\frac{R}{H_e} \sqrt{3}\right)}{\frac{R}{H_e} \sqrt{3}} \quad (2.2)$$

Avec :

M_e : masse de l'eau dans la cuve,

R : rayon intérieur de la cuve,

H_e : hauteur d'eau dans la cuve.

Le niveau d'application h_i des pressions d'impulsion induites par la masse M_i par rapport au fond de la cuve est donné par l'équation (2.3) :

$$h_i = \frac{3}{8} \cdot H_e \quad (2.3)$$

La masse oscillante (active) M_0 est donnée par la formule (2.4) :

$$M_0 = M_e \cdot 0,318 \cdot \frac{R}{H_e} \text{th}\left(1,84 \cdot \frac{H_e}{R}\right) \quad (2.4)$$

Le niveau d'application h_0 des pressions d'oscillation induites par la masse M_0 par rapport au fond de la cuve est donné par l'équation (2.5) :

$$h_0 = H_e \cdot \left(1 - \frac{1}{\alpha \cdot \text{th}(\alpha)} + \frac{1}{\alpha \cdot \text{sh}(\alpha)}\right) \quad (2.5)$$

Avec :

$$\alpha = \frac{H_e}{R} \cdot \sqrt{\frac{5}{2}} \quad (2.6)$$

2.1.3. Evaluation des raideurs K_0 et K_1

La raideur K_1 de la masse oscillante M_0 est donnée par :

$$K_1 = M_0 \cdot \omega_0^2 \quad (2.7)$$

La pulsation fondamentale de vibration ω_0 du liquide dans la cuve est donnée par :

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R} \cdot \sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \text{th}\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H_e}{R}\right) \quad (2.8)$$

La raideur K_o est donnée par la relation suivante :

$$K_o = M_{tot} \cdot \omega^2 \quad (2.9)$$

M_{tot} désigne la masse concentrée au-dessus du support représentant la masse de la cuve vide augmentée de la masse de l'eau qu'elle contient.

$$M_{tot} = M_e + M_c \quad (2.10)$$

La pulsation fondamentale de vibration ω de la structure peut être estimée à partir de la valeur de la période fondamentale de la structure. Dans le cas d'un réservoir surélevé, considéré d'une manière réaliste comme un pendule inverse (ie. 50% ou plus de sa masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure), la période fondamentale du premier mode de vibration de la structure est déterminée par la méthode de Rayleigh. Cette dernière assimile le réservoir surélevé à une console verticale dont la masse concentrée est posée sur un support de masse non négligeable, de section transversale et d'inertie constante. Le réservoir est ainsi modélisé mécaniquement comme une seule masse posée sur un support (Figure 2.2). La période est alors donnée par :

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{P' \cdot I^3}{3 \cdot g \cdot EI}} \quad (2.11)$$

Avec :

I: moment d'inertie de la section transversale du support,

E: module d'élasticité du béton composant le support,

l: hauteur du centre de gravité de la masse concentrée par rapport à l'encastrement du support.

Le poids P' est défini par :

$$P' = \left(M_{tot} + \frac{33}{140} \cdot M_t \right) \cdot g \quad (2.12)$$

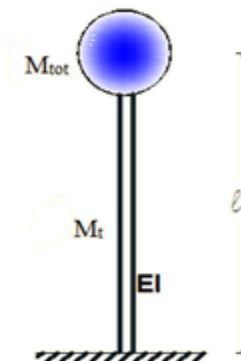


Figure 2. 2. Réservoir modélisé mécaniquement en une seule masse concentrée sur un support.

A partir de la relation (2.11), nous déduisons :

$$\omega^2 = \frac{4.\pi^2}{T^2} = \frac{3.g.EI}{P'.I^3} \quad (2.13)$$

Tenant compte des relations (2.9) et (2.13), Il vient :

$$K_0 = \left(\frac{M_{tot}}{M_{tot} + \frac{33}{140}.M_t} \right) \cdot \frac{3.EI}{I^3} \quad (2.14)$$

E : module de d'élasticité du matériau béton, donné par :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (2.15)$$

I : moment d'inertie de la section transversal de la tour.

2.1.4. Evaluation des pulsations propres

Le modèle mathématique présenté en figure 2.1 décrit un système à deux degrés de liberté.

L'équation du mouvement dans ce cas, est donnée sous la forme suivante :

$$\{F_i(t)\} + \{F_a(t)\} + \{F_e(t)\} = \{F(t)\} \quad (2.16)$$

$F_i(t)$: Vecteur des forces d'inertie ;

$$\{F_i(t)\} = [M] \left\{ \ddot{X}(t) \right\} \quad (2.17)$$

$F_a(t)$: Vecteur des forces d'amortissement ;

$$\{F_a(t)\} = [C] \left\{ \dot{X}(t) \right\} \quad (2.18)$$

$F_e(t)$: Vecteur des forces élastiques ;

$$\{F_e(t)\} = [K] \{X(t)\} \quad (2.19)$$

$F(t)$: Vecteurs des forces extérieurs

Dans notre cas, l'amortissement est supposé nul, par conséquent $\{F_a(t)\} = \{0\}$. et comme on se limite uniquement à la détermination des modes propres de vibration nous aurons à faire uniquement à la matrice [M] et [K], nous supposons que le mouvement est de type harmonique décrit sous la forme :

$$\{X(t)\} = \{a\} \sin(\omega t + \phi) \quad (2.20)$$

Le système étant à oscillation libre c'est-à-dire pas de chargement extérieur « $\{F(t)\} = \{0\}$ »

L'équation du mouvement s'écrit alors :

$$[M]\left\{\ddot{X}(t)\right\}+[K]\{X(t)\}=\{0\} \quad (2.21)$$

On a :

$$\left\{\ddot{X}(t)\right\}=\frac{d^2}{dt^2}\{X(t)\}=-\{a\}\omega^2 \sin (\omega t+\varphi)=-\omega^2\{X(t)\} \quad (2.22)$$

L'équation (2.21) devient alors :

$$\begin{aligned} -[M]\omega^2\{X(t)\}+[K]\{X(t)\} &= \{0\} \\ ([K]-\omega^2[M])\{X(t)\} &= \{0\} \end{aligned} \quad (2.23)$$

La solution évidente est la solution triviale $\{X(t)\} = \{0\}$, cette solution correspond à la position initiale non déformée du réservoir. Comme la structure oscille donc se déforme à un instant « t » donné elle aura une déformation $\{X(t)\} \neq \{0\}$.

Pour que le système admette une solution non nulle, il faudrait que son déterminant soit nul c'est-à-dire :

$$|[K]-\omega^2[M]| = 0 \quad (2.24)$$

[K] et [M] sont des matrices carrées de dimensions (2*2), s'écrivant comme suit :

$$[K]=\begin{bmatrix} K_{00} & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} \end{bmatrix}$$

Et $[M]=\begin{bmatrix} M_0 & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix}$

L'équation (2.21) peut se mettre sous la forme :

$$\left[\begin{bmatrix} K_{00} & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} \end{bmatrix}-\omega^2\begin{bmatrix} M_0 & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix}\right]=0$$

Ou encore :

$$\left[\begin{bmatrix} K_{00}-\omega^2 M_0 & K_{01} \\ K_{10} & K_{11}-\omega^2 M_1 \end{bmatrix}\right]=0$$

Le déterminant sera :

$$(K_{00}-\omega^2 M_0)(K_{11}-\omega^2 M_1)-K_{01}.K_{10}=0 \quad (2.25)$$

La résolution de cette dernière équation, nous donne les pulsations de vibration des deux modes principaux, qui sont :

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{K_{00}}{M_0} + \frac{K_{11}}{M_1} \right) \pm \sqrt{\left(\frac{K_{00}}{M_0} + \frac{K_{11}}{M_1} \right)^2 + 4 \frac{K_{01}K_{10}}{M_0M_1}} \right] \quad (2.26)$$

Et :

$$\begin{cases} K_{00} = K_1 \\ K_{10} = K_{01} = -K_1 \\ K_{11} = K_0 + K_1 \end{cases} \quad (2.27)$$

Connaissant les pulsations des modes propres ω_1 et ω_2 , nous déterminons les périodes des deux modes principaux :

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} ; \quad T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} \quad (2.28)$$

2.1.5. Evaluation des modes propres

Le système présente autant de degrés de liberté que de modes propres.

$$\text{Mode 1 :} \quad \omega_1 \rightarrow \{a\}_1 = \begin{Bmatrix} a_{01} \\ a_{11} \end{Bmatrix} \quad (2.29)$$

$$\text{Mode 2 :} \quad \omega_2 \rightarrow \{a\}_2 = \begin{Bmatrix} a_{02} \\ a_{12} \end{Bmatrix} \quad (2.30)$$

La détermination des modes propres revient à résoudre l'équation donnée par la relation suivante :

$$([K] - \omega^2 [M])\{a\} = \{0\} \quad (2.31)$$

Pour un mode de vibration (i), donné nous avons :

$$([K] - \omega_i^2 [M])\{a\}_i = \{0\} \quad (2.32)$$

D'où :

$$\begin{bmatrix} K_{00} - \omega_i^2 M_0 & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} - \omega_i^2 M_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_{0i} \\ a_{1i} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.33)$$

Qui s'écrit alors :

$$\begin{cases} (K_{00} - \omega_i^2 M_0) a_{0i} + K_{01} a_{1i} = 0 \\ K_{10} a_{0i} + (K_{11} - \omega_i^2 M_1) a_{1i} = 0 \end{cases} \quad (2.34)$$

Si on résout le système comme étant un système de Cramer, nous obtenons la solution suivante :

$$a_{0i} = a_{1i} = 0. \quad (2.35)$$

Or, comme tout mode propre correspond à une position déformé, la solution doit être différente de zéro. Pour cela, nous donnons une valeur arbitraire à a_{0i} (généralement unitaire, $a_{0i} = 1$) et à partir de l'équation (2.34) nous déduisons a_{1i} :

$$a_{1i} = -\frac{K_{00} - \omega_i^2 M_0}{K_{01}} a_{0i} \quad (2.36)$$

Les déplacements ultimes au sommet (δ_{0i} , δ_{1i}) pour les deux modes sont donnés par les relations (2.37) et (2.38) (Davidovici et Haddadi., 1982) :

$$\delta_{0i} = \gamma_i \cdot \frac{S_{ai}}{\omega_i^2} \quad (2.37)$$

$$\delta_{1i} = \delta_{0i} \cdot \frac{a_{1i}}{a_{0i}} \quad (2.38)$$

S_{ai} : accélération du sol au mode « i » obtenue par l'équation 1.7 du chapitre 1 en fonction du coefficient de comportement R,

γ_i : coefficient de distribution au mode « i », qui est donné par la formule suivante :

$$\gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n M_k \cdot a_{ki}}{\sum_{k=1}^n M_k \cdot a_{ki}^2} \quad (2.39)$$

Avec :

« i » : indice désignant le numéro du mode propre,

« k » : indice désignant le numéro de la masse,

M_k : masse au niveau « k »,

a_{ki} : amplitude au niveau « k », au mode « i »,

2.1.6. Calcul des déplacements élastiques

Pour l'évaluation du déplacement élastique δ_e en tête du réservoir, nous utilisons une méthode énergétique (William, 1992). Le Théorème de Castigliano est utilisé pour trouver les déplacements des corps élastiques sollicités par des charges axiales ou en torsion, en flexion ou par toute combinaison de ces types de charge. Ce théorème énonce que la dérivée partielle

de l'énergie interne totale de déformation par rapport à une force extérieure quelconque est égale au déplacement sous le point d'application de cette force dans la direction de cette force.

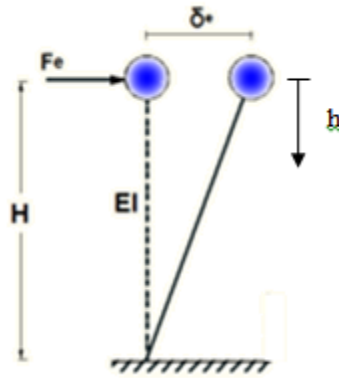


Figure 2. 3. Modèle mécanique.

Le déplacement élastique est évalué par la relation (2.46), en fonction de la force élastique F_e appliquée au centre de gravité de la masse totale (cuve pleine), de la distance H du centre de gravité de cette masse totale par rapport au sol ainsi que de la rigidité flexionnelle (EI).

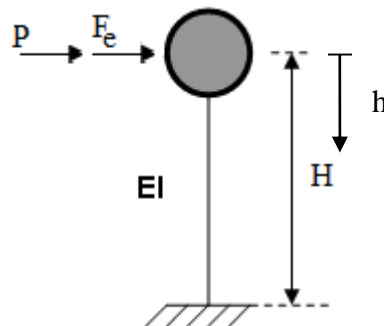


Figure 2. 4. Modèle de calcul.

Nous avons introduit provisoirement une force auxiliaire P pour pouvoir utiliser ce théorème de Castigliano. Le déplacement élastique est donné par la relation suivante :

$$\delta_e = \int_0^H \frac{M(h)}{EI} \frac{\partial M(h)}{\partial P} dh \quad (2.40)$$

$$M(h) = -(P + F_e) \cdot h \quad (2.41)$$

La dérivée partielle par rapport à P est :

$$\frac{\partial M(h)}{\partial P} = -h \quad (2.42)$$

Ce qui donne :

$$\delta_e = \frac{1}{EI} \int_0^H (P + F_e) h^2 dh \quad (2.43)$$

La dérivée par rapport à P ayant été effectuée, il est possible de poser dans le reste du calcul P égal à zéro, d'où :

$$\delta_e = \frac{1}{EI} \int_0^H F_e h^2 dh \quad (2.44)$$

$$\delta_e = \frac{F_e}{EI} \left[\frac{h^3}{3} \right]_0^H \quad (2.45)$$

Donc, le déplacement élastique est donné par :

$$\delta_e = \frac{F_e \cdot H^3}{3 \cdot EI} \quad (2.46)$$

Avec :

H : la distance entre le centre de gravité de la masse totale et la jonction support - radier ;

Fe : la force élastique appliquée au centre de gravité de la masse totale.

Fe est déduite en posant la condition aux limites d'élasticité telle que préconisée par le Fascicule 74, tel que :

$$M_e = F_e \cdot H \quad (2.47)$$

D'où :

$$F_e = M_e / H \quad (2.48)$$

Me : moment élastique ;

Nous avons la condition d'élasticité ;

$$\sigma_t \leq \bar{\sigma}_t \quad (2.49)$$

Avec :

σ_t : Contrainte de traction au niveau de la fibre la plus éloignée du support est donnée par :

$$\sigma_t = \frac{N}{A} - \frac{M_e}{I} \vartheta \leq \bar{\sigma}_t \quad (2.50)$$

D'où :

$$M_e \geq \left(\frac{N}{A} - \bar{\sigma}_t \right) \frac{I}{\vartheta} \quad (2.51)$$

Où :

N : effort normal (poids total de la structure sans le radier). Soit :

$$N = M_c + M_e + M_t \quad (2.52)$$

A : aire de la section de la tour ;

$$A = \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \quad (2.53)$$

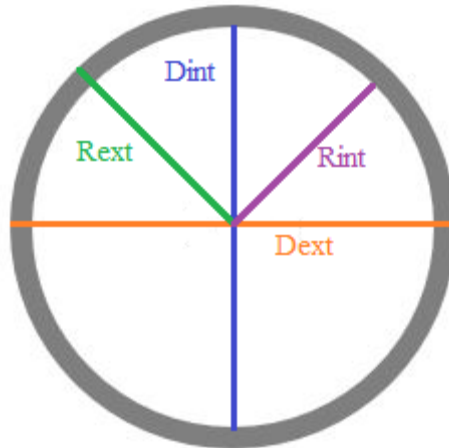


Figure 2. 5. Schéma représentant les diamètres de la tour.

I : inertie de la tour ;

$$I = \frac{\pi}{64} (D_{\text{ext}}^4 - D_{\text{int}}^4) \quad (2.54)$$

v : la fibre la plus éloignée de la tour ;

$$v = R_{\text{ext}}$$

$\bar{\sigma}_t$: contrainte limite de traction en fissuration très préjudiciable (BAEL, 91) telle que,

$$\bar{\sigma}_t = 0.8 * \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right] \quad (2.55)$$

f_{t28} : résistance du béton à la traction à 28 jours; elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad (2.56)$$

f_{c28} : résistance du béton à la compression à 28 jours ;

f_e : nuance de l'acier utilisé ;

η : coefficient de fissuration ; $\eta=1.6$

A partir du déplacement ultime δ_u et du déplacement élastique δ_e , nous déduisons la ductilité μ par la relation (2.57) :

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_e} \quad (2.57)$$

2.2. Application au cas d'étude

2.2.1. Présentation de l'ouvrage

Comme application pratique, nous avons considéré un réservoir de capacité 200 m^3 posé sur un support en tour (Figure 2.6).

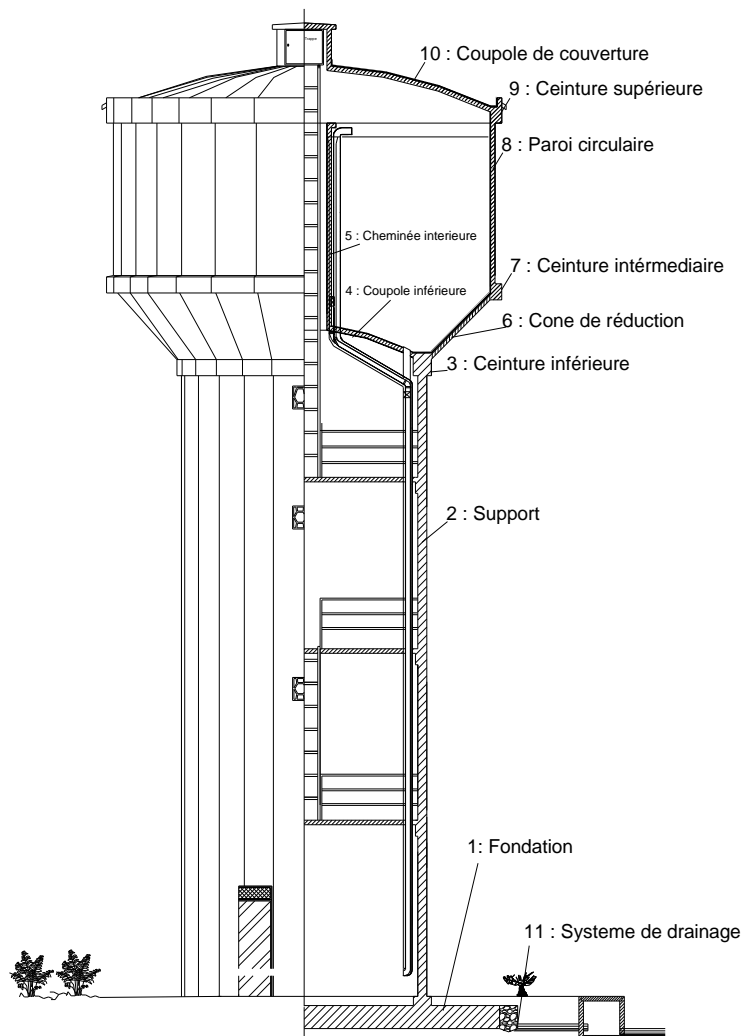


Figure 2. 6. Vue et coupe du réservoir surélevé de 200 m^3 .

Les caractéristiques géométriques du réservoir sont résumées dans le tableau 2.1.

Tableau 2. 1. Caractéristiques géométriques du réservoir surélevé.

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Diamètre intérieur de la cuve du réservoir	D	8,20	m
Hauteur d'eau moyenne dans la cuve	He	4,95	m
Hauteur du support du réservoir (tour)	H _t	15.00	m
Diamètre intérieur de la tour (fût)	D _{int}	5,00	m
Epaisseur de la paroi de la tour (fût)	ep _t	0,20	m
Diamètre extérieur de la tour (fût)	D _{ext}	5.40	m
Diamètre du radier général	D _r	8.60	m
Epaisseur du radier général	ep _r	0.50	m

L'influence de différentes zones sismiques (zone I, zone IIa, zone IIb et zone III), de différents types du sol (S1, S2, S3 et S4) et de différentes hauteurs de la tour (H=5m, 10m, 15m, 20m, 25m et 30m) seront considérées. Par ailleurs, pour illustrer la méthode de calcul, nous considérons le réservoir dont la hauteur de la tour H=15m, implanté en zone IIa (sismicité moyenne) et sur le site S3 (site meuble).

2.2.2. Evaluation des déplacements ultimes

La méthode dynamique d'analyse modale spectrale associée à la méthode hydrodynamique de Housner nous ont permis l'évaluation des déplacements ultimes au sommet du réservoir. Les masses des différents éléments résistants du réservoir sont évaluées en considérant la masse volumique du béton est égale à 2,5 t/m³. Les résultats sont consignés dans le tableau 2.2.

Tableau 2. 2. Masses des différents éléments résistants du réservoir.

Paramètres	Valeurs	Unités
Masse de la cuve cylindrique vide M _c	76.530	Tonnes
Masse de la tour du support (fût) M _t	122.522	Tonnes
Masse du radier M _r	72.610	Tonnes

La masse de l'eau dans la cuve M_e, ainsi que les masses M₁ et M₀ sont déduites par les relations (2.1) et (2.4) de Housner (1963). Les résultats sont consignés dans le tableau 2.3 :

Tableau 2. 3. Evaluation des masses M_e, M₀ et M₁ du modèle de Housner.

Paramètres	Valeurs	Unités
Masse de l'eau dans la cuve M _e	261.41	Tonnes
Masse M ₁	268.057	Tonnes
Masse oscillante M ₀	67.253	Tonnes

Les raideurs K_1 et K_0 du modèle mathématique de Housner (Figure 2.2) sont déterminées par les relations (2.7) et (2.14), et les résultats de calcul sont consignés dans le tableau 2.4.

Tableau 2. 4. Evaluation des raideurs K_1 et K_0 .

Paramètres	Valeurs	Unités
Pulsation fondamentale de vibration de l'eau dans la cuve w_0	2,07	rd/s
Raideur K_1	288.70	KN/m
Moment d'inertie « I » de la section du support (tour)	11,06	m^4
Module élastique du béton du support E	32 164 195,120	KN/m ²
Période fondamentale du réservoir surélevé T	0,21	s
Raideur K_0	291305,328	KN/m

Les pulsations ω_1 et ω_2 des deux modes propres de vibrations et les périodes T_1 et T_2 correspondantes, sont données respectivement par les relations 2.26 et 2.28. Les résultats sont consignés dans le tableau 2.5.

Tableau 2. 5. Evaluation des pulsations et périodes propres.

Les modes propres	W_i^2 (rd/s)²	W_i (rd/s)	T_i (s)
Mode I	4,29	2,07	3,03
Mode II	1087,81	32,98	0,19

L'accélération sismique est évaluée à partir de la relation (1.7) (voir chapitre 1) donnée par le RPA. En faisant varier le coefficient de comportement du réservoir R de 1 à 6, nous construisons une famille de spectres réduits, tels que donnés en figure 2.7. Le tableau 2.6, résume les valeurs des différents paramètres utilisés pour construire la famille de spectres réduits.

Tableau 2. 6. Paramètres utilisés dans le spectre de réponse.

Coefficient d'accélération de zone	A=0,20	Zone de moyenne sismicité (IIa)
Pourcentage d'amortissement	$\xi=5,00$	Contreventement en voile de béton armé
Période caractéristique	T1=0,15	Sol meuble de type S3
Période caractéristique	T2=0,50	Sol meuble de type S3
Facteur de qualité	Q=1,00	Tous les facteurs sont observés
Facteur de correction d'amortissement	$\eta=1$	Supérieur à 0.7

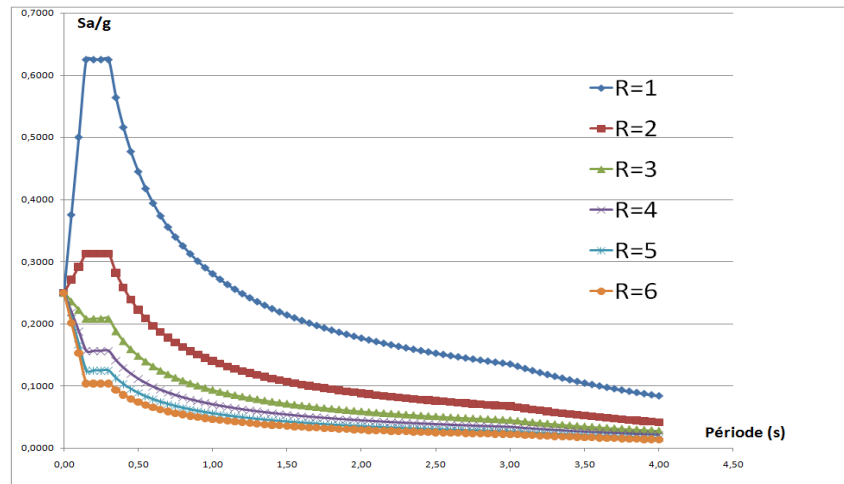


Figure 2.7. Spectre élastique et famille de spectres de réponse réduits.

Connaissant la période de chaque mode propre, nous pouvons déduire son accélération maximale, les résultats sont illustrés dans le tableau 2.7.

Tableau 2. 7. Evaluation des accélérations pour chaque mode propre, en fonction de R.

R	Sai/g	
	mode I	mode II
1	0,145	0,477
2	0,072	0,239
3	0,048	0,159
4	0,036	0,119
5	0,029	0,095
6	0,024	0,080

Les déplacements ultimes des masses M_1 et M_0 au mode « i » en fonction du coefficient de comportement R sont déterminés par les relations (2.37) et (2.38), les résultats sont consignés dans le tableau 2.8. L'analyse des résultats révèle que le déplacement maximal en tête d'ouvrage se produit au premier mode de vibration.

Tableau 2. 8. Evaluation des déplacements ultimes des masses M_1 et M_0 , aux modes I et II.

R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	δ_{0I} (m)	δ_{1I} (m)	δ_{0II} (m)	δ_{1II} (m)
1	0,332011	0,000330	-0,000017	0,004301
2	0,166006	0,000165	-0,000009	0,002150
3	0,110670	0,000110	-0,000006	0,001434
4	0,083003	0,000083	-0,000004	0,001075
5	0,066402	0,000066	-0,000003	0,000860
6	0,055335	0,000055	-0,000003	0,000717

2.2.3. Evaluation du déplacement élastique

La méthode de Castigliano nous permet d'évaluer le déplacement élastique du réservoir d'étude à partir de la relation (2.46). Les caractéristiques des matériaux du réservoir sont résumées dans le tableau 2.9.

Tableau 2. 9. Caractéristiques des matériaux.

Paramètres		Symboles	Valeurs	Unités
Masse volumique	béton	ρ_b	2,50	t/m ³
	eau	ρ_e	1,00	t/m ³
Résistance du béton	compression	f_{c28}	25,00	Mpa
	traction	f_{t28}	210,00	t/m ²
Nuance de l'acier utilisé		f_e	40 000,00	t/m ²
Coefficient de fissuration		η	1,60	/

Nous avons supposé dans la condition d'élasticité (2.49), que la contrainte limite de traction donnée par la relation (2.55) n'est pas dépassée par la contrainte normale de traction. Ainsi, les résultats du calcul numérique permettant d'évaluer le déplacement élastique sont consignés dans le tableau 2.10.

Tableau 2. 10. Evaluation du déplacement élastique.

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Contrainte limite admissible de traction	$\bar{\sigma}_t$	16 000,00	t/m ²
Poids du réservoir plein à la base de la tour	N	460,462	t
Moment d'inertie de la tour	I	11,06	m ⁴
La fibre la plus éloignée de la tour	ν	2,70	m
Surface horizontale totale de la tour	A	3,27	m ²
Moment élastique	Me	64 961,46	tm
Hauteur du CDG de la masse totale par rapport à la base de la cuve	h	2,537	m
Hauteur de la force élastique	H	17,537	m
Force élastique	Fe	3704,193	t
Déplacement élastique	δ_e	0,187	m

Après avoir évalué les déplacements ultimes et le déplacement élastique, nous évaluons la ductilité μ . Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 2. 11. Evaluation de la ductilité μ .

R	μ
1	1.775
2	0.888
3	0.592
4	0.444
5	0.355
6	0.296

Par procédé analogue, nous traitons les différents types de structures (différentes hauteurs) pour chaque zone sismique (I, IIa, IIb et III), et chaque site d'implantation (S1, S2, S3 et S4).

2.2.4. Evaluation du coefficient de comportement (R)

Les figures 2.8 à 2.23 représentent l'évolution de la ductilité μ des réservoirs surélevés en fonction du coefficient de comportement, obtenues pour les différentes hauteurs du support, en considérant les différents sites d'implantations, et les différentes zones sismiques, sur lesquelles nous avons superposé la droite de NewMark et Hall (2.58).

$$R = \mu \quad (2.58)$$

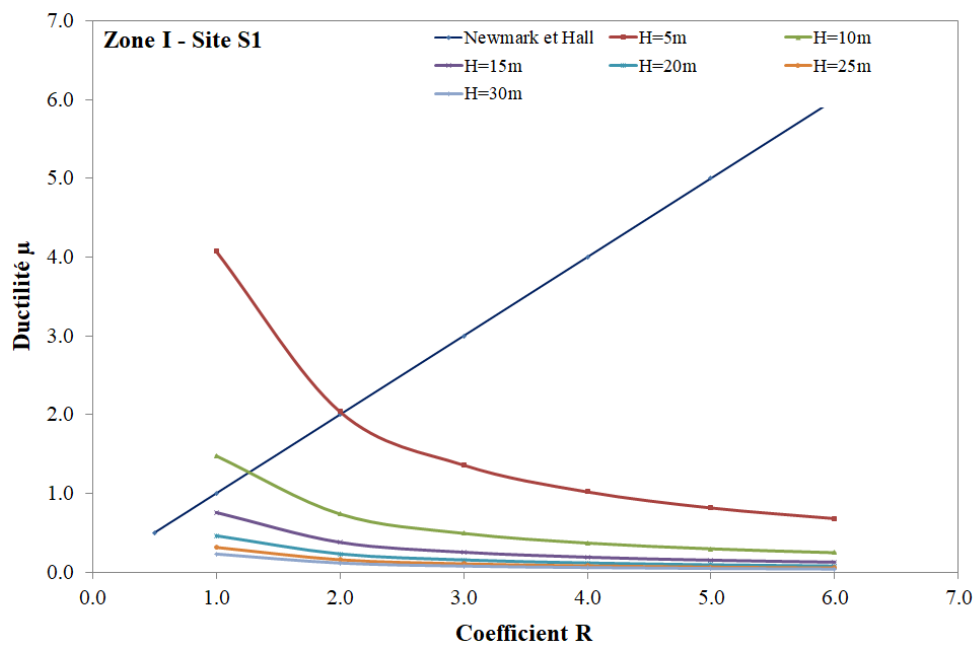


Figure 2. 8. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone I, site S1.

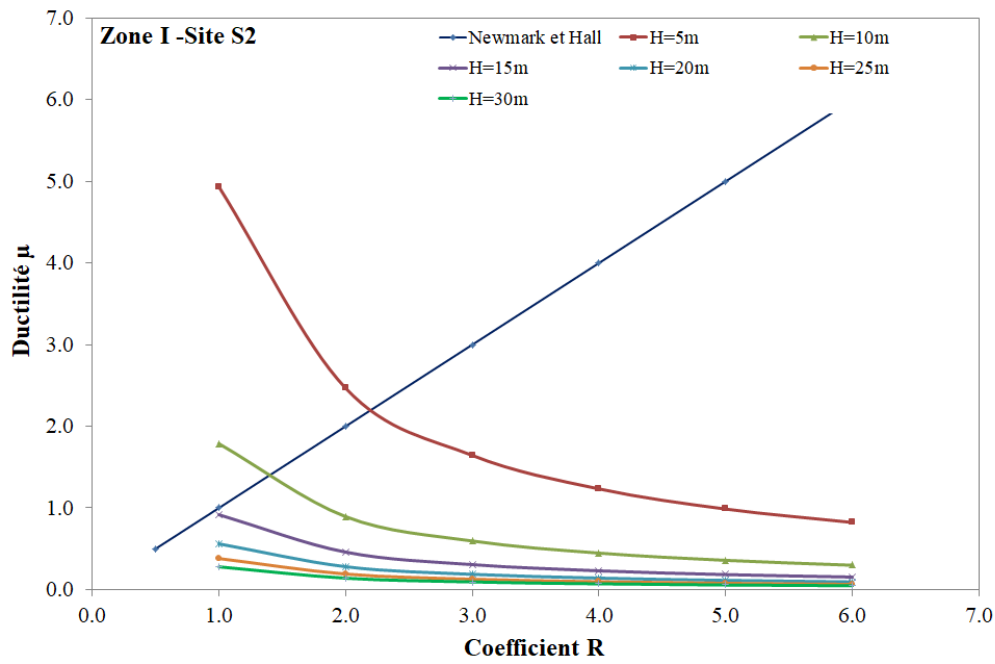


Figure 2. 9. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone I, site S2.

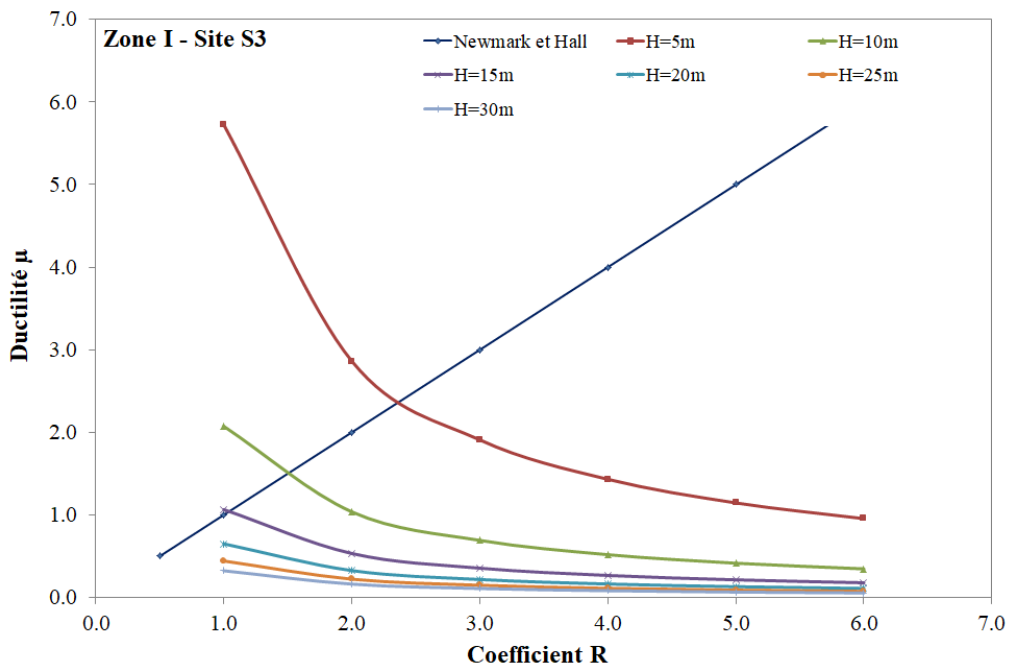


Figure 2. 10. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone I, site S3.

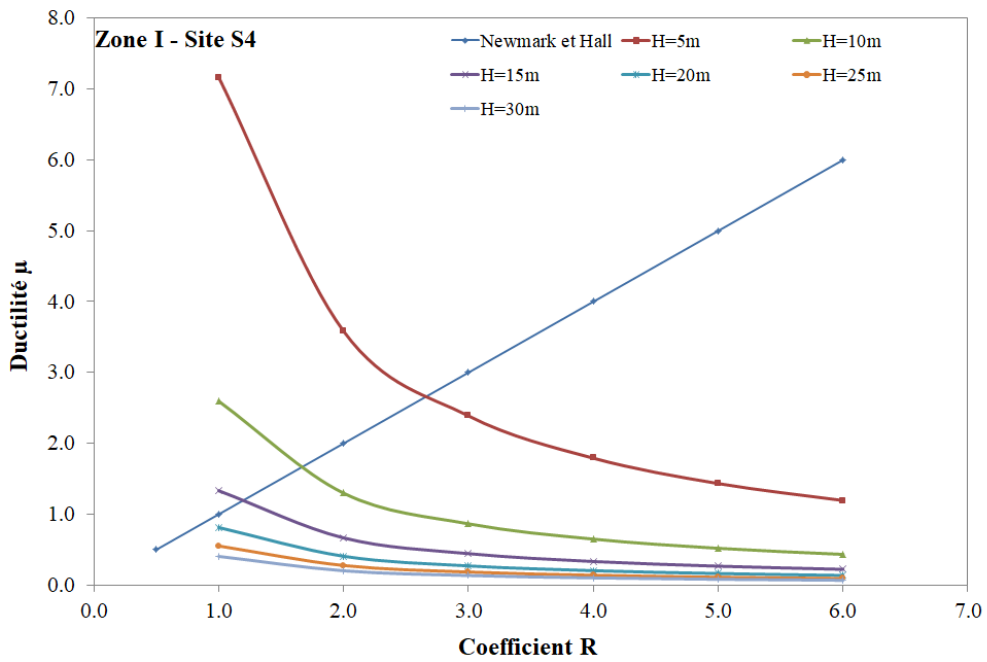


Figure 2. 11. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone I, site S4.

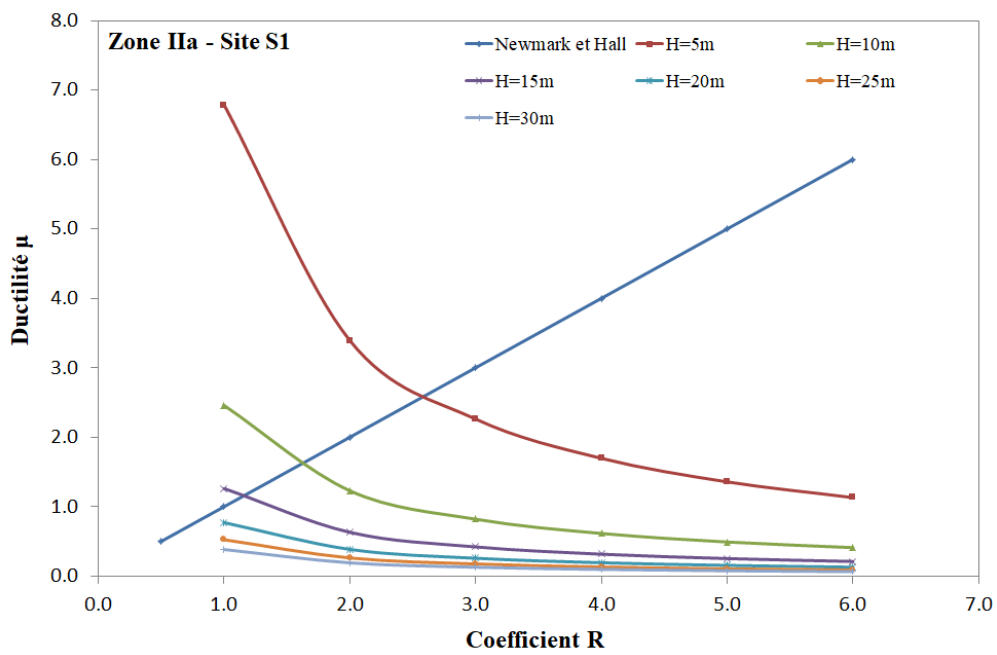


Figure 2. 12. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIa, site S1.

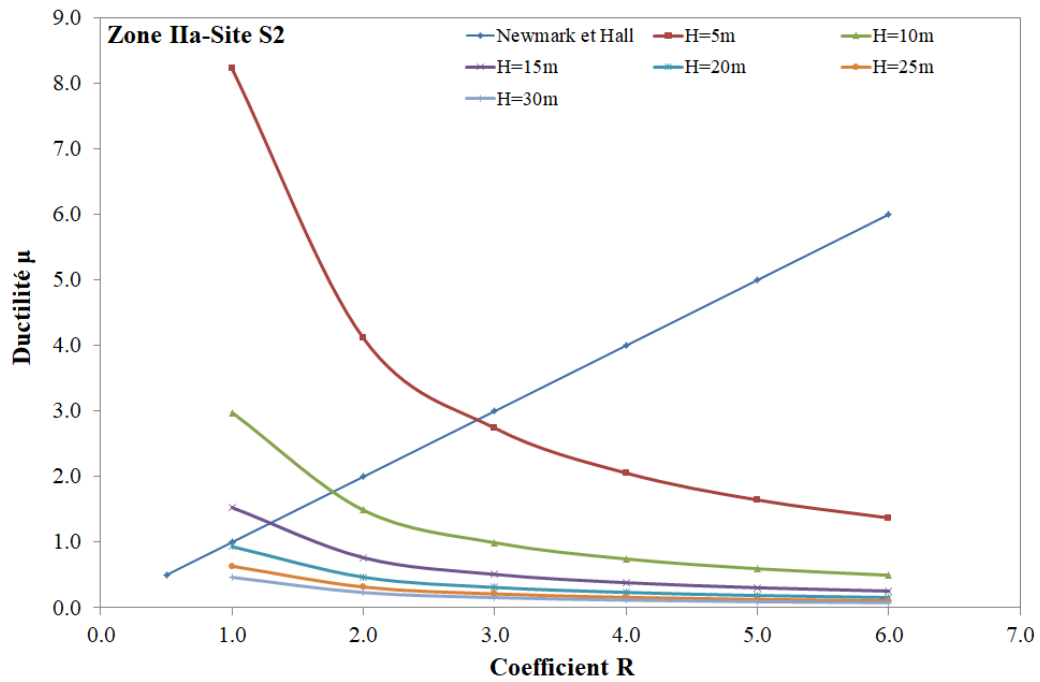


Figure 2. 13. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIa, site S2.

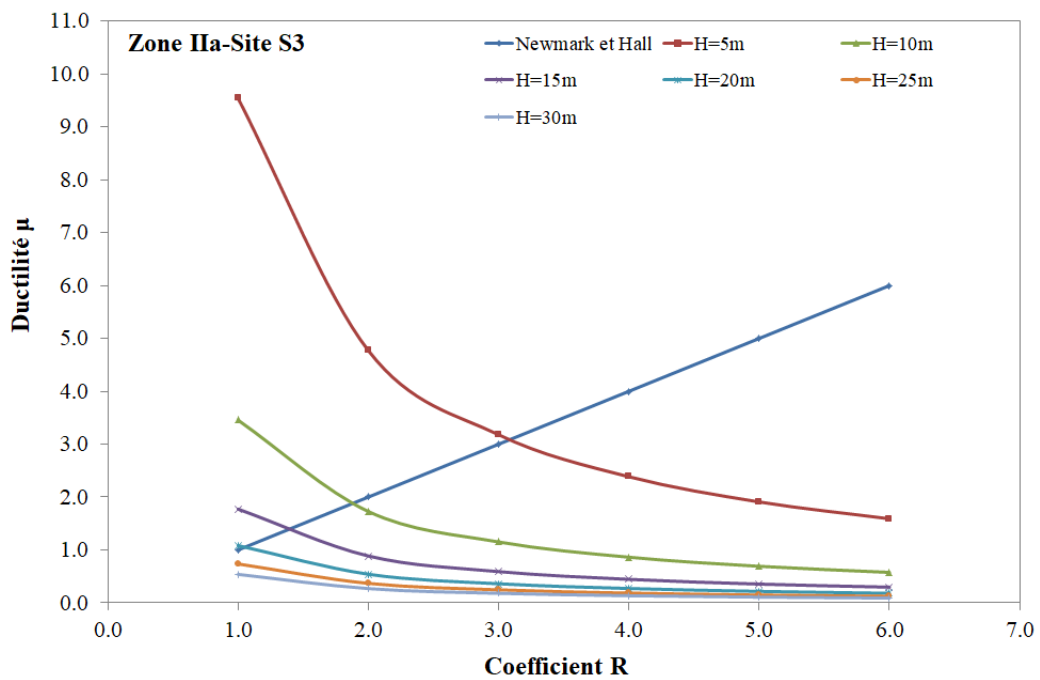


Figure 2. 14. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIa, site S3.

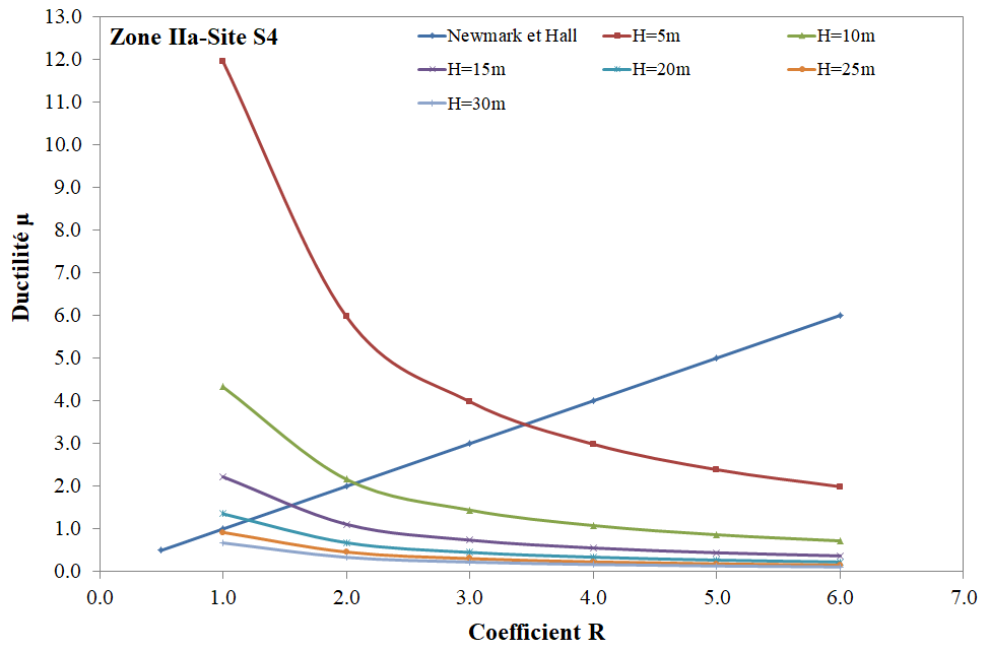


Figure 2. 15. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIa, site S4.

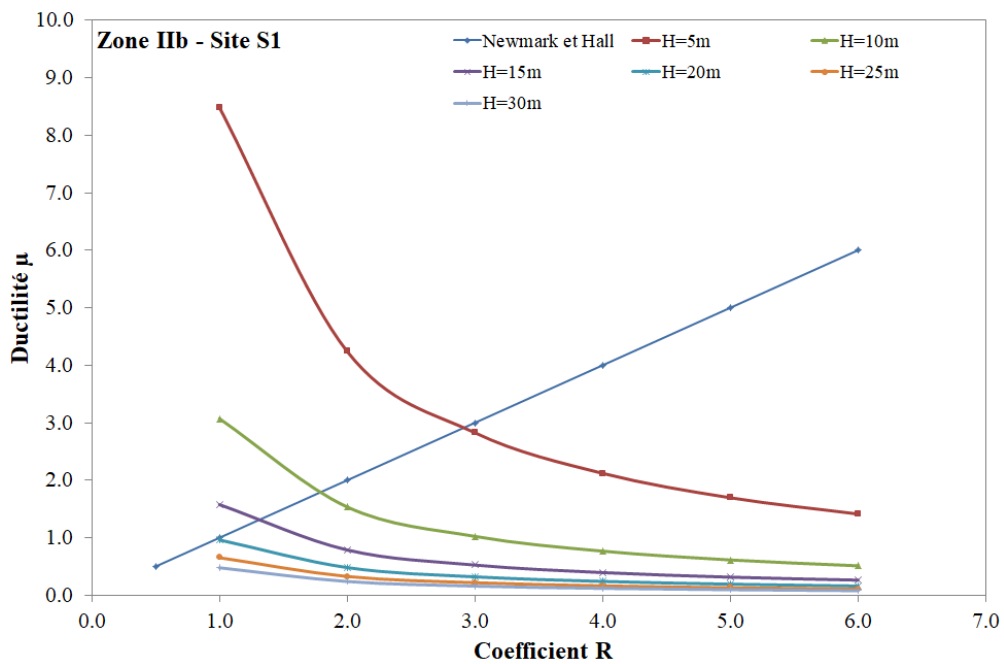


Figure 2. 16. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIb, site S1.

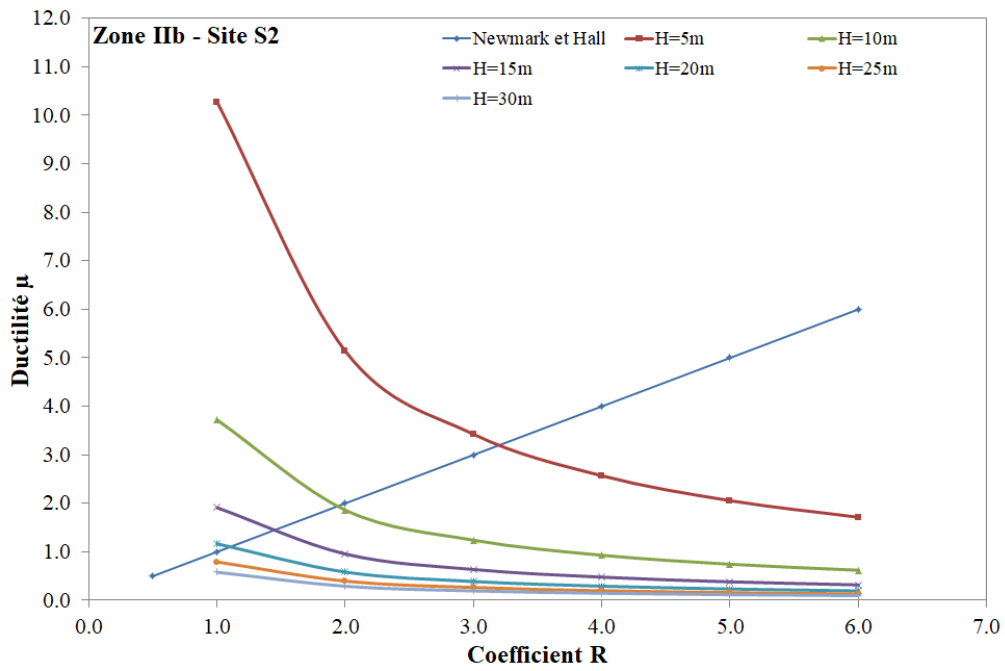


Figure 2. 17. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIb, site S2.

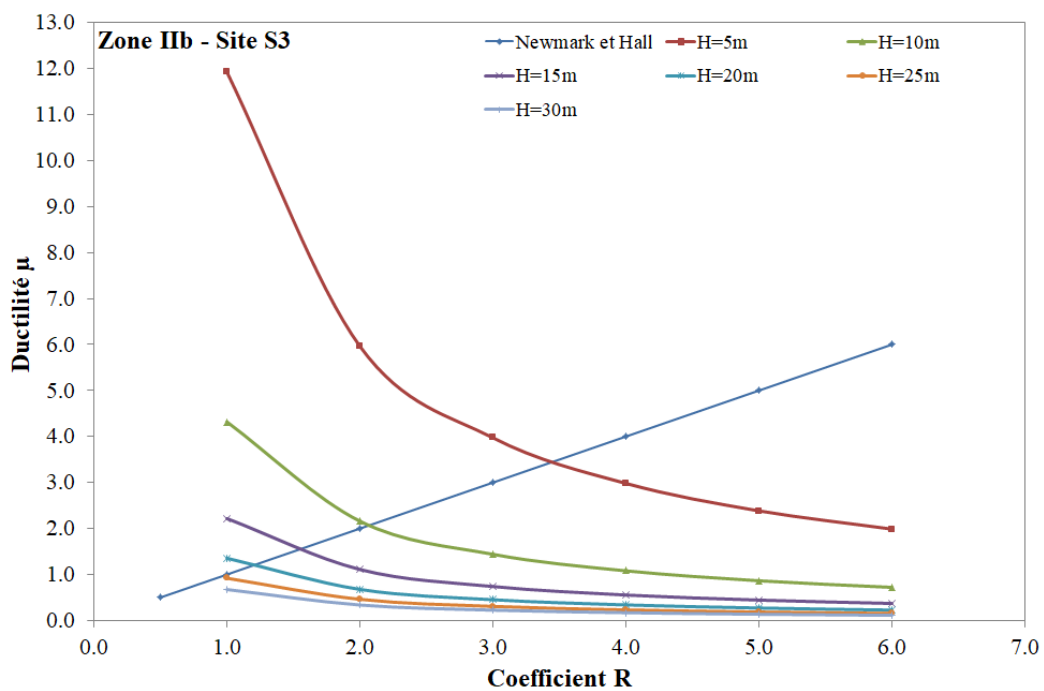


Figure 2. 18. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIb, site S3.

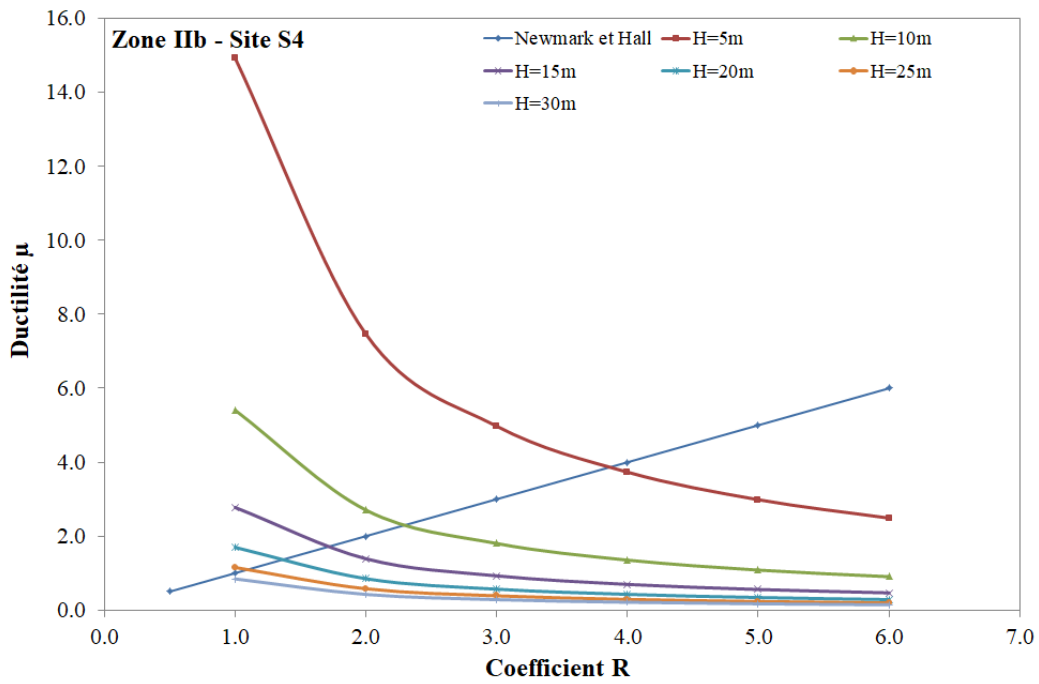


Figure 2. 19. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone IIb, site S4.

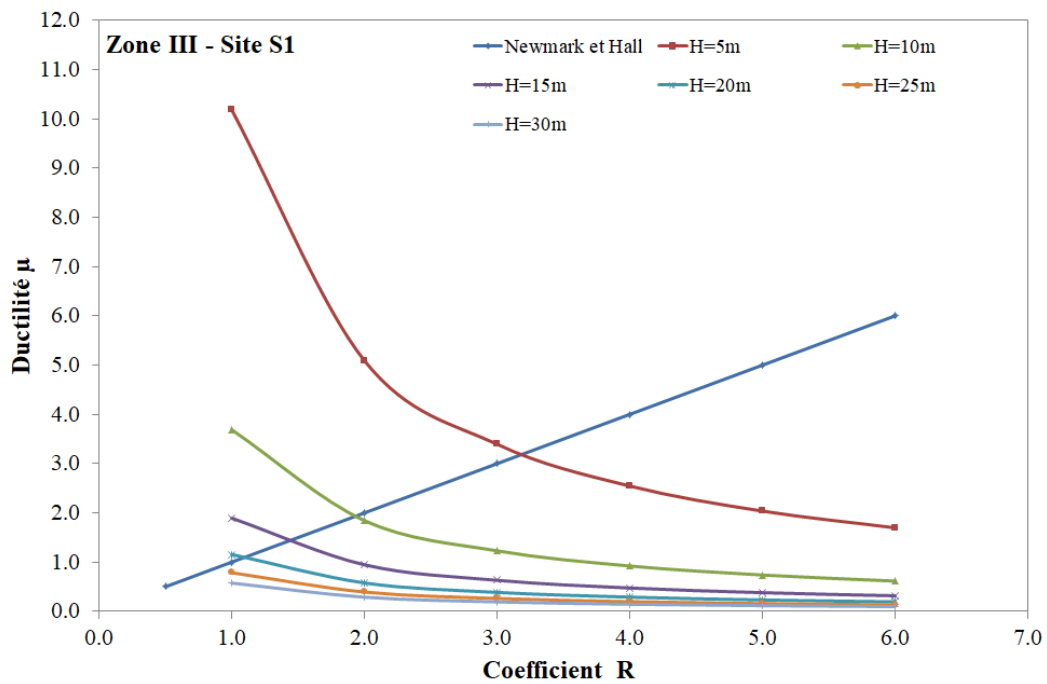


Figure 2. 20. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone III, site S1.

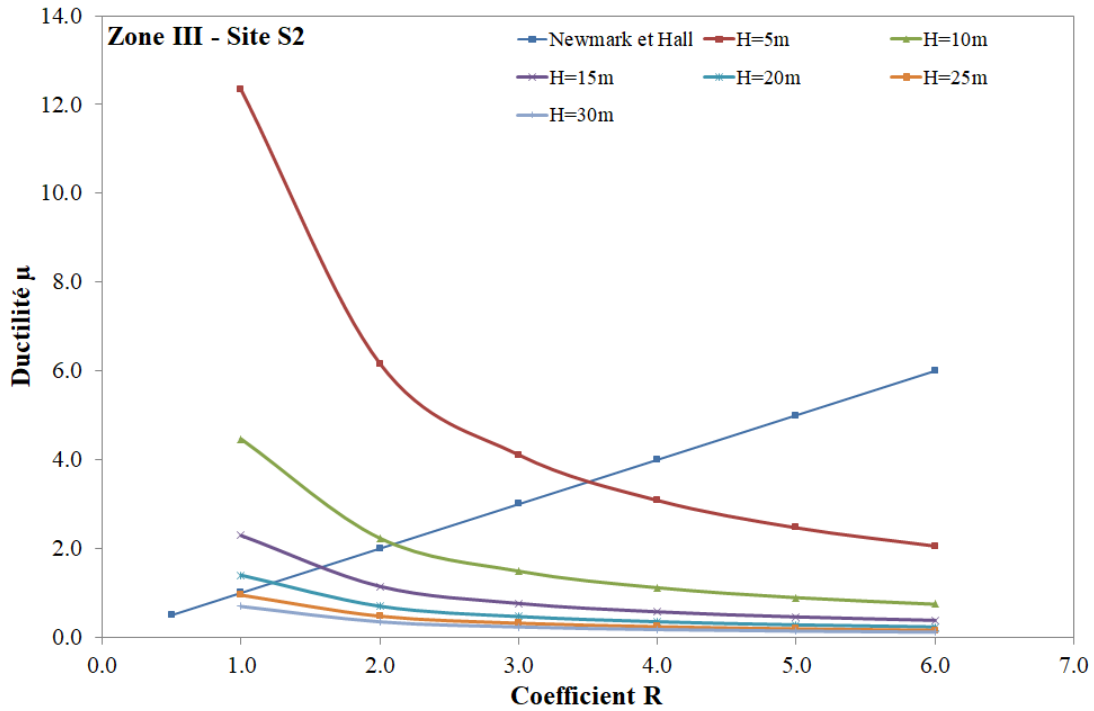


Figure 2. 21. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone III, site S2.

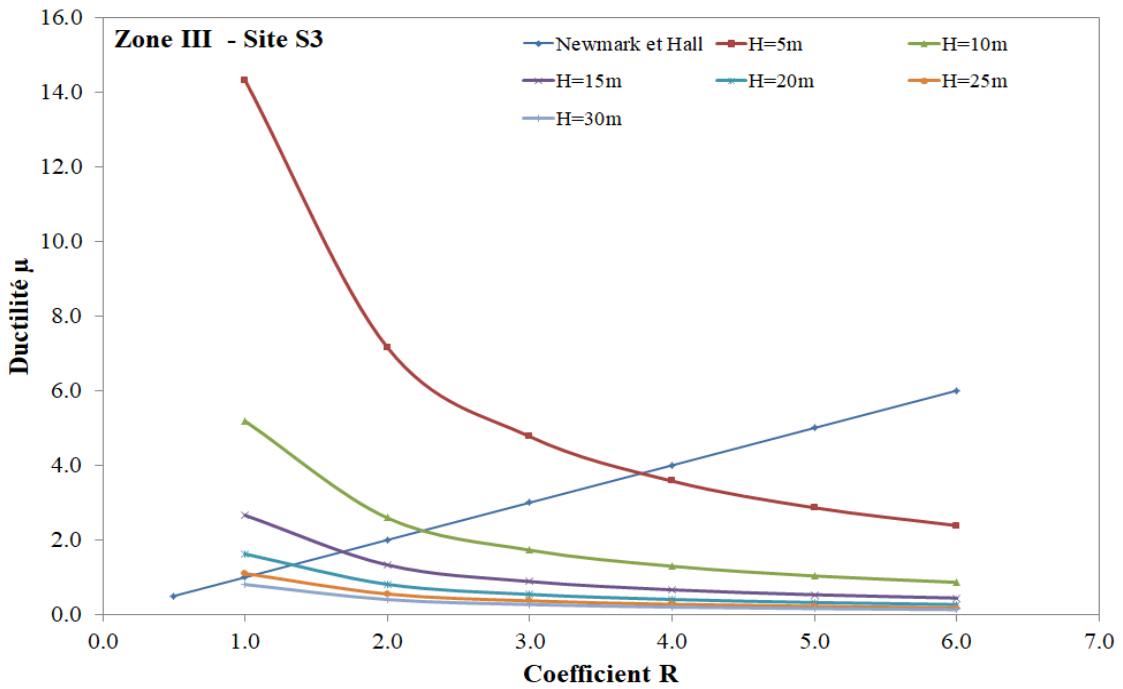


Figure 2. 22. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone III, site S3.

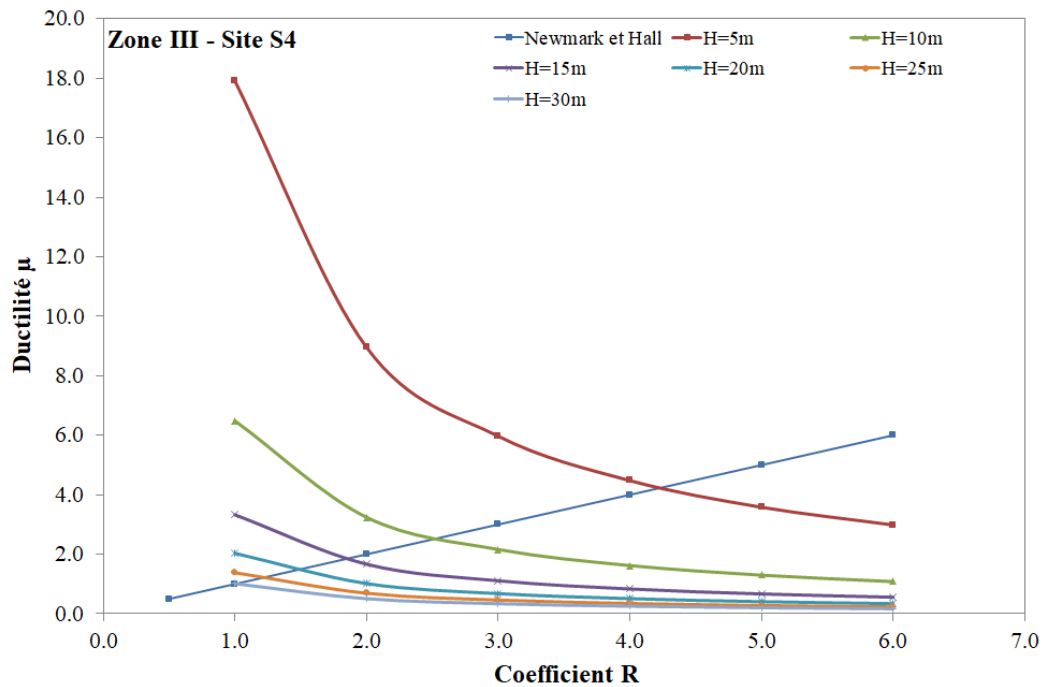


Figure 2. 23. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement R en zone III, site S4.

Il ressort des résultats de l'analyse que les courbes ont la même allure quels que soit la zone sismique, le site du sol et quelle que soit la hauteur du support. Toutefois, le réservoir surélevé de hauteur $H=5$ m se comporte différemment des autres réservoirs dont les hauteurs sont supérieures à 10 m. Nous pouvons conclure qu'il y'a vraisemblablement une hauteur limite H_{lim} au-delà de laquelle la structure devient souple et en dessous de laquelle elle est rigide. Nous constatons aussi que les ductilités sont très proches pour les réservoirs surélevés dont les hauteurs des supports sont comprises entre 10 m et 30 m. Nous déduisons que la gamme des réservoirs dont la hauteur H est inférieure à 10 m, dits rigides, ont une ductilité plus importante que la gamme des réservoirs dont la hauteur H est supérieure à 10 m, dits souples, malgré leur plus grande déformabilité. Il est connu qu'une structure peut avoir une grande déformabilité alors qu'elle est moins ductile (Shdeed et Kassoul., 2002).

Les abscisses des points d'intersection des courbes de notre analyse et la courbe proposée par Newmark et Hall donnent les valeurs des coefficients de comportement R correspondant aux différentes hauteurs des supports (Tableau 2.12 à 2.15). L'allure de la variation de ce coefficient extrait en fonction des hauteurs de la tour H pour chaque zone sismique est illustrée sur les figures 2.24 à 2.27. Nous notons que le coefficient de comportement R est plus important pour les réservoirs de petites hauteurs ; ce qui prouve que le réservoir peut pénétrer davantage dans la zone plastique sans trop de risque, surtout en zone de très forte

sismicité (Zone III) où le besoin d'une marge de sécurité est nécessaire. Nous remarquons qu'à mesure que la hauteur augmente, la structure devient plus souple et fragile du fait de son élancement, et le coefficient de comportement R diminue ; ce qui est logique compte tenu de la faible marge de sécurité dans la zone plastique. Nous constatons aussi que pour une hauteur supérieure à 20m, le coefficient de comportement R avoisine l'unité, surtout en zone sismique où il est impératif de faire travailler la structure en zone élastique.

Tableau 2. 12. Valeurs de R pour la zone I.

Type de Sol	H(m)	5	10	15	20	25	30
S1	R	2	1.28	-	-	-	-
S2	R	2.2	1.4	-	-	-	-
S3	R	2.39	1.56	1.05	-	-	-
S4	R	2.66	1.67	1.2	-	-	-

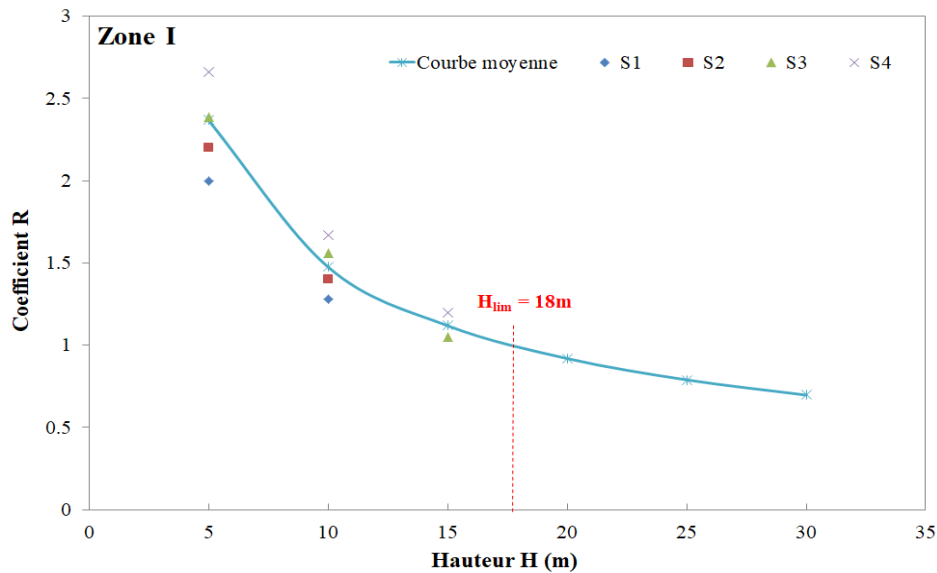


Figure 2. 24. Variation de R en fonction de H dans la zone de faible sismicité (Zone I).

Tableau 2. 13. Valeurs de R pour la zone IIa.

Type de Sol	H(m)	5	10	15	20	25	30
S1	R	2.59	1.62	1.18	-	-	-
S2	R	2.88	1.79	1.3	-	-	-
S3	R	3.09	1.88	1.4	1.05	-	-
S4	R	3.43	2.04	1.58	1.2	-	-

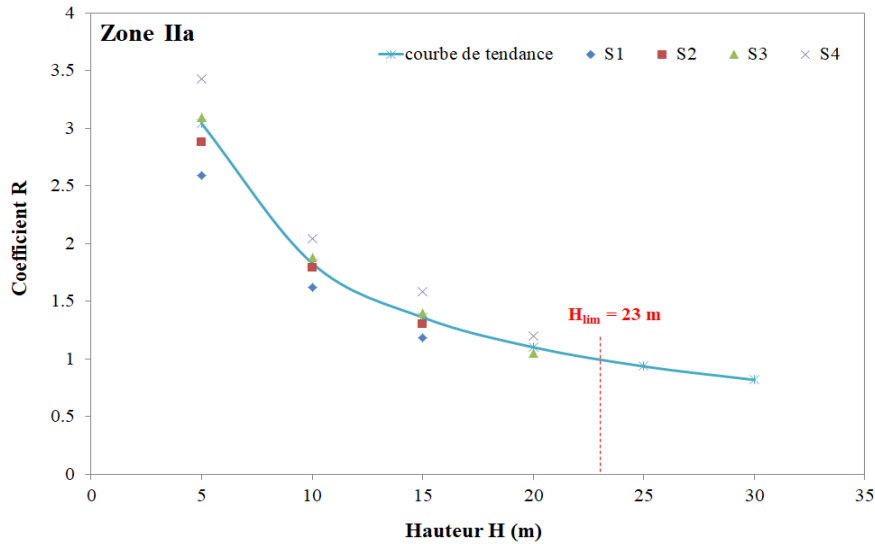


Figure 2. 25. Variation de R en fonction de H dans la zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Tableau 2. 14. Valeurs de R pour la zone IIb.

Type de Sol	H(m)	5	10	15	20	25	30
S1	R	2.93	1.8	1.31	-	-	-
S2	R	3.2	1.98	1.42	1.1	-	-
S3	R	3.41	2.02	1.58	1.2	-	-
S4	R	3.84	2.28	1.71	1.39	1.1	-

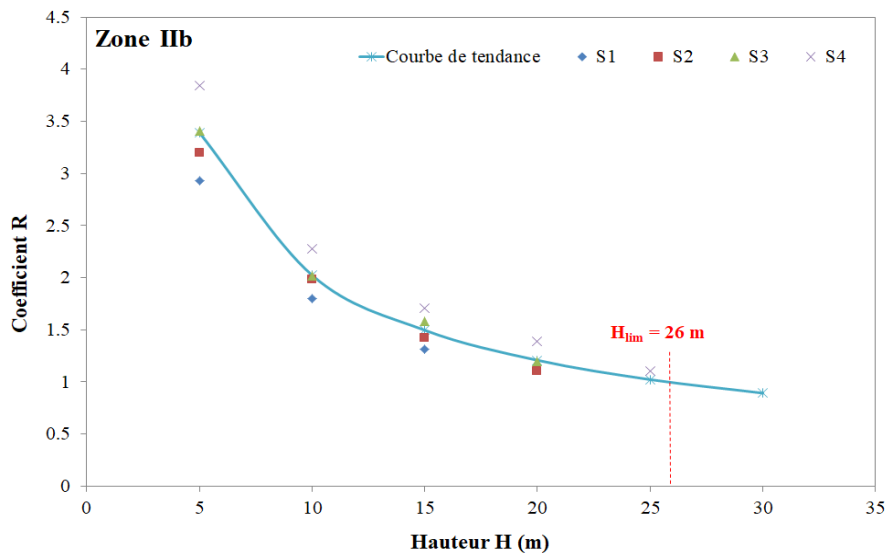


Figure 2. 26. Variation de R en fonction de H dans la zone de forte sismicité (Zone IIb).

Tableau 2. 15. Valeurs de R pour la zone III.

Type de Sol	H(m)	5	10	15	20	25	30
S1	R	3.19	1.98	1.41	1.1	-	-
S2	R	3.5	2.1	1.59	1.21	1	-
S3	R	3.79	2.22	1.69	1.37	1.07	-
S4	R	4.21	2.52	1.82	1.5	1.21	1

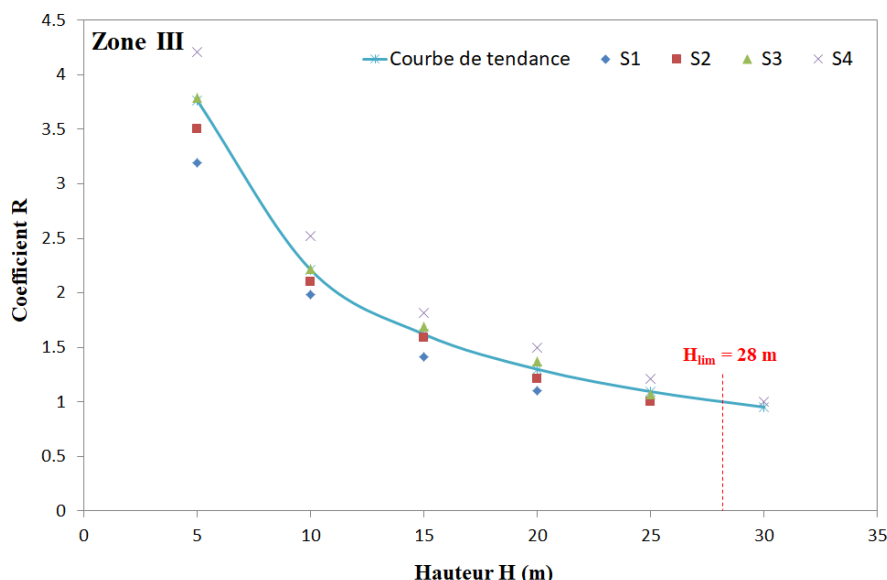


Figure 2. 27. Variation de R en fonction de H dans la zone de très forte sismicité (Zone III).

A partir des courbes présentées dans les figures 2.24 à 2.27, nous constatons que le coefficient de comportement R diminue à mesure que la hauteur H augmente. Ce coefficient varie avec la hauteur H en obéissant à une loi puissance de la forme :

$$R = a/H^b$$

Les valeurs des paramètres a et b sont consignées dans le tableau 2.16 en fonction de la zone sismique et la nature du site.

Tableau 2. 16. Valeurs des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site.

	Zone I				Zone IIa				Zone IIb				Zone III			
	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
a	5.64	6.28	7.97	8.53	8.19	9.23	10.74	11.36	9.53	11.18	11.17	13.14	11.14	12.34	13.03	15.3
b	0.64	0.65	0.73	0.71	0.71	0.72	0.76	0.74	0.73	0.76	0.73	0.76	0.76	0.77	0.76	0.78

Il est connu que lorsque les sollicitations sismiques sont importantes, le manque de ductilité dans les structures rend les ruptures fragiles. A partir des courbes des figures 2.24 à 2.27, nous déduisons, pour chaque zone sismique, la hauteur limite H_{lim} au-delà de laquelle le réservoir est considéré fragile (Tableau 2.17), pour lequel il est nécessaire de prendre la valeur unitaire pour le coefficient de comportement ($R=1$), comme le préconise d'ailleurs l'Eurocode 8.

Tableau 2. 17. Hauteurs limites au-delà desquelles $R=1$.

Zone	Faible sismicité (Zone I)	Moyenne sismicité (Zone IIa)	Forte sismicité (Zone IIb)	Très forte sismicité (Zone III)
$H_{lim}(m)$	18	23	26	28

Conclusion

L'objectif principal des constructeurs dans l'industrie du BTPH (Bâtiment, Travaux Publics et Hydraulique) consiste à construire bien, vite et au moindre coût, et donc de réduire les quantités des matériaux à mettre en œuvre. (Gieu, 2012) a montré que le dimensionnement des structures élastiques engendrait des surcoûts. Le dimensionnement en ductilité devient de plus en plus largement utilisé et accepté par la communauté du génie civil. C'est pour cette raison que l'Eurocode8 intègre le calcul en ductilité, alors qu'avant le PS69 révisé 82 intégrait le dimensionnement en plasticité.

Dans le cas des réservoirs, un calcul plus précis du coefficient de comportement R , tel que mené dans cette étude, peut s'avérer très utile, contrairement à ce qui est préconisé par le RPA de prendre une valeur constante ($R=2$) quelle que soit la zone sismique, le type du site d'implantation et la hauteur du support.

Notre étude propose une démarche plus réaliste de l'évaluation de ce coefficient en fonction de la hauteur de la tour, de la zone sismique et du site d'implantation.

Le fait de passer d'un coefficient de comportement ($R=1$) à ($R=3$) peut impliquer une réduction de la quantité d'armatures longitudinales pouvant aller jusqu'à un facteur de 4 selon Gieu (2012).

Les valeurs du coefficient de comportement R évaluées dans cette étude tournent autour de la valeur 2, d'après cette valeur on peut dire que les résultats sont pas très intéressants dû à l'insuffisance de l'analyse linéaire, pour cela l'évaluation de ce coefficient avec une approche non linéaire afin d'approcher le comportement réel de la structure est nécessaire.

*Chapitre 3 : Evaluation du coefficient de
comportement du réservoir surélevé par
une approche non linéaire.*

Introduction

Lors de l'évaluation du coefficient du comportement sismique, par une approche linéaire, les grandes déformations de la structure sous l'effet de la charge sismique ne sont pas prises en compte. Cela peut conduire à une surestimation de la résistance sismique et une sous-estimation des déformations réelles de la structure ; ce qui peut entraîner des dommages importants ou une défaillance lors d'un séisme réel.

C'est dans ce contexte que s'inscrit ce troisième chapitre qui consiste à l'évaluation du coefficient de comportement (R) par une approche non linéaire, tenant compte des déformations de la structure dans le domaine plastique. Cette approche non linéaire fait appel à la modélisation par éléments finis du réservoir surélevé, tenant compte de la non linéarité matérielle et géométrique du réservoir. La méthode utilisée est celle de la capacité spectrale définie par Applied Technology Council (ATC 40, 1996) qui repose sur la courbe de capacité de la structure évaluée par la méthode statique non linéaire dite « Pushover », ainsi que sur la demande sismique.

3.1. Démarche de l'approche

Pour répondre à la problématique de ce chapitre, autrement dit pour évaluer le coefficient de comportement du réservoir surélevé par une approche non linéaire, nous adoptons la démarche de l'ATC 40, présentée dans le premier chapitre et résumée comme suit :

- Extraire la courbe de capacité du réservoir surélevé de l'analyse numérique sous le logiciel Etabs© par la méthode « Pushover », en format (Sa, Sd) ;
- Construire le spectre amorti à 5% en format (Sa, T) ;
- Transformer le spectre en format (Sa, Sd) ;
- Superposer la courbe de capacité avec le spectre amorti à 5% ;
- Développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité ;
- Déterminer le déplacement élastique δ_e et le déplacement ultime δ_u ;
- Déduire la ductilité μ ;
- Evaluer le coefficient de comportement (R).

3.2. Application au cas d'étude

Le réservoir surélevé faisant l'objet de notre étude est le réservoir de capacité 200 m³ dont le plan d'exécution est présenté à la figure (3.1).

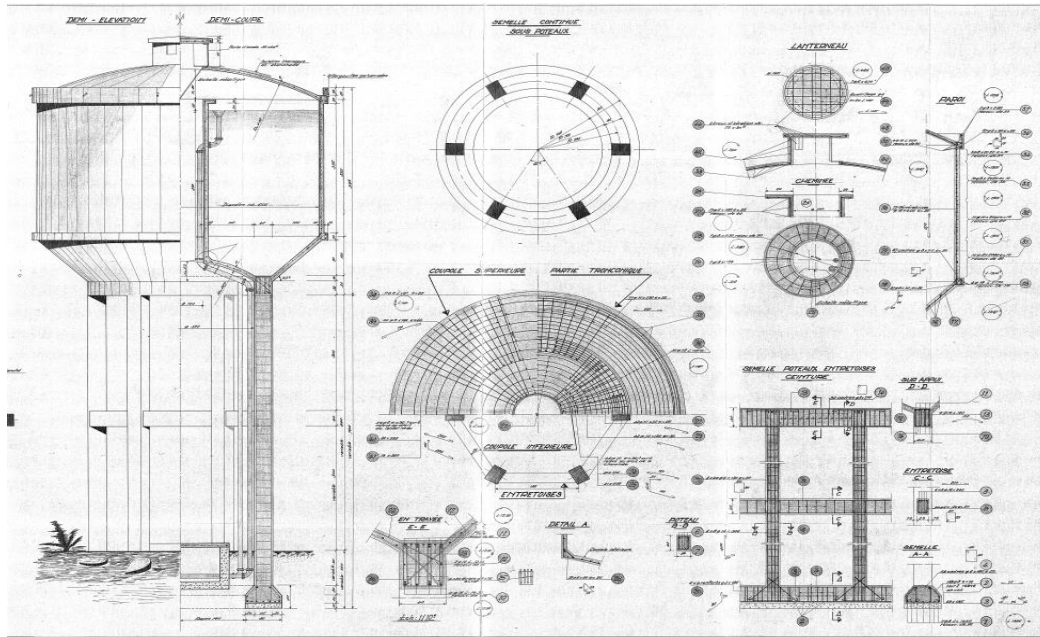


Figure 3. 1. Plan d'exécution du réservoir d'étude (DHW.TO, 1990).

3.2.1. Modélisation de la structure

Le réservoir a fait l'objet d'une modélisation par éléments finis avec le logiciel Etabs© (Figure 3.2) dans le but d'extraire la courbe de capacité. Les poteaux et entretoises sont discrétisés en éléments barres (Frame), quant à la coupole et la cuve cylindrique, elles sont discrétisées en éléments coques (Shell). Les propriétés physiques et mécaniques des matériaux sont données dans le tableau 3.1.

Tableau 3. 1. Propriétés physiques et mécaniques du béton et de l'acier.

Paramètres	Valeurs	Unités
Poids volumique du béton	25	KN/m ³
Module de Young du béton	32164	Mpa
Coefficient de poisson du béton	0.2	/
Résistance à la compression du béton	25	MPa
Poids volumique de l'acier	77	KN/m ³
Module de Young de l'acier	210000	MPa
Coefficient de poisson de l'acier	0.3	/
Limite élastique de l'acier	400	MPa

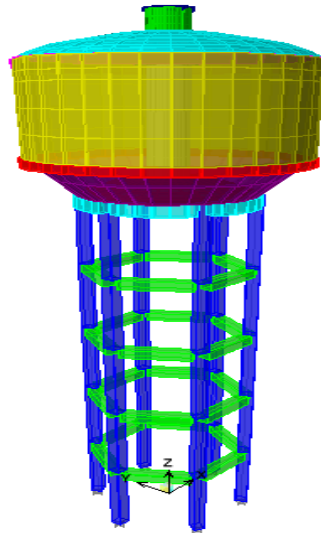


Figure 3. 2. Modélisation en 3D du réservoir surélevé par éléments finis par Etabs©.

3.2.2. Chargement de la structure

Les combinaisons de charges prises en compte pour la détermination des contraintes et des déformations sont données par le DTR comme suit :

- Etat limite ultime : $1,35.G + 1,50.Q + S_n$;
- Etat limite de service : $G + Q + S_n$;
- Combinaisons accidentelle selon RPA : $G + Q \pm E$;
- Combinaisons accidentelle selon RPA : $0,80.G \pm E$;
- Combinaisons accidentelle selon RPA : $G + Q \pm 1,20.E$.

Où G , Q , S_n et E , sont respectivement la charge permanente, la charge d'exploitation (surcharge), la surcharge climatique (neige) et la sollicitation sismique. L'action du vent n'est pas prise en compte car elle est négligeable par rapport à l'action sismique.

3.2.3. Courbe de capacité

L'analyse statique non linéaire du réservoir surélevé avec le logiciel Etabs©, selon la méthode par poussée progressive dite « Pushover », a permis de construire la courbe de capacité en format accélération spectrale - déplacement spectrale (S_a , S_d). Celle-ci représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure. Elle reflète la capacité du réservoir à résister à un chargement sismique donné. Cette courbe est composée d'une phase linéaire élastique suivie d'une phase non linéaire.

La courbe de capacité du réservoir en format accélération spectrale - déplacement spectrale (S_a , S_d), est obtenu directement avec le logiciel Etabs©, telle qu'illustrée en figure 3.3.

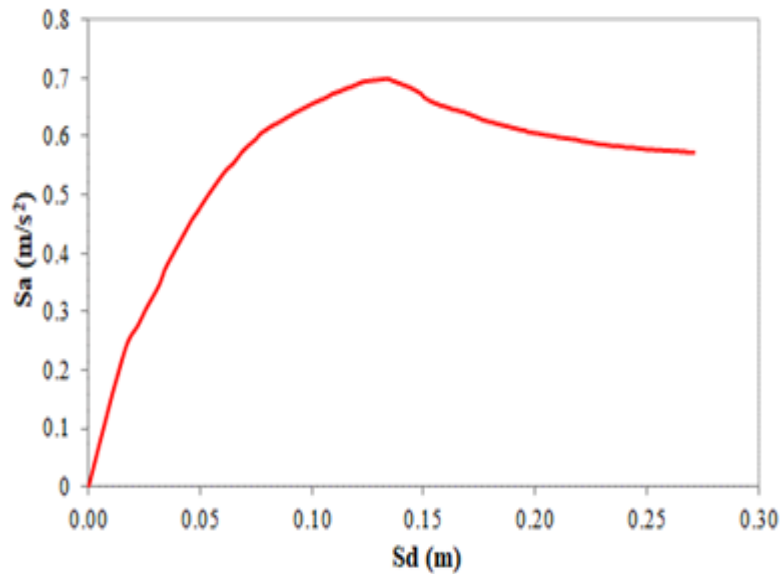


Figure 3. 3. Courbe de capacité.

3.2.4. Demande sismique

La demande sismique est une représentation du mouvement du sol suite à un séisme. La demande sismique amortis à 5% au format (S_a, T) est donnée en figure 3.4. Celle-ci est convertie vers un spectre de demande sismique en format (S_a, S_d) par la relation (1.14) du chapitre 1. Le résultat est présenté en figure 3.5.

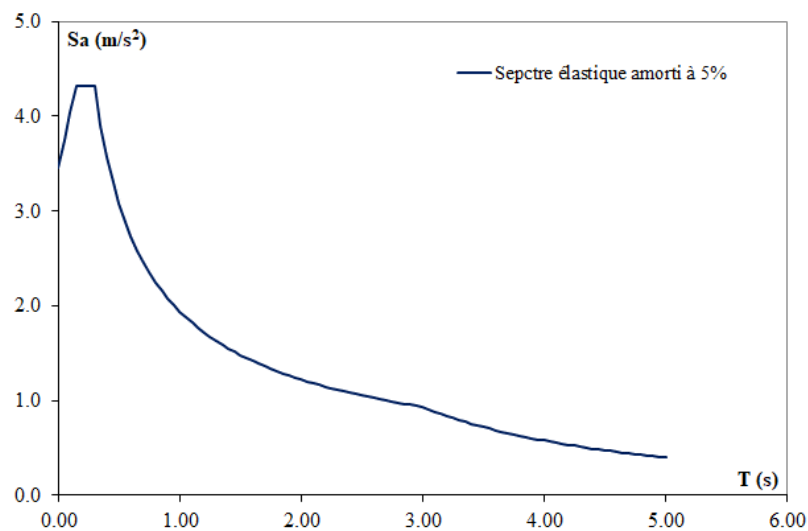


Figure 3. 4. Spectre de réponse élastique amorti à 5% en format traditionnel (S_a, T) .

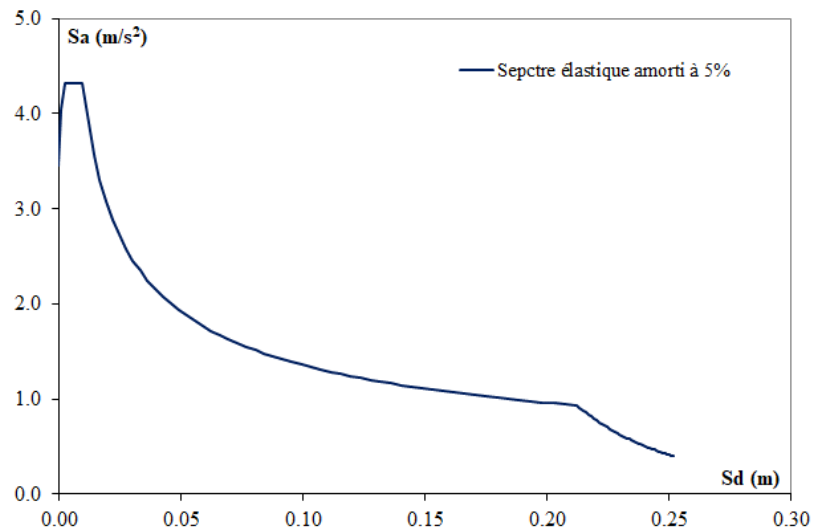


Figure 3. 5. Spectre de réponse élastique amorti à 5% en format (Sa, Sd).

3.2.5. Développement de la bilinéaire

Le développement de la bilinéaire de la courbe de capacité est effectué conformément aux étapes de la procédure B de l'ATC 40 illustrée dans le chapitre 1. Les résultats sont présentés en figures 3.6 et 3.7.

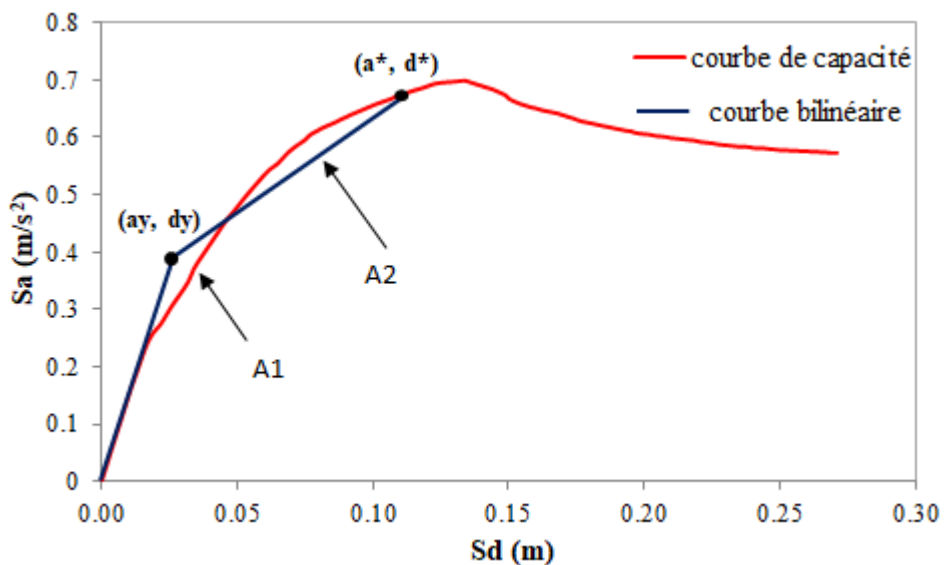


Figure 3. 6. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

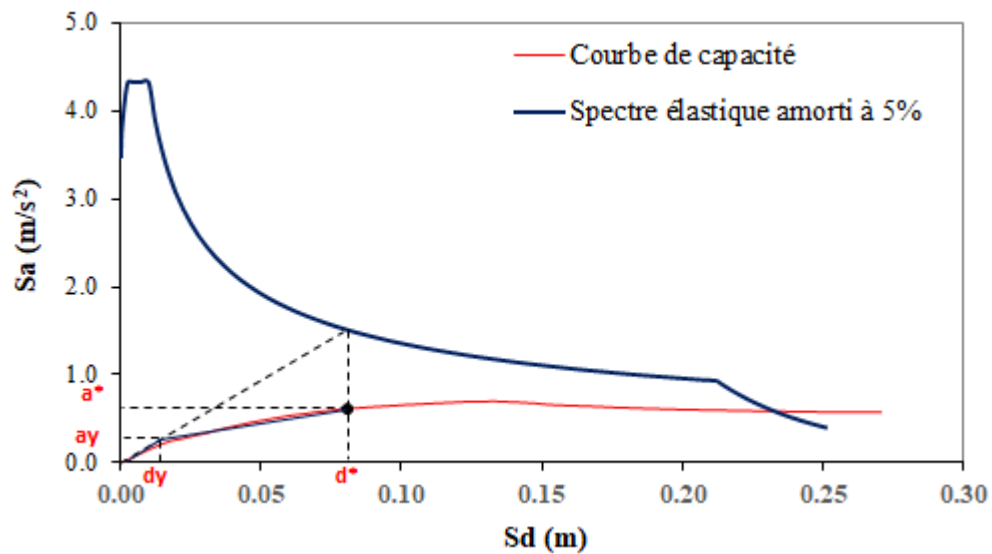


Figure 3. 7. Superposition du spectre de capacité et du spectre de réponse.

L'accélération spectrale S_{ai} d'un point situé sur le segment post-élastique peut être donnée en fonction du déplacement spectrale S_{di} par la relation (1.19) du chapitre 1. Les coordonnées des points de la courbe bilinéaire sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau 3. 2. Coordonnées des points de la courbe bilinéaire.

Coordonnées	Sa (m/s ²)	Sd (m)
(a^*, d^*)	0,630	0,081
(a_y, d_y)	0,250	0,013

Les valeurs du déplacement élastique et du déplacement ultime extraites de la figure 3.7, ainsi que la valeur de la ductilité sont illustrées dans le tableau 3.3 :

Tableau 3. 3. Evaluation de la ductilité μ .

Paramètres	Symboles	valeurs	unités
Déplacement ultime	δ_u	0.135	m
Déplacement élastique	δ_e	0.013	m
Ductilité	μ	10.38	/

3.3. Résultats et discussions

Par procédé analogue, nous avons procédé à la modélisation sur Etabs© du réservoir surélevé, pour différentes hauteurs H du support et différents coefficient de comportement R, en considérant les différents sites d'implantations et les différentes zones sismiques. Les résultats de l'évolution de la ductilité en fonction du coefficient (R) sont présentés dans les figures 3.8 à 3.16, sur lesquelles nous avons aussi superposé la droite de Newmark et Hall d'équation :

$$R = \mu \quad (3.1)$$

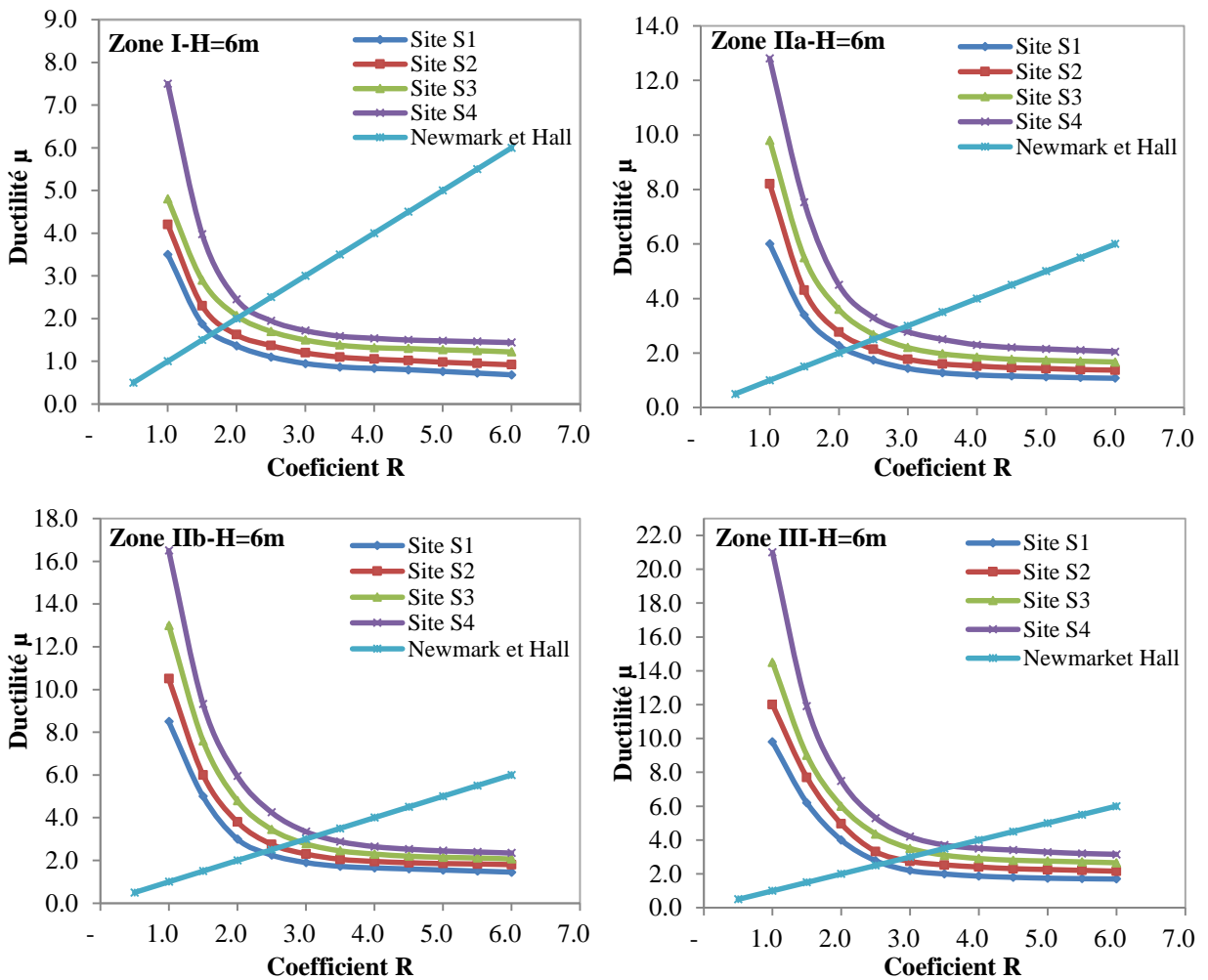
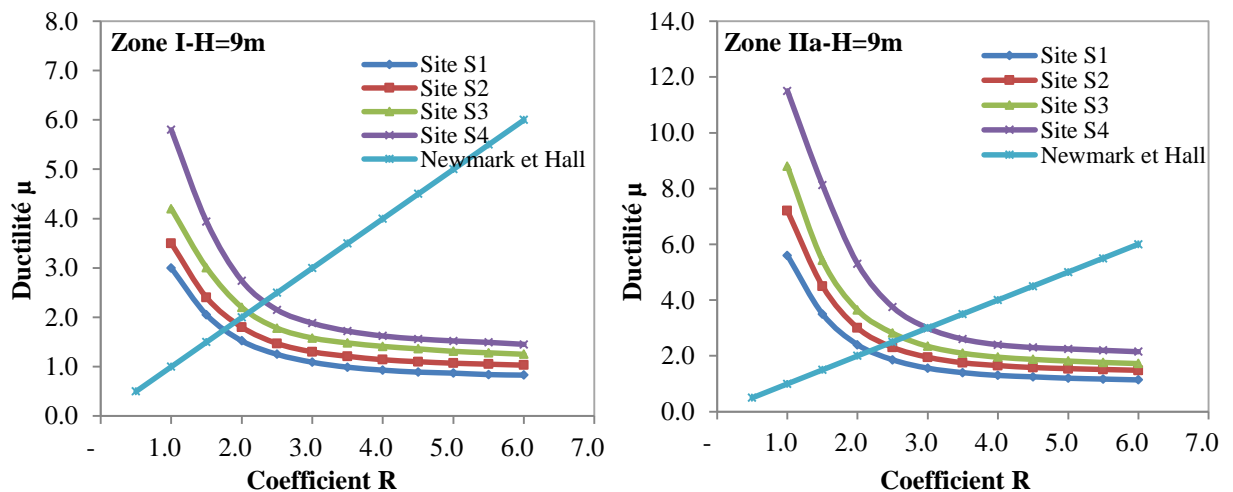


Figure 3. 8. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R) pour différentes zones sismiques, $H=6m$.



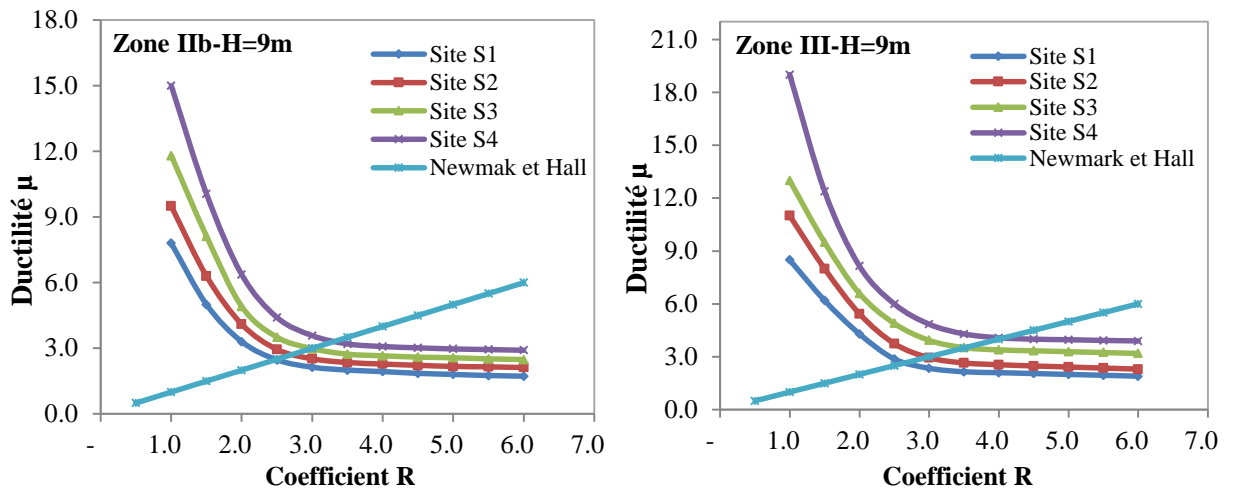


Figure 3. 9. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R) pour différentes zones sismiques, H=9m.

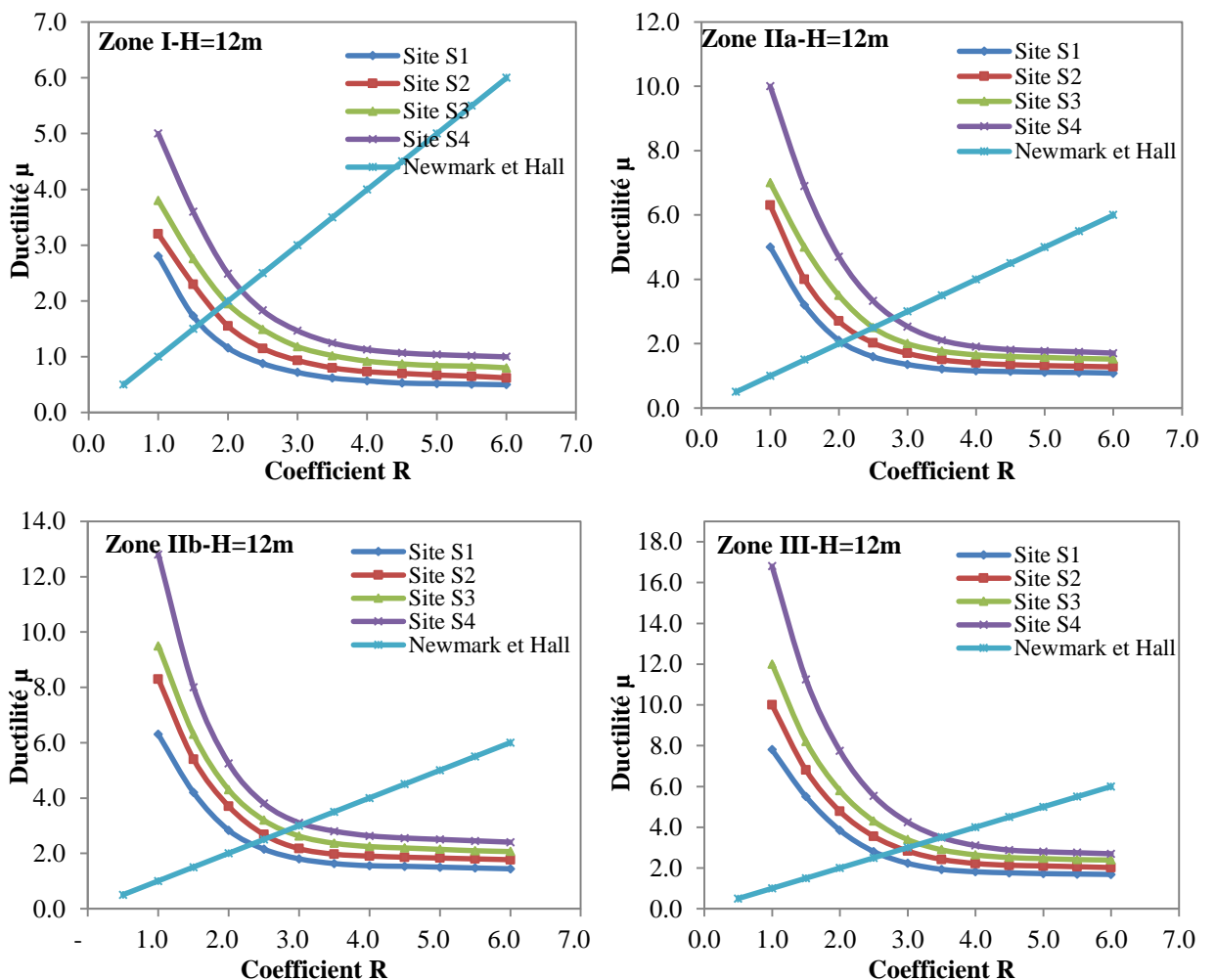


Figure 3. 10. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R) pour différentes zones sismiques, H=12m.

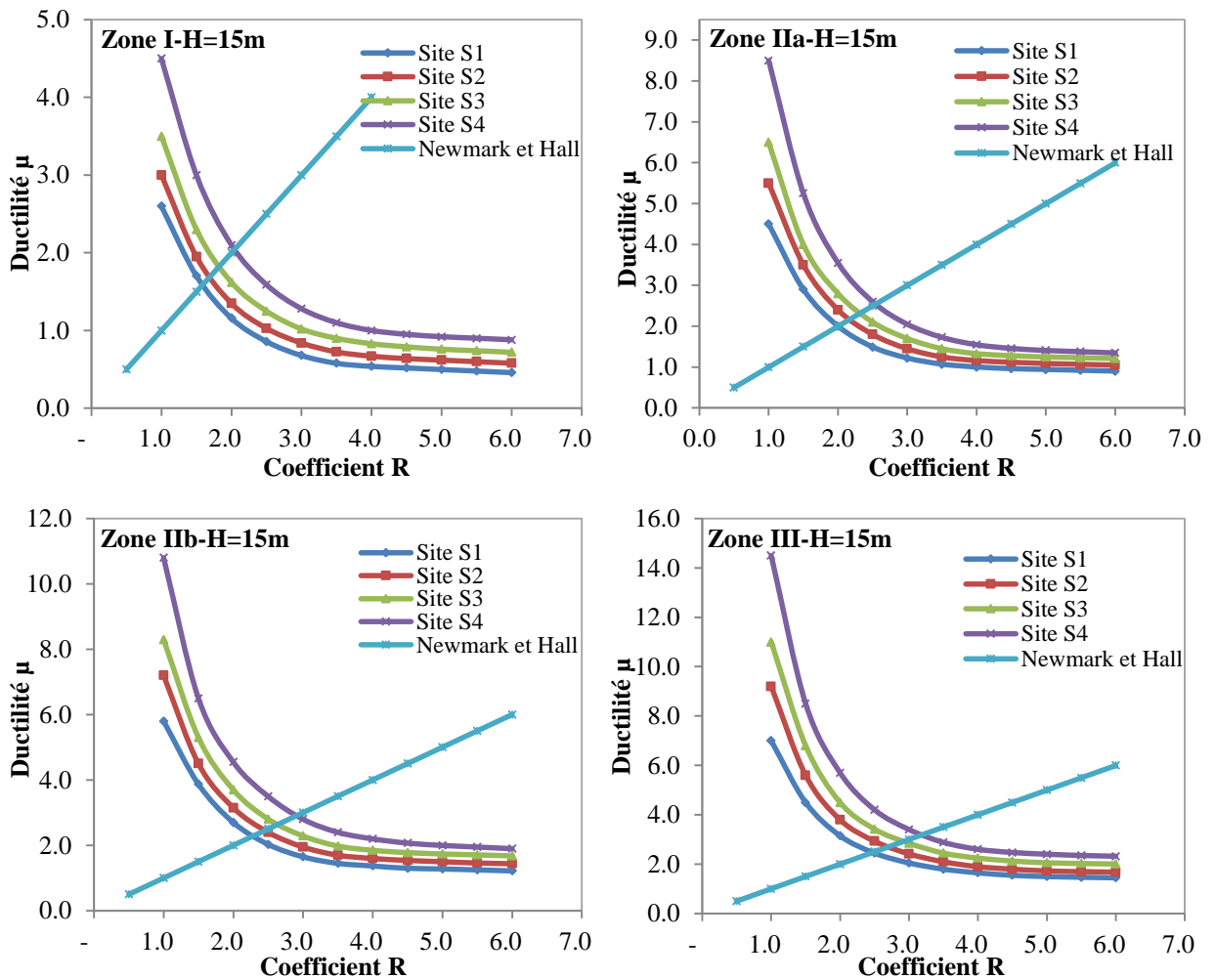
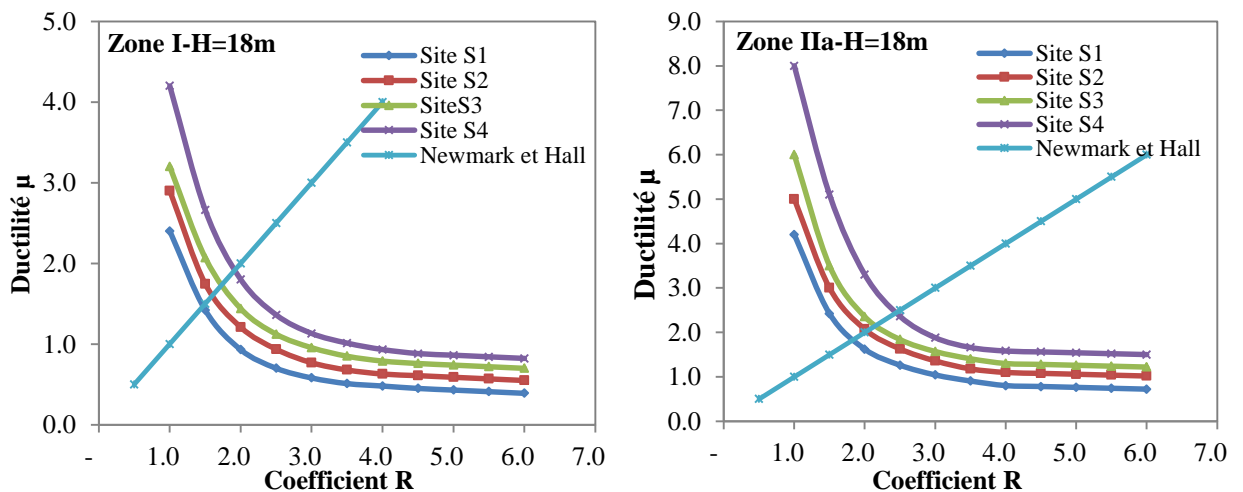


Figure 3. 11. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R) pour différentes zones sismiques, $H=15m$.



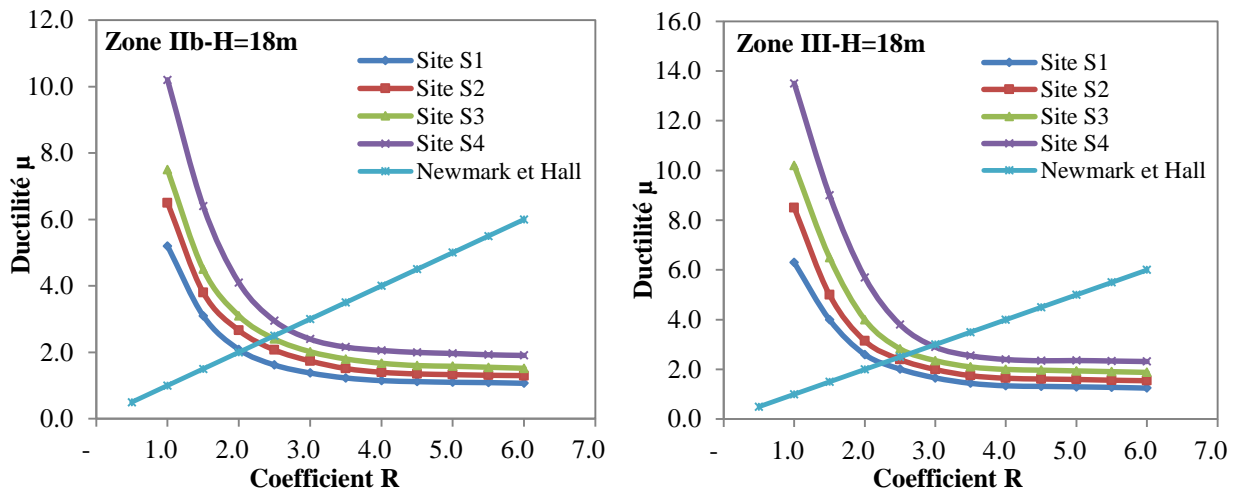


Figure 3. 12. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R) pour différentes zones sismiques, H=18m.

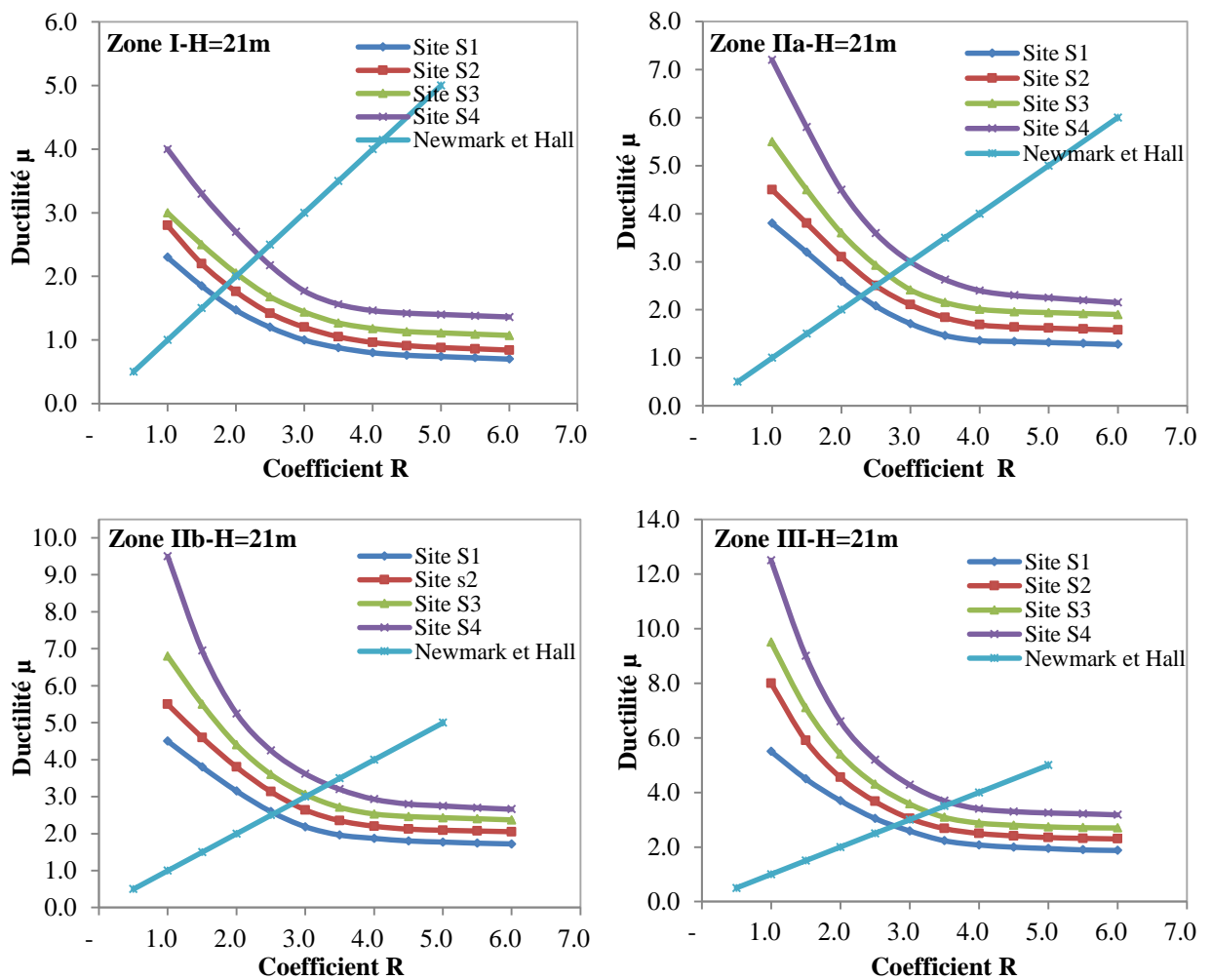


Figure 3. 13. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R) pour différentes zones sismiques, H=21m.

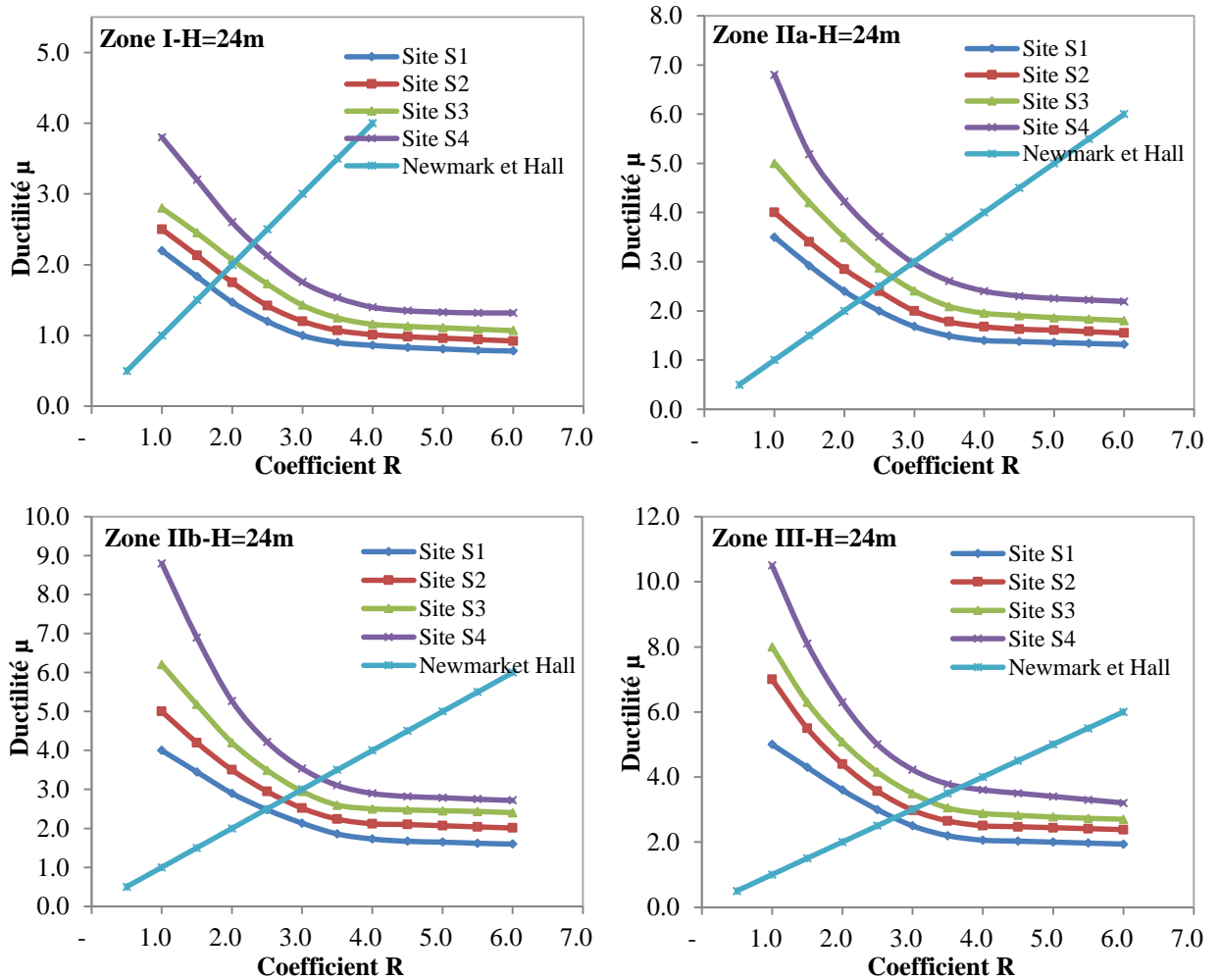
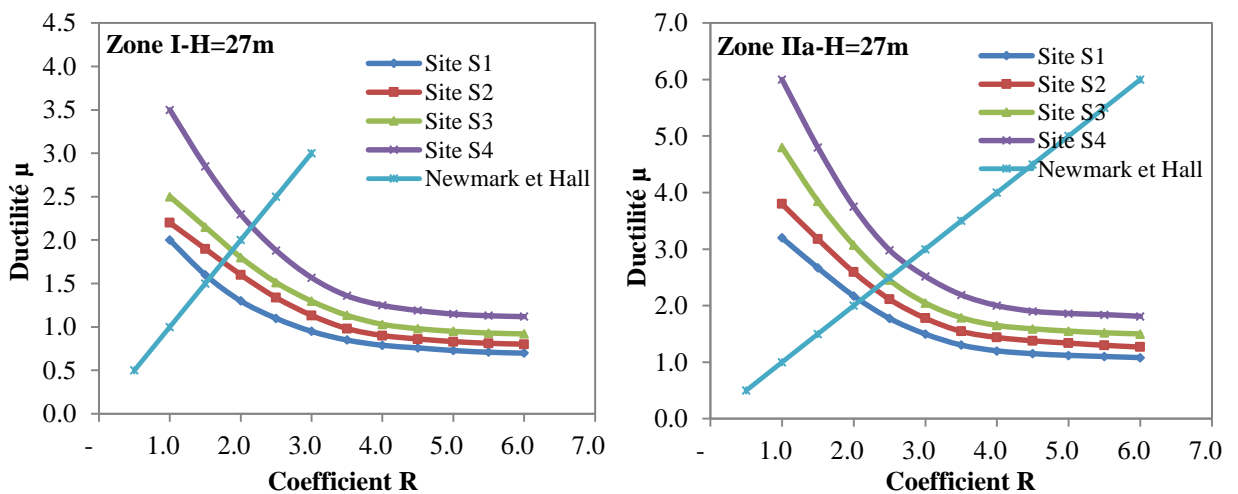


Figure 3. 14. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R) pour différentes zones sismiques, $H=24m$.



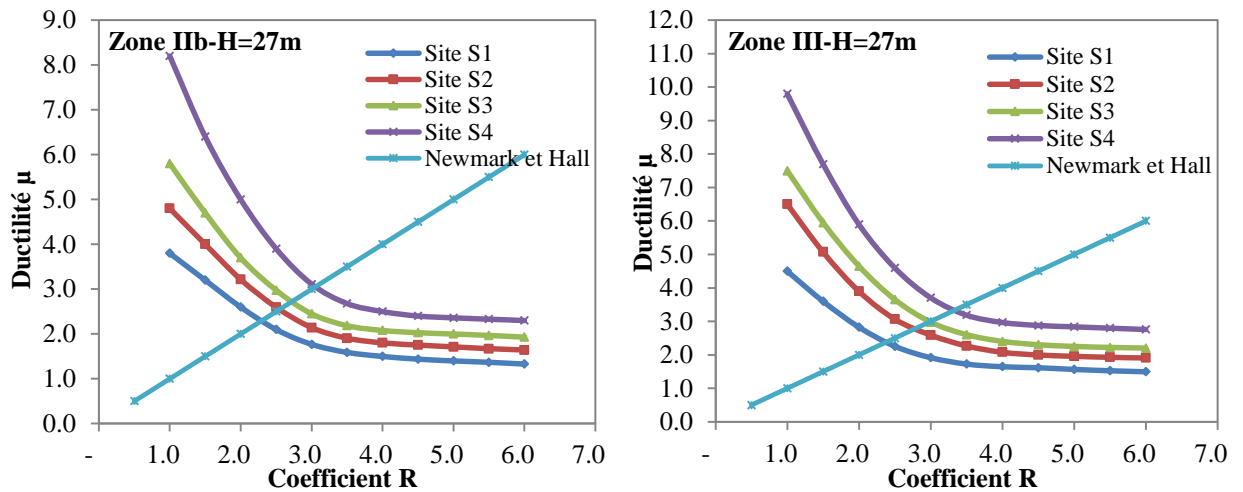


Figure 3. 15. Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R) pour différentes zones sismiques, H=27m.

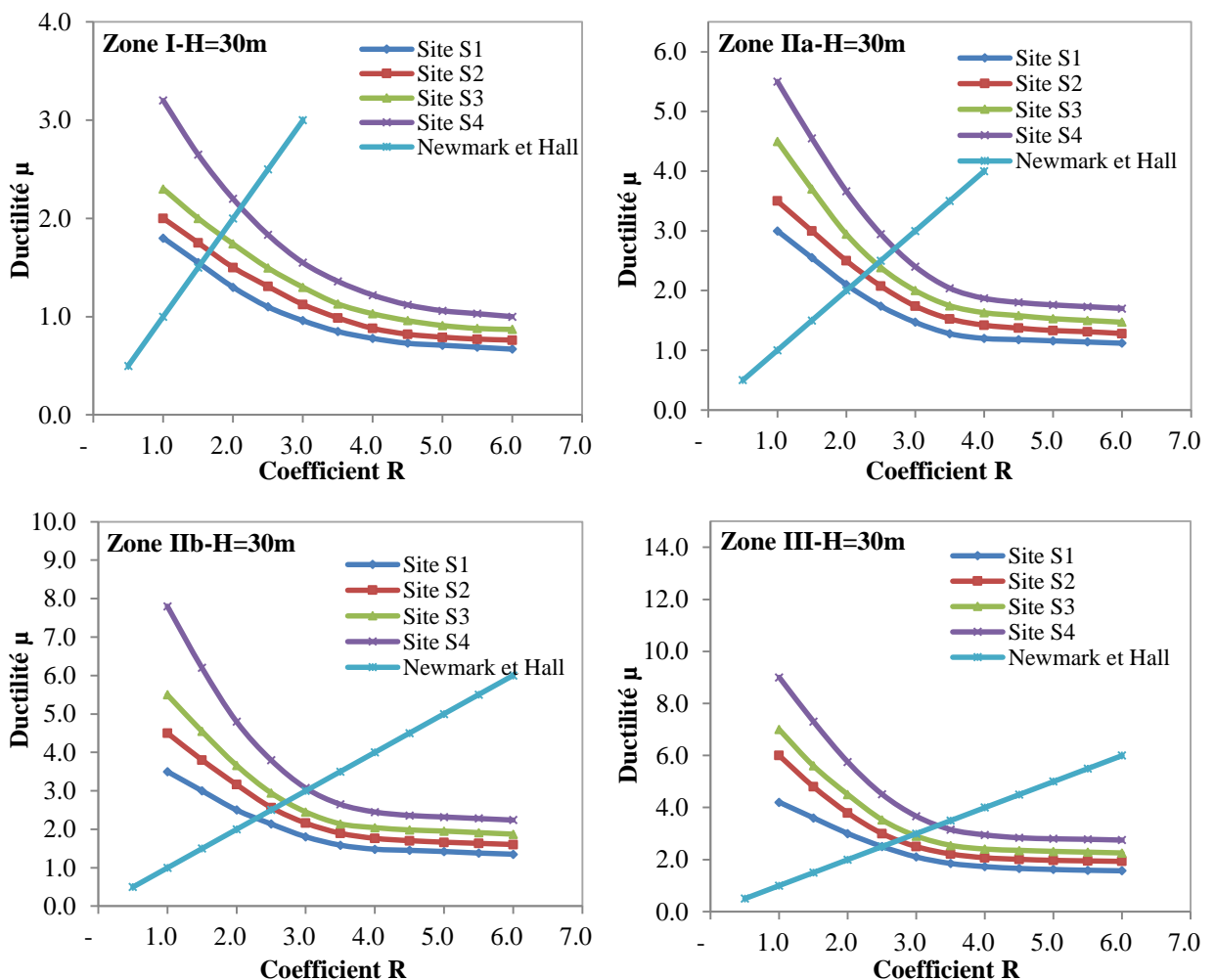


Figure 3. 16 . Evolution de la ductilité en fonction du coefficient de comportement (R) pour différentes zones sismiques, H=30m.

Il ressort de l'analyse des résultats que les courbes ont la même allure quels que soit la zone sismique, le site d'implantation (type du sol) et la hauteur du support H. Nous remarquons que pour un même site et une même zone sismique, l'évolution de la ductilité est inversement

proportionnelle à la hauteur du réservoir. En effet, un réservoir surélevé de faible hauteur est plus rigide qu'un réservoir de grande hauteur. Il développerait logiquement une plus grande capacité à se déformer plastiquement sans se rompre, et donc une plus grande ductilité. A l'inverse, un réservoir de plus grande hauteur (élancé) donc plus souple aura une plus grande capacité à absorber l'énergie de déformation dans le domaine élastique et par voie de conséquence une faible ductilité (Shdeed et Kassoul., 2002).

3.3.1. Extraction des valeurs du coefficient de comportement (R)

Pour déduire les valeurs du coefficient de comportement (R), nous extrayons les abscisses des points d'intersection des courbes de notre analyse avec la droite proposée par Newmark et Hall. Les valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction du site d'implantation pour différentes hauteurs du support H et pour différentes zones sismiques sont données dans les tableaux 3.4 à 3.7 et illustrées dans les figures 3.17 à 3.20.

Tableau 3. 4. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone I.

H(m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30
Site S1	2.18	1.97	1.82	1.73	1.66	1.62	1.6	1.58	1.57
Site S2	2.35	2.15	2	1.9	1.84	1.79	1.76	1.74	1.72
Site S3	2.57	2.32	2.15	2.05	1.98	1.93	1.91	1.89	1.87
Site S4	2.7	2.45	2.28	2.18	2.11	2.06	2.02	2	1.98

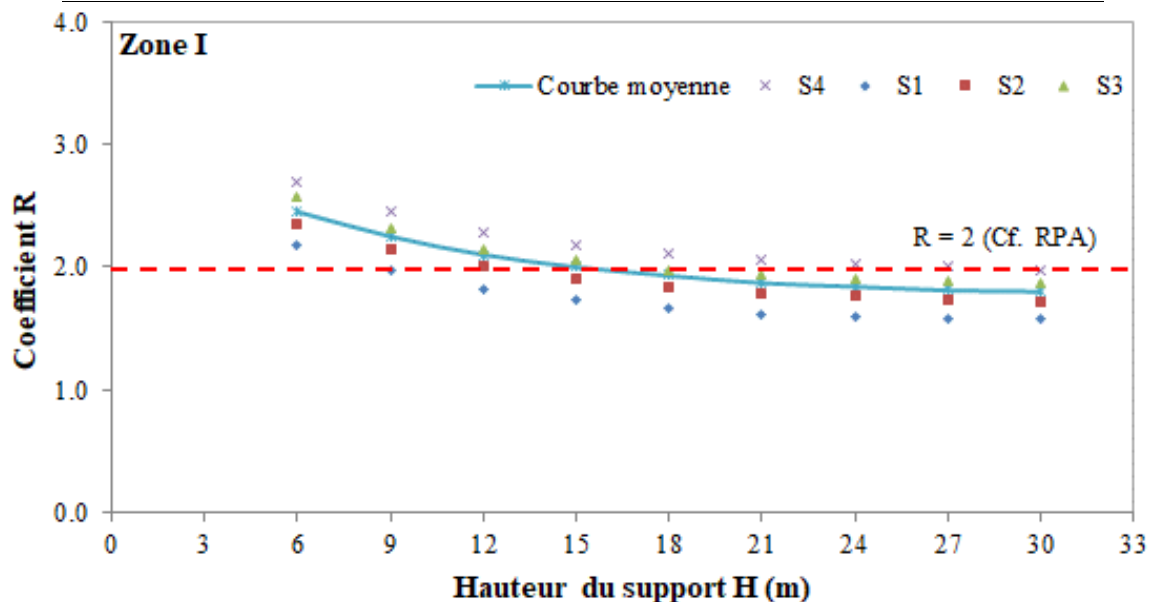


Figure 3. 17. Coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone I.

Tableau 3. 5. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone IIa.

H(m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30
Site S1	2.8	2.5	2.28	2.14	2.05	1.98	1.94	1.9	1.87
Site S2	3.1	2.78	2.55	2.4	2.29	2.23	2.18	2.15	2.12
Site S3	3.3	3	2.78	2.63	2.53	2.47	2.42	2.38	2.35
Site S4	3.6	3.25	3.00	2.85	2.76	2.7	2.65	2.62	2.6

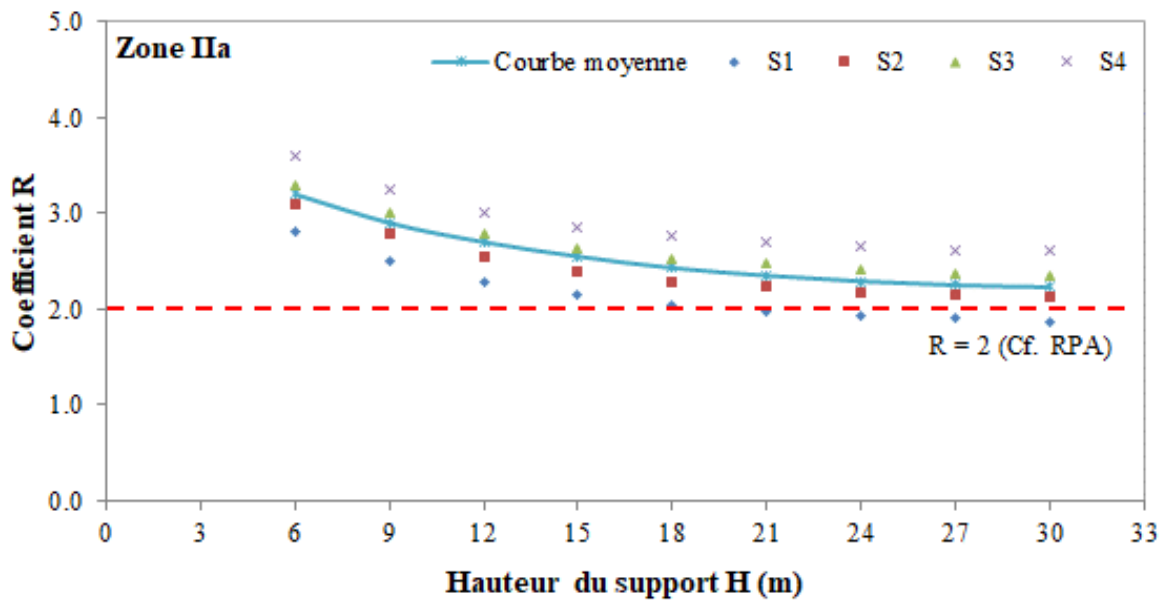


Figure 3. 18. Coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone IIa.

Tableau 3. 6. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone IIb.

H(m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30
Site S1	2.9	2.65	2.5	2.4	2.32	2.28	2.25	2.2	2.2
Site S2	3.25	3	2.82	2.7	2.61	2.55	2.52	2.48	2.45
Site S3	3.6	3.3	3.1	2.98	2.88	2.8	2.75	2.72	2.69
Site S4	3.95	3.6	3.4	3.25	3.15	3.08	3.03	2.99	2.95

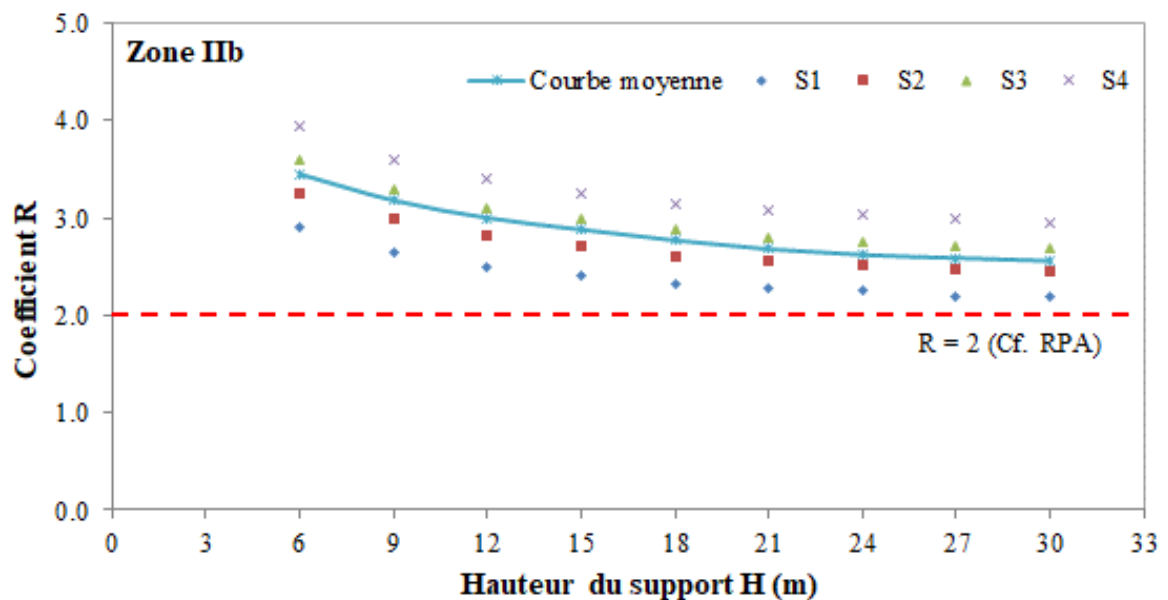


Figure 3. 19. Coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone IIb.

Tableau 3. 7. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone III.

H(m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30
Site S1	3.15	2.95	2.78	2.65	2.55	2.47	2.4	2.35	2.3
Site S2	3.6	3.35	3.12	2.95	2.82	2.73	2.66	2.6	2.55
Site S3	4.1	3.77	3.53	3.35	3.2	3.1	3.03	2.96	2.92
Site S4	4.6	4.15	3.83	3.6	3.44	3.34	3.26	3.22	3.18

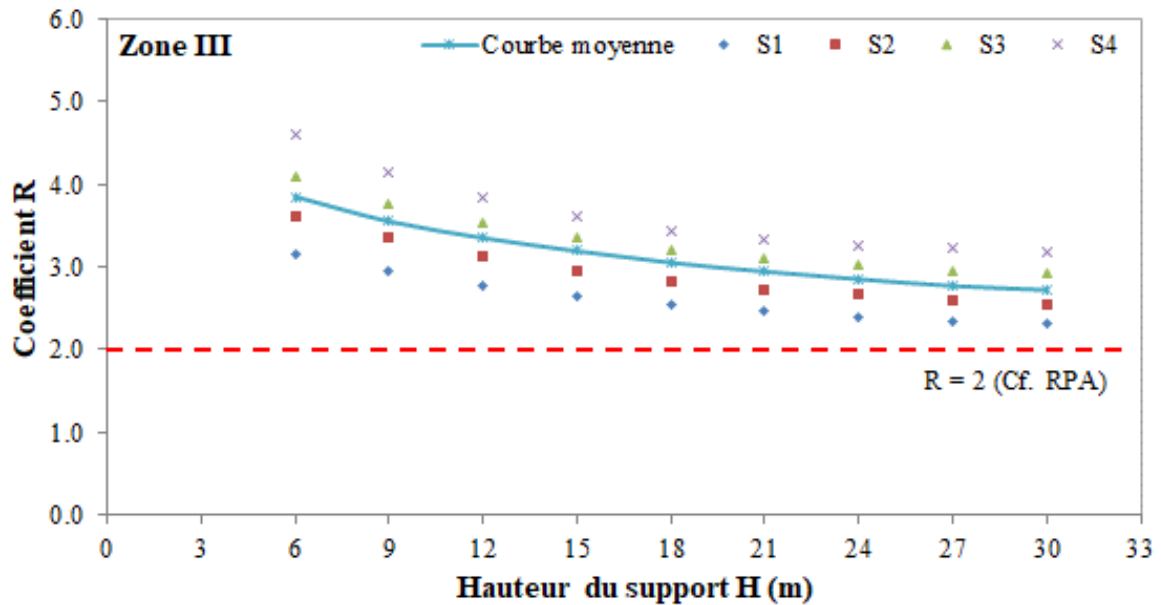


Figure 3. 20. Coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, en zone III.

Les intervalles des valeurs de R sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3. 8. Intervalles des valeurs du coefficient de comportement (R) pour différentes zones sismiques.

Zones sismiques	Intervalles des valeurs de R	Valeurs moyennes
Zone I	$1.57 \leq R \leq 2.70$	2.14
Zone IIa	$1.87 \leq R \leq 3.60$	2.74
Zone IIb	$2.20 \leq R \leq 3.95$	3.10
Zone III	$2.30 \leq R \leq 4.60$	3.45

Les coefficients de comportement des réservoirs analysés sont compris entre 1.57 à 4.60. Toutes les valeurs obtenues sont soit proches de la valeur préconisée par le RPA soit nettement supérieure. Nous remarquons que le coefficient de comportement R est inversement proportionnel à la hauteur. Autrement dit, plus l'ouvrage est élancé plus son coefficient de comportement diminue.

Pour une même hauteur et un même site d'implantation, le coefficient de comportement R augmente avec l'intensité de la zone sismique. Les valeurs moyennes observées par zone sont supérieures à la valeur (R=2) préconisée par le RPA.

Par ailleurs, pour une même zone sismique et une même hauteur de l'ouvrage, nous constatons que la valeur du coefficient R augmente en allant du site S1 (rocheux) au site S4 (très meuble). Cette valeur est bien sûr liée aux caractéristiques sismiques des différents sites à savoir la vitesse de propagation des ondes sismiques.

L'analyse des résultats des figures 3.17 à 3.20, fait ressortir que les courbes de tendance donnant le coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H obéissent à une loi puissance :

$$R = a/H^b \quad (3.2)$$

Le coefficient de corrélation et les valeurs des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et la nature du site sont consignées dans le tableau 3.9.

Tableau 3. 9. Valeurs des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site.

200 m ³	Zone I				Zone IIa				Zone IIb				Zone III			
	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
a	2.32	2.46	2.76	3.21	2.93	3.25	3.48	3.80	3.16	3.50	3.92	4.16	3.45	3.67	4.59	4.90
b	0.13	0.11	0.13	0.14	0.12	0.12	0.12	0.11	0.10	0.10	0.12	0.10	0.10	0.09	0.14	0.13
Corrélation	0.99	0.99	0.99	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.99	1.00

3.4. Etude comparative des résultats du coefficient de comportement (R) entre l'approche linéaire et l'approche non linéaire

Il est essentiel d'effectuer une comparaison entre les résultats du coefficient de comportement R obtenus par une approche linéaire (Chapitre 2), et ceux obtenus par une approche non linéaire ainsi que la valeur de R préconisée par le RPA (R=2).

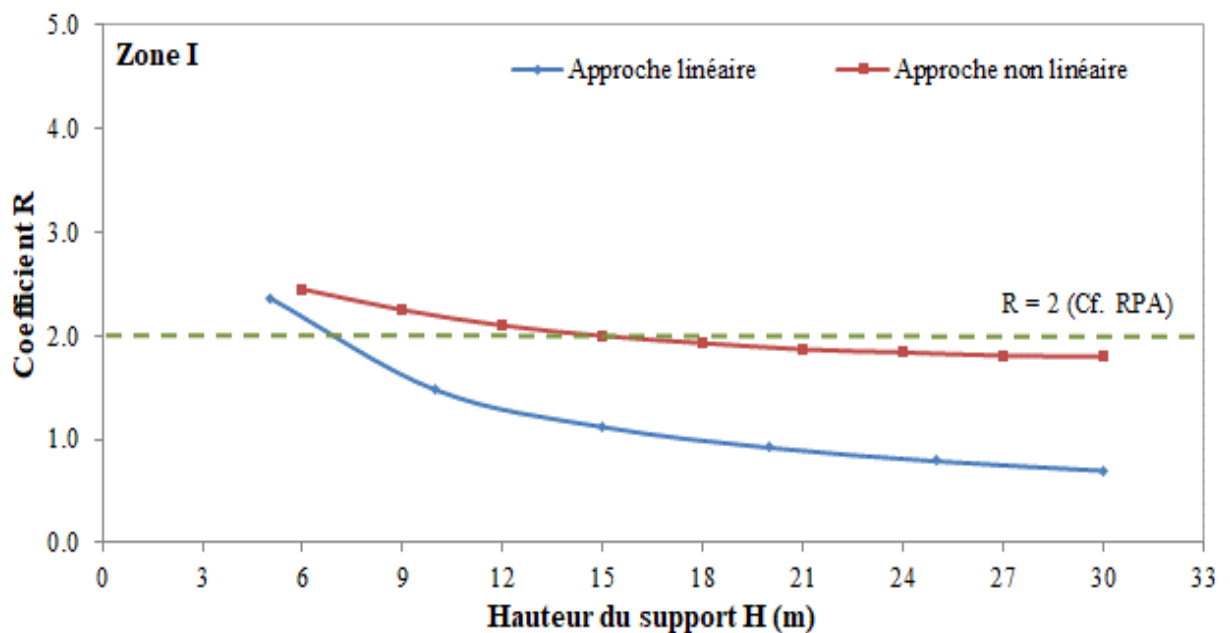


Figure 3. 21. Comparaison des valeurs du coefficient de comportement R selon les différentes approches, en zone I.

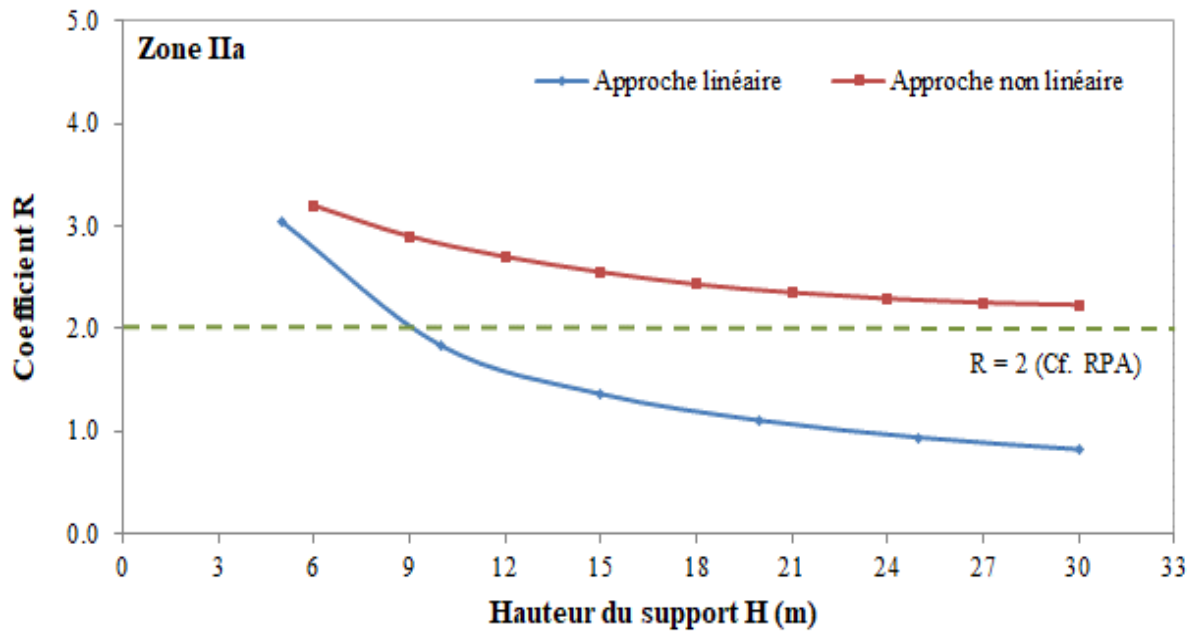


Figure 3. 22. Comparaison des valeurs du coefficient de comportement R selon les différentes approches, en zone IIa.

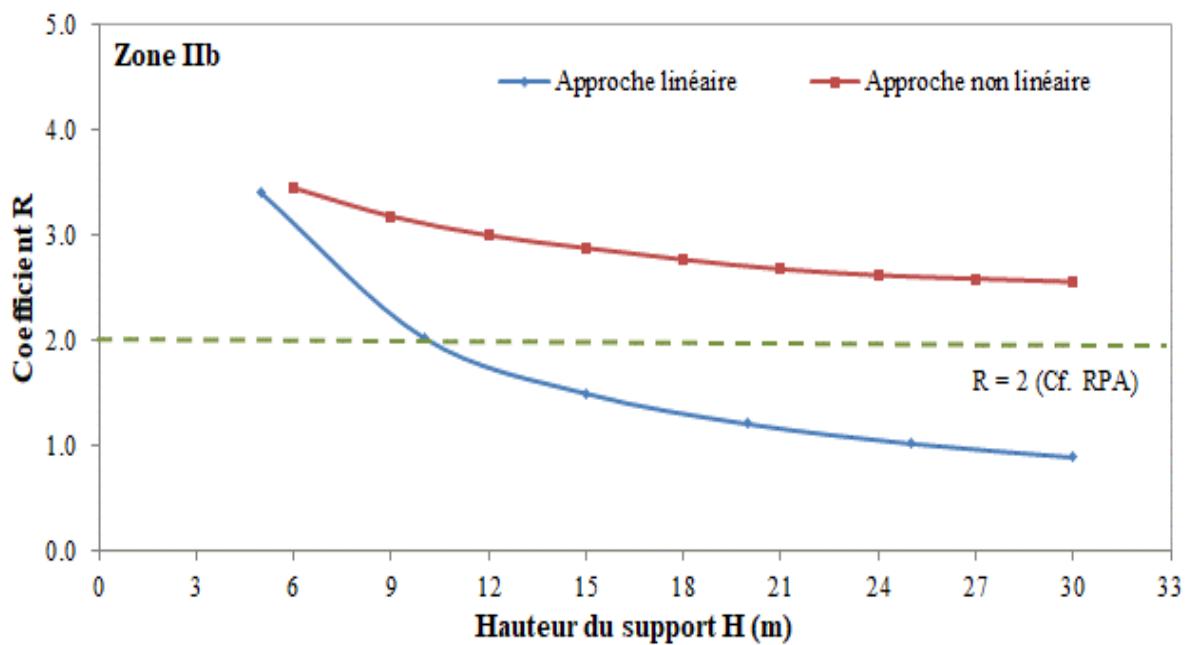


Figure 3. 23. Comparaison des valeurs du coefficient de comportement R selon les différentes approches, en zone IIb.

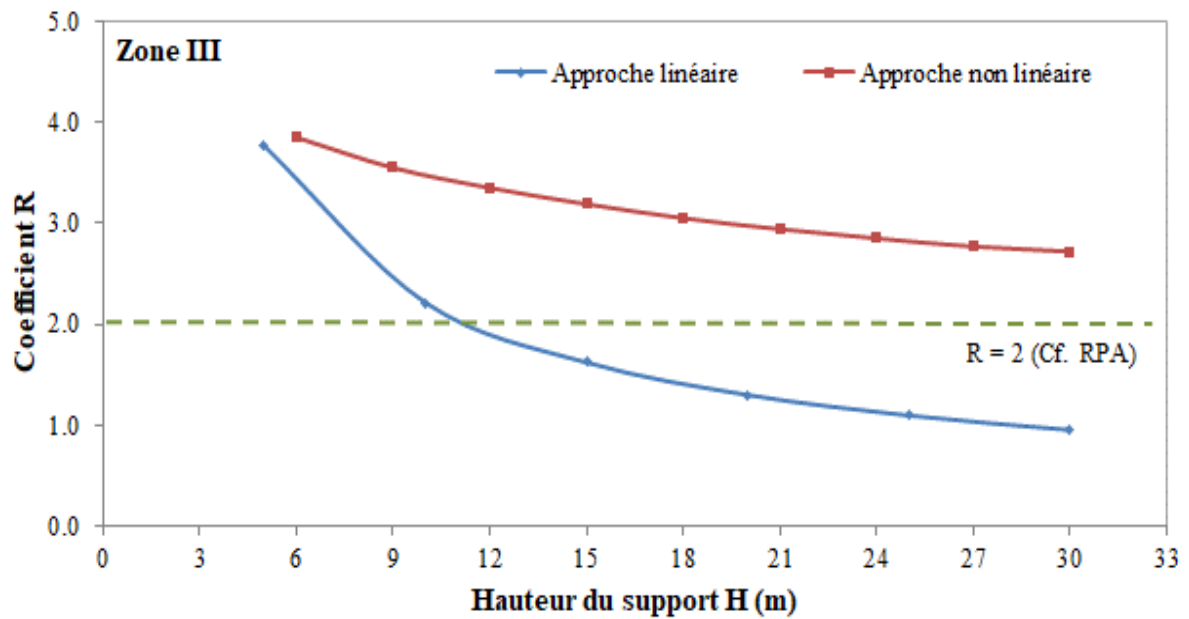


Figure 3. 24. Comparaison des valeurs du coefficient de comportement R selon les différentes approches, en zone III.

Il ressort clairement des figures 3.21 à 3.24, que pour chaque zone sismique les valeurs du coefficient (R) par l'approche non linéaire sont nettement supérieures à celles de l'approche linéaire.

C'est un résultat important qui nous conforte dans notre démarche qui consiste à dire que l'approche non linéaire modélise d'une manière plus réaliste le comportement et la réponse sismique de la structure. Ces résultats confirment que la plage de pénétration de la structure dans le domaine non linéaire confère à la structure une capacité d'amortissement nettement supérieure à la structure analysée par une approche linéaire où cette marge de sécurité est faible voir même inexistante.

Nous constatons que les valeurs du coefficient de comportement (R) de l'approche non linéaire se situent entre (1.57 et 4.60) (Tableau 3.4 à 3.7), bien au-dessus de la valeur constante préconisée par le RPA, alors que celles données par l'approche linéaire sont nettement en dessous de 2 avoisinant la valeur unité, ce qui montre que le déplacement ultime (δ_u) tend à se confondre avec le déplacement élastique (δ_e) réduisant ainsi le domaine non linéaire.

Les résultats du coefficient de comportement (R) trouvés par l'approche non linéaire sont en accord à la valeur (R=2) préconisée par le RPA, pour la zone de faible sismicité. A l'inverse, pour les zones IIa, IIb et III, la valeur du coefficient de comportement (R) donnée par le RPA est sous-estimée.

Dans cette analyse, nous avons pu mettre en évidence l'influence sur la valeur du coefficient de comportement (R) des paramètres suivants :

- Zone sismique.
- Nature du site d'implantation.
- Hauteur du support.

Notons que ces résultats ont été développés pour un réservoir surélevé de capacité 200 m³. Dans ce qui suit, nous nous intéresserons à l'influence de la capacité de stockage du réservoir sur le coefficient de comportement (R).

3.5. Influence de la capacité de stockage

Pour étudier l'influence de la capacité du réservoir sur l'évolution du coefficient de comportement R, nous considérons les cinq capacités de stockage normalisées suivantes 100 m³, 200 m³, 500 m³, 750 m³ et 1000 m³, pour différentes zones sismiques et les différentes hauteurs du support (H=6m à H=30m). Au total ce sont 720 réservoirs surélevés de différentes capacités, différentes hauteurs du support pour différentes zones sismiques et différents sites d'implantation, qui ont été modélisés par éléments finis puis analysés en utilisant l'analyse Pushover.

Chaque analyse a abouti à l'estimation de la ductilité de déplacement puis au coefficient de comportement R.

Les résultats des analyses sont consignés dans les tableaux 3.10 à 3.13 et illustrés dans les figures 3.25 à 3.28.

Tableau 3. 10. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, pour différentes capacités V de stockage, en zone I.

H(m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30
100	2.11	1.97	1.88	1.81	1.75	1.71	1.67	1.64	1.61
200	2.45	2.25	2.10	2.00	1.93	1.87	1.84	1.81	1.80
500	2.90	2.60	2.42	2.29	2.17	2.09	2.04	2.00	1.96
750	3.49	3.07	2.81	2.62	2.47	2.35	2.26	2.17	2.10
1000	4.10	3.56	3.19	2.95	2.75	2.58	2.46	2.34	2.24

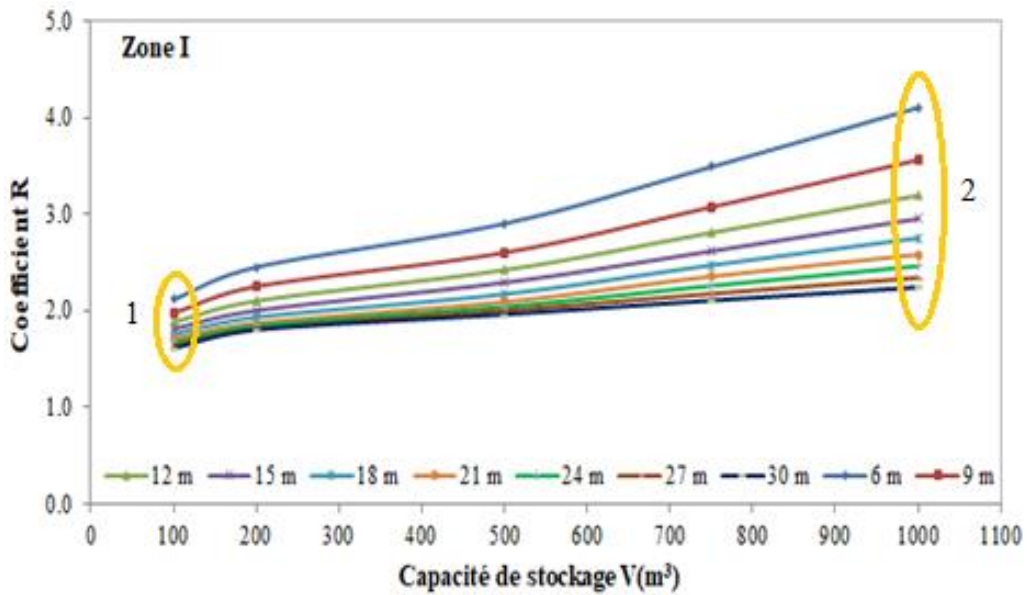


Figure 3. 25. Coefficient de comportement R en fonction de la capacité de stockage V pour différentes hauteurs du support H, en zone I.

Tableau 3. 11. Valeurs du coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H, pour différentes capacités V de stockage, en zone IIa.

H (m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30
100	2.83	2.59	2.44	2.32	2.22	2.14	2.07	2.01	1.96
200	3.20	2.90	2.70	2.55	2.43	2.35	2.29	2.25	2.23
500	3.80	3.42	3.12	2.95	2.82	2.72	2.65	2.58	2.53
750	4.59	4.02	3.66	3.40	3.20	3.04	2.91	2.80	2.71
1000	5.38	4.65	4.17	3.85	3.58	3.36	3.17	3.02	2.93

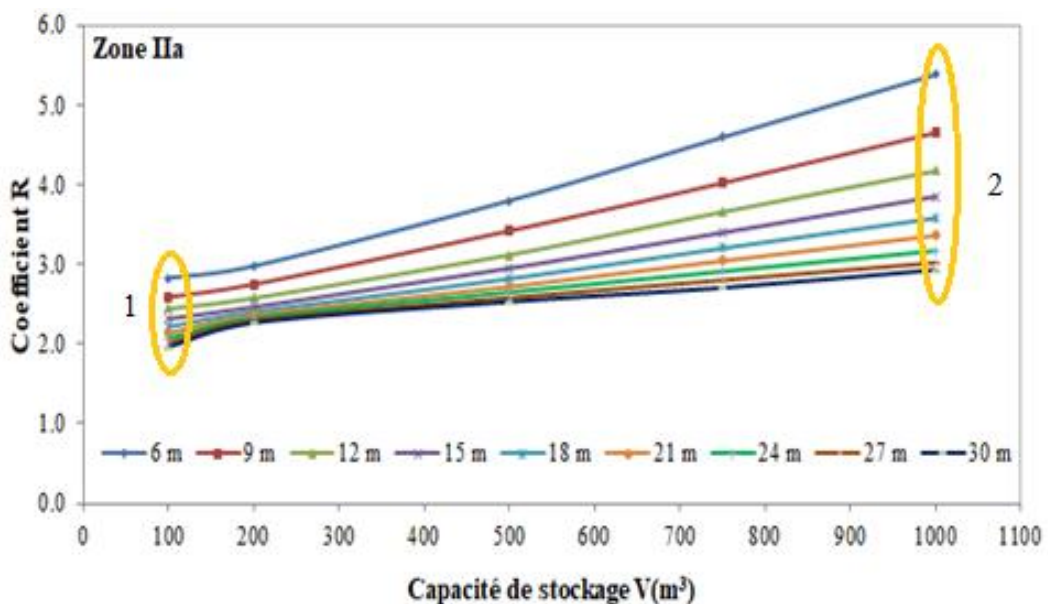


Figure 3. 26. Coefficient de comportement R en fonction de la capacité de stockage V pour différentes hauteurs du support H, en zone IIa.

Tableau 3. 12. Valeurs du coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H, pour différentes capacités V de stockage, en zone IIb.

H (m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30	
V (m ³)	100	3.00	2.85	2.72	2.61	2.54	2.46	2.39	2.34	2.28
	200	3.45	3.18	3.00	2.88	2.77	2.68	2.62	2.59	2.56
	500	4.10	3.75	3.51	3.32	3.17	3.06	2.97	2.90	2.83
	750	4.98	4.40	4.03	3.77	3.56	3.40	3.26	3.15	3.05
	1000	5.86	5.05	4.55	4.22	3.95	3.74	3.55	3.40	3.27

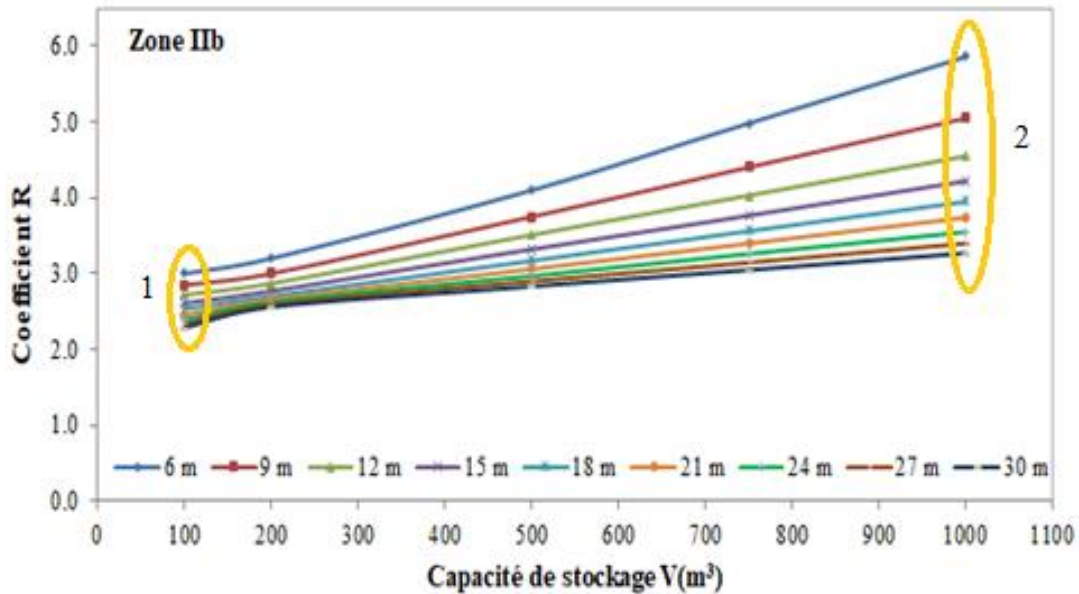


Figure 3. 27. Coefficient de comportement R en fonction de la capacité de stockage V pour différentes hauteurs du support H, en zone IIb.

Tableau 3. 13. Valeurs du coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H, pour différentes capacités V de stockage, en zone III.

H (m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30	
V (m ³)	100	3.47	3.25	3.09	2.96	2.82	2.70	2.61	2.53	2.46
	200	3.85	3.55	3.35	3.19	3.05	2.94	2.85	2.77	2.72
	500	4.47	4.10	3.84	3.63	3.48	3.35	3.26	3.18	3.13
	750	5.19	4.65	4.31	4.06	3.86	3.71	3.58	3.47	3.37
	1000	5.91	5.20	4.78	4.49	4.24	4.07	3.90	3.74	3.62

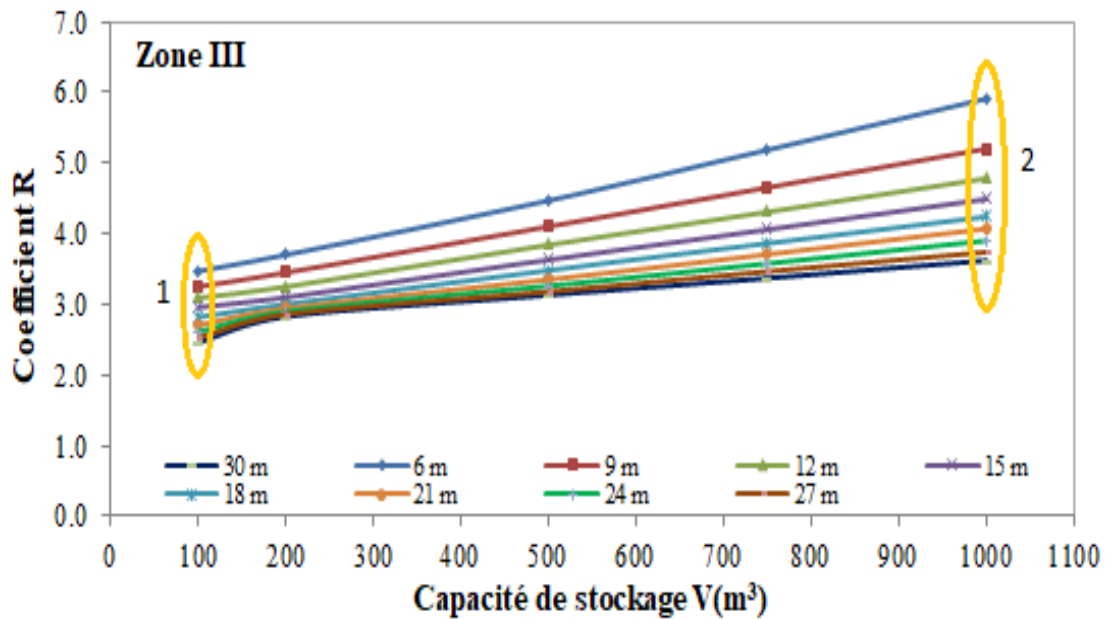


Figure 3. 28. Coefficient de comportement R en fonction de la capacité de stockage V pour différentes hauteurs du support H, en zone III.

Il ressort que les courbes suivent une même allure et l'évolution est quasi-linéaire en fonction du volume de stockage. Le coefficient de comportement R augmente avec l'augmentation de la capacité V du réservoir. Par ailleurs, nous constatons que l'écart entre les valeurs du coefficient R (voir détail 1 sur les figures 3.25 à 3.28) est nettement moins prononcé pour de faibles capacités des réservoirs en comparaison avec les grandes capacités, où l'écart se creuse considérablement (voir détail 2 sur les figures 3.25 à 3.28).

Il est mis en évidence que le coefficient de comportement R augmente avec la masse du pendule inverse, Plus la masse augmente plus le coefficient R augmente et inversement.

Il est mis en évidence que R est inversement proportionnel à la hauteur H, plus la hauteur augmente donc structure souple, le coefficient R diminue et inversement.

3.6. Influence de la hauteur H du support

L'influence de la hauteur du support H du réservoir sur l'évolution du coefficient de comportement R a également fait l'objet d'une étude. Les résultats sont illustrés dans les figures (3.29 à 3.32) pour les différentes capacités de stockage et pour chaque zone sismique.

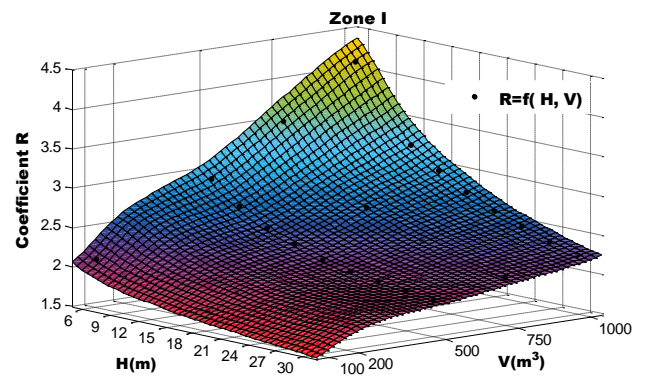
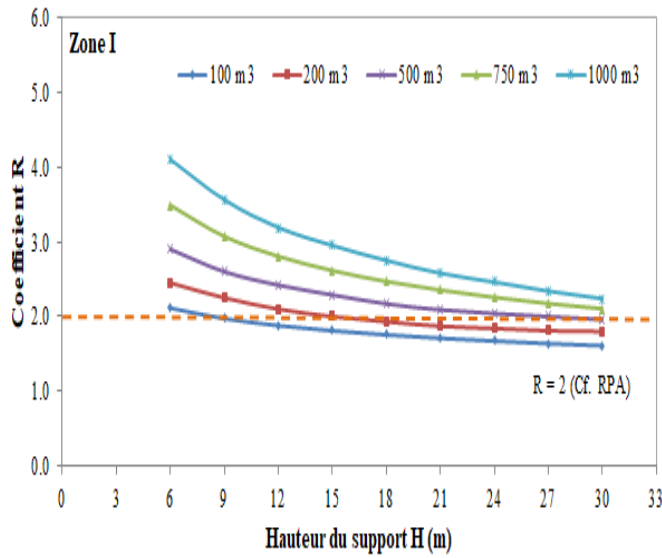


Figure 3. 29. Coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H pour différentes capacités de stockage V, en zone I.

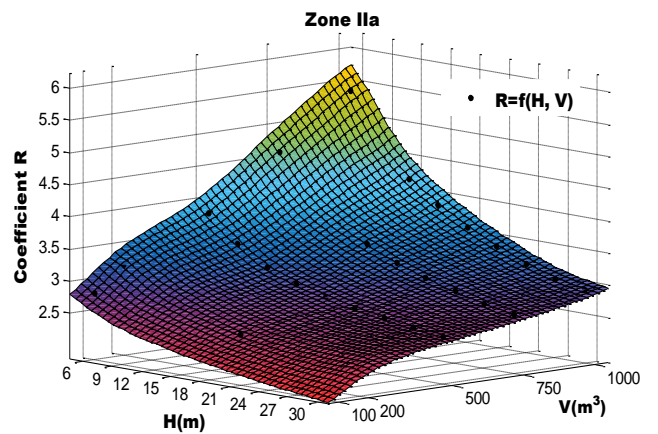
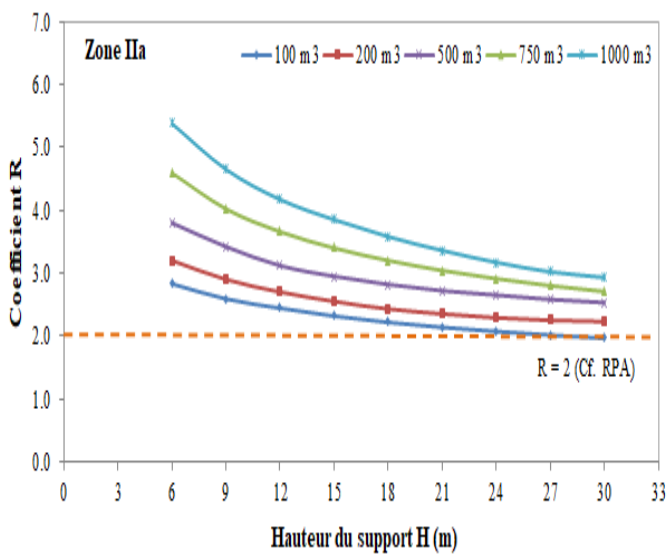


Figure 3. 30. Coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H pour différentes capacités de stockage V, en zone IIa.

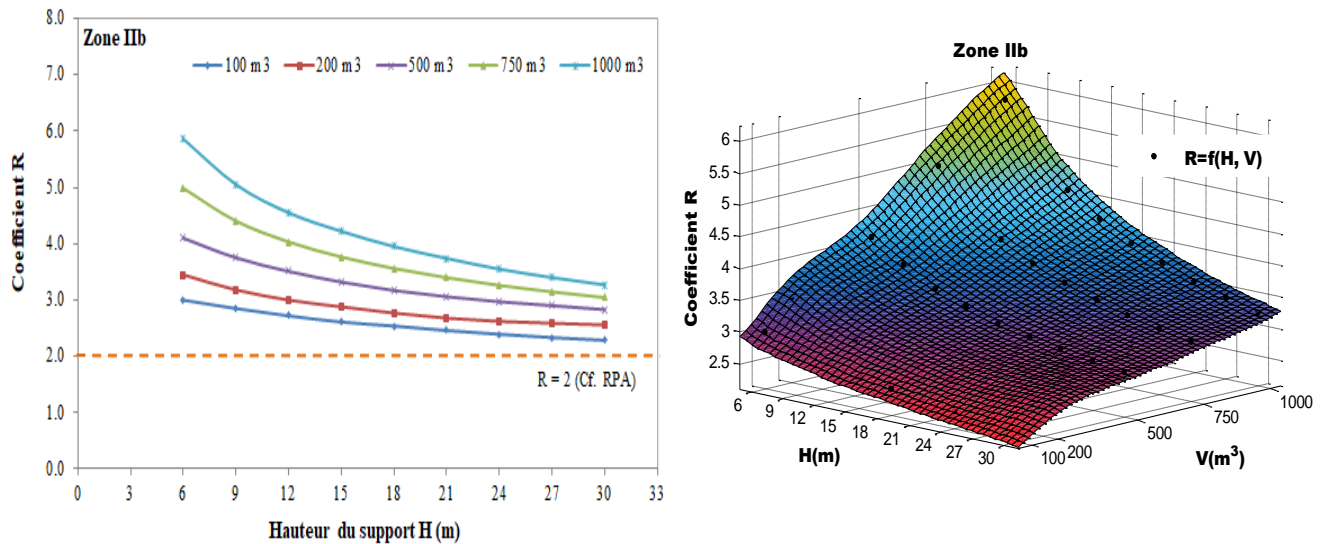


Figure 3. 31. Coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H pour différentes capacités de stockage V, en zone IIb.

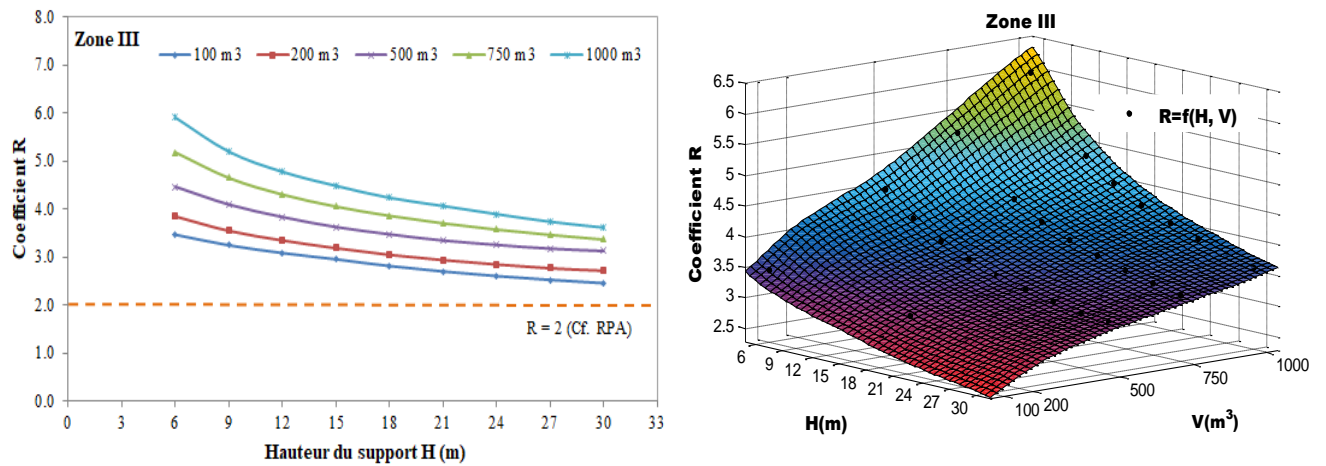


Figure 3. 32. Coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support H pour différentes capacités de stockage V, en zone III.

L'analyse des résultats montre que les courbes donnant le coefficient de comportement R en fonction de la hauteur H du support suivent la même allure dans toutes les zones sismiques et pour quelle que soit la capacité de stockage V. Nous constatons que les valeurs du coefficient de comportement R diminuent à mesure que la hauteur H augmente. Cette évolution du coefficient R en fonction de la hauteur du support H obéit à une loi puissance de type :

$$R = a/H^b \quad (3.3)$$

Le coefficient de corrélation et les valeurs des paramètres a et b sont consignées dans les tableaux 3.14 à 3.17 en fonction de la zone sismique et la nature du site d'implantation.

Tableau 3. 14. Valeurs des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site d’implantation, pour le réservoir 100 m³.

100 m ³	Zone I				Zone IIa				Zone IIb				Zone III			
	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
a	2.83	2.43	3.02	3.15	3.82	4.19	4.80	4.83	4.17	4.21	4.53	5.49	4.57	5.61	6.71	7.42
b	0.19	0.16	0.17	0.15	0.26	0.24	0.25	0.20	0.24	0.20	0.18	0.20	0.24	0.27	0.29	0.27
Corrélation	0.99	0.98	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	1.00	0.98	0.98	0.99	0.99	0.97	0.98	0.99	0.99

Tableau 3. 15. Valeurs des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site d’implantation, pour le réservoir 500 m³.

500 m ³	Zone I				Zone IIa				Zone IIb				Zone III			
	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
a	3.72	4.89	5.48	6.66	6.32	7.54	7.33	8.03	7.11	7.32	7.44	7.68	6.58	7.22	7.42	7.33
b	0.22	0.27	0.29	0.30	0.30	0.29	0.27	0.27	0.29	0.28	0.25	0.23	0.25	0.25	0.23	0.19
Corrélation	0.99	0.99	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99

Tableau 3. 16. Valeurs des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site d’implantation, pour le réservoir 750 m³.

750 m ³	Zone I				Zone IIa				Zone IIb				Zone III			
	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
a	4.35	5.72	6.68	7.74	7.55	8.33	8.15	9.10	8.30	8.62	8.71	8.88	7.79	8.43	8.72	8.59
b	0.26	0.31	0.34	0.35	0.35	0.34	0.31	0.31	0.34	0.32	0.29	0.27	0.29	0.29	0.27	0.23
Corrélation	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	1.00

Tableau 3. 17. Valeurs des paramètres a et b en fonction de la zone sismique et de la nature du site d’implantation, pour le réservoir 1000 m³.

1000 m ³	Zone I				Zone IIa				Zone IIb				Zone III			
	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
a	4.96	6.32	7.54	8.26	8.22	8.64	8.88	9.99	9.11	9.45	9.76	9.87	8.32	9.41	9.66	9.44
b	0.26	0.31	0.34	0.35	0.35	0.34	0.31	0.31	0.34	0.32	0.29	0.27	0.29	0.29	0.27	0.23
Corrélation	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00

Les valeurs du coefficient de comportement R peuvent être mises sous forme graphique dans un abaque élégant à trois entrées qui représentent les variables influentes de ce coefficient, à savoir la hauteur du support, la zone sismique et la capacité de stockage (Figure 3.33).

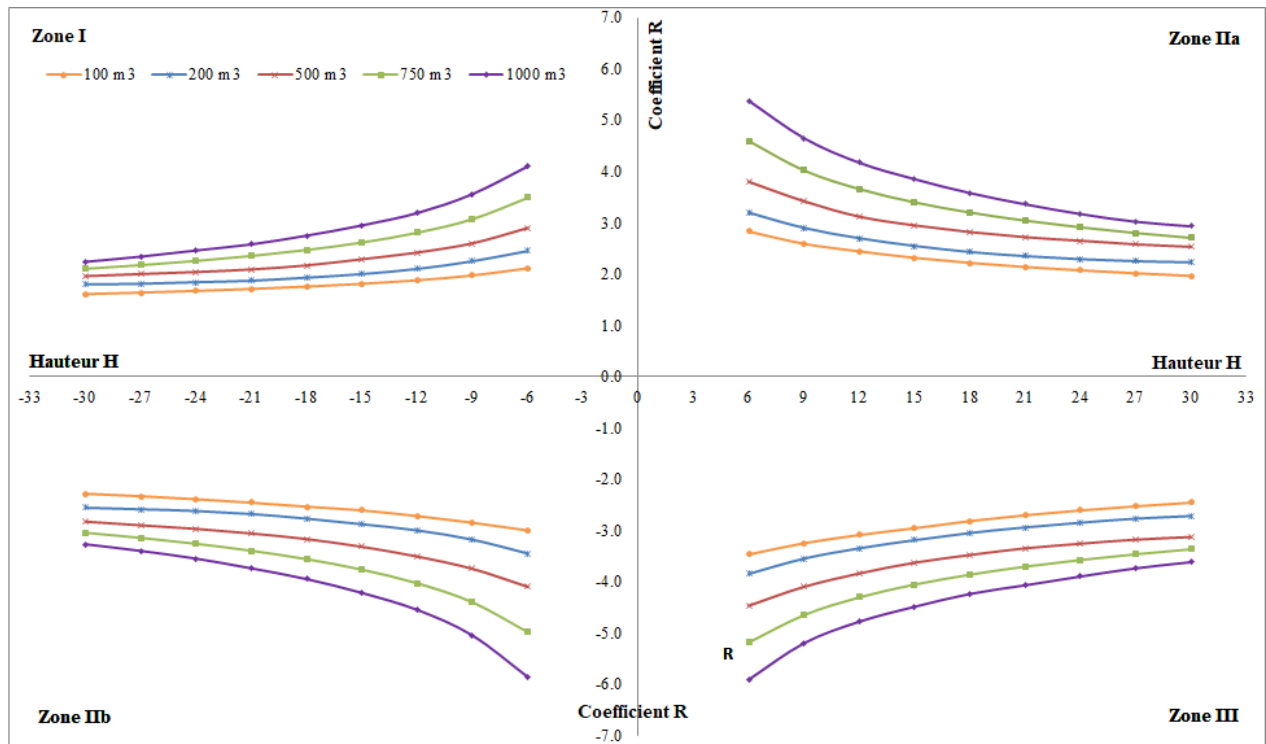


Figure 3. 33.Abaque donnant le coefficient de comportement (R) en fonction de la hauteur du support H pour différentes capacités de stockage V, en différentes zones sismiques.

3.7. Influence de la période fondamentale T

Il a été démontré que R est nettement influencé par la capacité de stockage V et la hauteur H qui sont deux paramètres étroitement liés à deux autres paramètres qui sont respectivement la masse M et la rigidité K intervenant dans l'évaluation de la période fondamentale de vibration de la structure. A cet effet, nous avons analysé, à travers les figures 3.35 à 3.39, l'effet de la période fondamentale T sur l'évolution du coefficient de comportement R, pour différentes zones sismiques et capacités de stockage. Les valeurs de T sont consignées dans le tableau 3.18 et figure 3.34 :

Tableau 3. 18. Valeurs de la période fondamentale T, pour les différentes capacités de stockage du réservoir et différentes hauteurs du support.

V (m ³)	100	200	500	750	1000
6	0.38	0.33	0.28	0.2	0.12
9	0.51	0.45	0.38	0.29	0.17
12	0.65	0.58	0.49	0.36	0.22
15	0.78	0.7	0.59	0.44	0.27
18	0.91	0.82	0.7	0.51	0.32
21	1.04	0.95	0.8	0.59	0.37
24	1.18	1.07	0.9	0.66	0.42
27	1.31	1.2	1	0.74	0.48
30	1.45	1.32	1.1	0.82	0.54

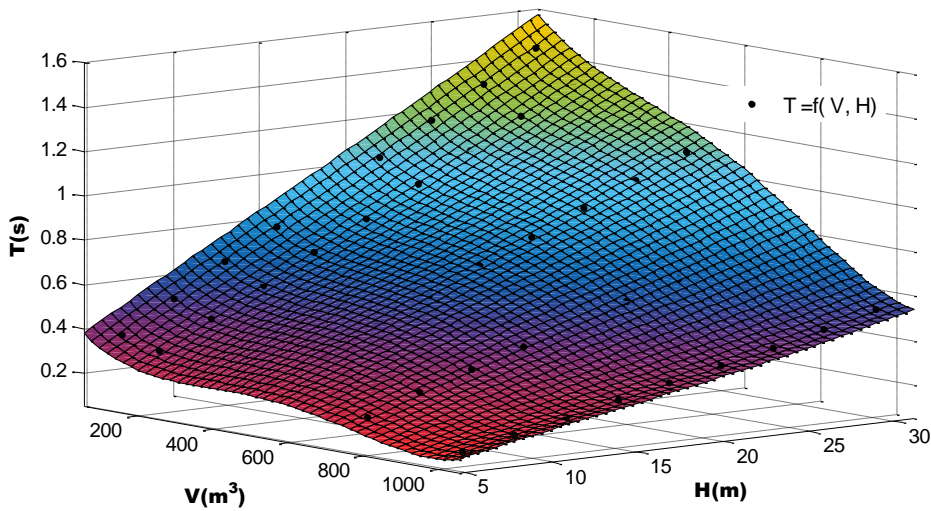


Figure 3. 34. Valeurs de la période fondamentale T, pour les différentes capacités du réservoir et différentes hauteurs du support.

Nous constatons clairement qu'à travers les valeurs de T, présentées au tableau 3.18, que la capacité V du réservoir, et donc implicitement sa masse M ainsi que sa hauteur H, et donc implicitement sa rigidité K sont des paramètres influents pour chaque zone sismique.

Ces deux paramètres (V et H) liés respectivement aux deux autres paramètres (M et K) sont véhiculés par la période fondamentale de vibration de la structure à travers cette équation :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (3.4)$$

Nous pouvons alors lier ce coefficient de comportement (R) directement à un seul paramètre qui est la période T (Figure 3.35 à 3.39).

A la lecture des courbes (Figure 3.35 à 3.39), il ressort que la souplesse d'un réservoir est proportionnelle à sa capacité et nous pouvons les répartir comme suit :

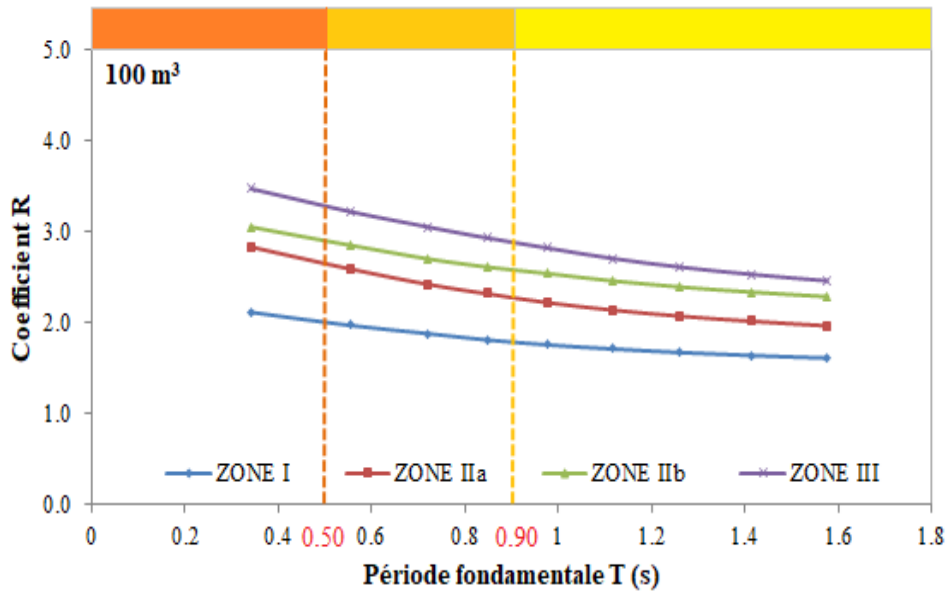


Figure 3. 35. Coefficient de comportement R en fonction de la période fondamentale T pour différentes zones sismiques ($V=100 \text{ m}^3$).

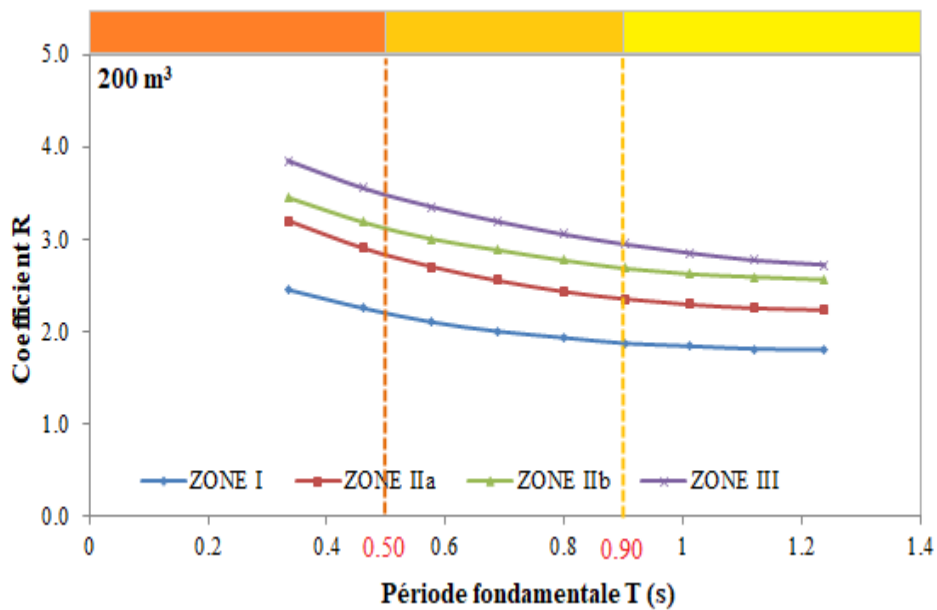


Figure 3. 36. Coefficient de comportement R en fonction de la période fondamentale T pour différentes zones sismiques ($V=200 \text{ m}^3$).

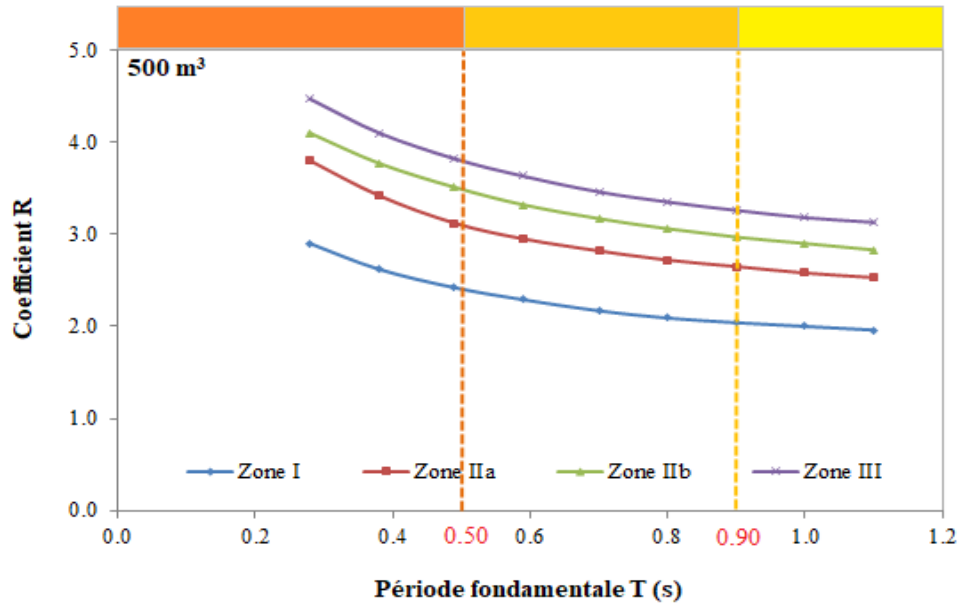


Figure 3. 37. Coefficient de comportement R en fonction de la période fondamentale T pour différentes zones sismiques (V=500 m³).

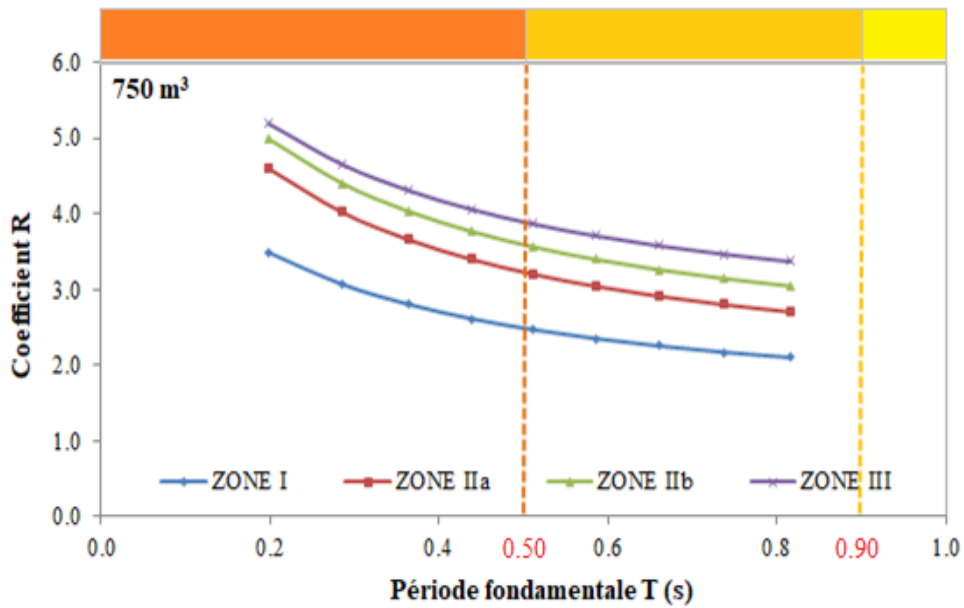


Figure 3. 38. Coefficient de comportement R en fonction de la période fondamentale T pour différentes zones sismiques (V=750 m³).

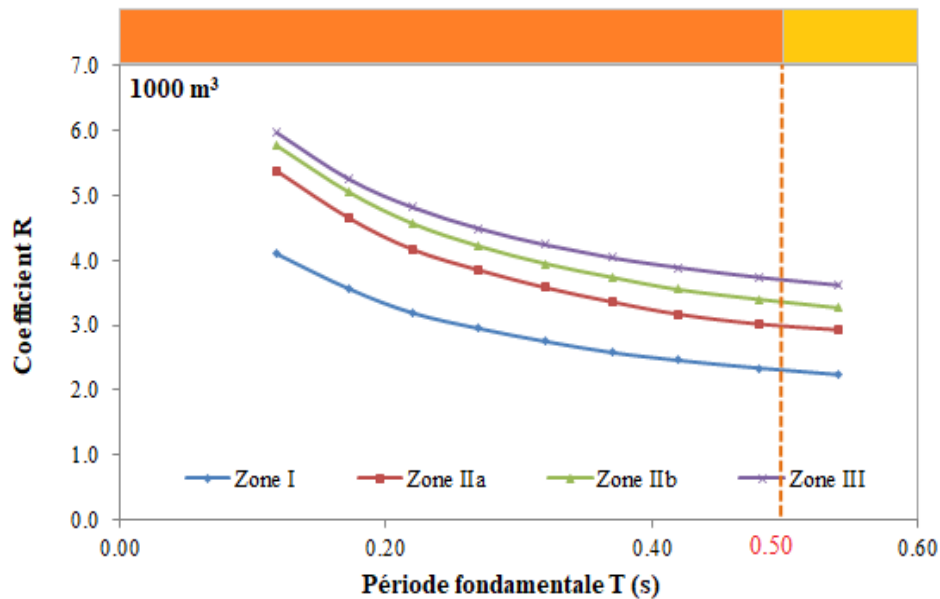


Figure 3. 39. Coefficient de comportement R en fonction de la période fondamentale T pour différentes zones sismiques ($V=1000 \text{ m}^3$).

Les figures 3.35 à 3.39 montrent que, la capacité de stockage, la période fondamentale et la zone sismique sont des paramètres qui ont une influence significative sur la valeur du coefficient de comportement R.

Dans la conception parasismique, la période fondamentale T d'une structure est un paramètre clé pour évaluer sa réponse sismique. La valeur de cette période dépend de plusieurs paramètres, telle que la rigidité ; comme le montre la classification établie par Davidovici (1985), qui lie la rigidité d'une structure à sa période, comme suit :

- Structure rigide : $T < 0.5\text{s}$
- Structure semi rigide : $0.5 \text{ s} \leq T \leq 0.9\text{s}$
- Structure souple (flexible) : $T > 0.9 \text{ s}$

On constate que pour les réservoirs de grande capacité ($V > 1000\text{m}^3$), sont considérés comme des structures rigides dont la période fondamentale est inférieur à ($T < 0.5\text{s}$).

Tandis que, pour les réservoirs de moyenne capacité ($500 \text{ à } 750\text{m}^3$), sont considérés comme des structures semi rigides dont la concentration des périodes fondamentales sont compris entre ($0.5\text{s} < T < 0.9\text{s}$).

Enfin, pour les réservoirs de petite capacité ($V < 200 \text{ m}^3$), sont considérés comme des structures souples dont la plupart des périodes fondamentales sont supérieur à ($T > 0.9\text{s}$).

Par conséquent le coefficient de comportement R peut être directement représenté en fonction d'un seul paramètre qui est la période T, liée à la souplesse du réservoir.

En regroupant dans un même graphique les figures 3.35 à 3.39, les 180 analyses effectuées, toutes hauteurs, toutes capacités et toutes zones sismiques confondues, nous aboutissons au nuage de points présentés en figure 3.40 ci-après :

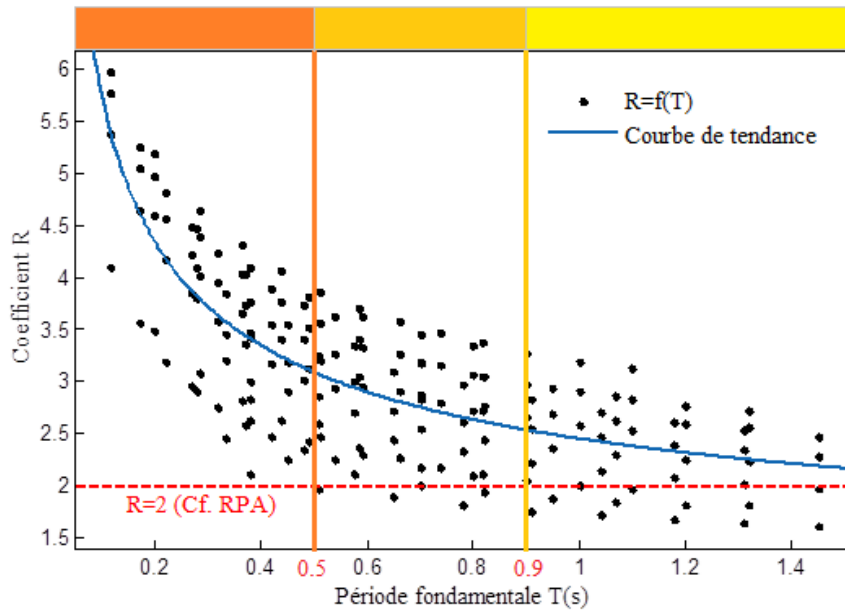


Figure 3. 40. Courbe de tendance du nuage de points pour différentes zones sismiques.

Ce graphique montre clairement que le coefficient de comportement (R) est inversement proportionnel à la période fondamentale de vibration T. Cette variation obéit à une équation loi puissance de type :

$$R = \frac{a}{T^b} + c \quad (3.5)$$

Les paramètres a, b et c sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3. 19. Valeurs des paramètres de loi puissance.

A	1.56
b	0.49
c	0.89
Corrélation	0.63

Nous constatons que la corrélation est très éloignée de 1, donc la courbe de tendance n'est pas admise. Pour cela, nous proposons des courbes de tendance du nuage de points pour chaque zone sismique (Figure 3.41).

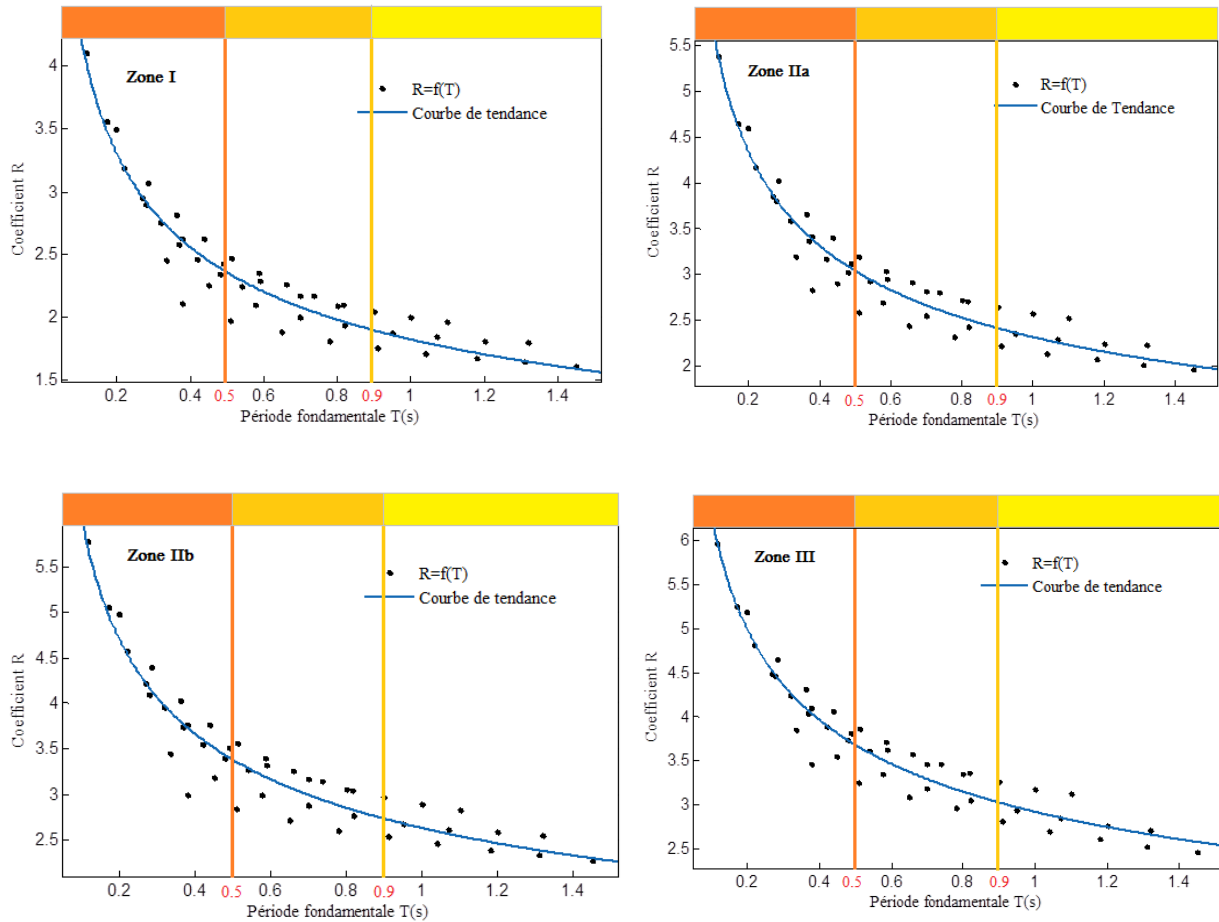


Figure 3. 41. Courbes de tendance du nuage de points, pour chaque zone sismique.

Ces graphiques montrent clairement que le coefficient de comportement (R) est inversement proportionnel à la période fondamentale de vibration T. Cette variation obéit à une équation loi puissance de type :

$$R = \frac{a}{T^b} \quad (3.6)$$

Les paramètres a et b sont donnés pour chaque zone sismique dans le tableau (3.20) :

Tableau 3. 20. Valeurs des paramètres de loi puissance, pour les différentes zones sismiques.

	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
a	1.82	2.32	2.64	2.93
b	0.37	0.39	0.36	0.33
Corrélation	0.92	0.93	0.91	0.93

On remarque que les valeurs du coefficient de comportement (R) tendent vers la valeur 2, préconisée par le RPA pour des réservoirs souples dont la période fondamentale dépasse 0.9 secondes.

Conclusion

L'objectif de ce chapitre est l'évaluation du coefficient de comportement (R) qui reflète au plus juste le comportement réaliste du réservoir surélevé par une approche non linéaire. Cette étude est menée par la méthode ATC40, repose sur la méthode statique non linéaire « Pushover », en considérant plusieurs paramètres influents à savoir la zone sismique, le site d'implantation, la hauteur du support et la capacité de stockage.

Les valeurs du coefficient de comportement (R) obtenus par cette approche sont plus importantes à celle préconisée par le RPA 2003.

L'étude comparative menée entre les résultats de l'approche linéaire et ceux de l'approche non linéaire conclut que ces derniers sont plus réalistes en ce sens qu'ils reflètent le comportement réel d'un réservoir.

Ainsi, une relation de type loi puissance est proposée pour l'évaluation du ce coefficient (R), les paramètres de la loi sont définis pour chaque capacité de stockage V en fonction de la hauteur du support H, de la zone sismique et du site d'implantation.

Il a été démontré dans cette étude que ce coefficient de comportement (R) est influencé par la capacité de stockage (donc implicitement la masse) et par la hauteur du support (donc implicitement la rigidité). C'est alors que nous avons proposé une relation de (R) en fonction de la période fondamentale, de type loi puissance.

***Chapitre 4 : Analyse des dommages
sismiques d'un réservoir surélevé.***

Introduction

En génie civil, l'endommagement des structures, suite à une forte action sismique, est une conséquence qui dépend de nombreux facteurs, notamment de la valeur du coefficient de comportement sismique adoptée. Ainsi, si ce dernier est sous-estimé, la structure risque de subir des déformations extrêmes et des dommages importants. D'autre part, si le coefficient de comportement est surestimé, la structure peut être conçue de manière exagérée, sans réduire d'une manière significative les risques d'endommagement auxquels elle sera confrontée pendant un séisme dévastateur.

Dans ce quatrième chapitre, l'étude de l'influence de la valeur du coefficient de comportement sismique sur les dommages du réservoir est menée, pour évaluer l'effet de ce paramètre sur sa performance. A cet effet, différentes valeurs du coefficient de comportement sont considérées, soit ($R=2$), telle que définie par le RPA (2003) et les valeurs issues du calcul non linéaire conduit au chapitre 3, en fonction de la zone sismiques, du site d'implantation, de la hauteur du support et de sa capacité de stockage. La procédure B de l'ATC40 permet ainsi d'évaluer le point de performance du réservoir et le déplacement spectral (S_d) (déplacement maximum au sommet) pour chaque valeur de (R). Une fois ce déplacement (S_d) défini, nous procédons à la classification du réservoir dans un domaine de dommages que nous proposons en fonction du déplacement ultime (δ_u) et le déplacement élastique.

4.1. Démarche de l'analyse

La démarche de l'analyse de la performance sismique d'un réservoir surélevé en béton armé, présentée dans ce chapitre, est basée sur le calcul du point de performance du réservoir, pour chaque valeur du coefficient de comportement (R). Le déplacement spectral S_d , donné par l'abscisse du point de performance, définit le déplacement maximum au sommet du réservoir. Il est considéré comme le facteur majeur conditionnant l'endommagement structurel, fournissant ainsi une estimation du comportement dynamique de la structure en question (Mekki., 2015).

4.2. Evaluation et classification des niveaux de dommages

Dans le domaine du génie parasismique, l'évaluation du risque sismique est liée à la fois à la **demande** (aléa) et à la **capacité** de la structure (performance) (Desprez., 2005) et (Mekki., 2015). Pour cela, et dans le but d'effectuer une évaluation de la performance sismique d'une structure par le biais d'une analyse mécanique, le recours à la notion d'indicateur de

dommages, qui fournit des informations sur l'étendue des dégradations qui peuvent survenir dans une structure, est nécessaire.

Plusieurs méthodes d'évaluation de dommages des structures de génie civil ont été développées, telle que la méthode RISK-UE (2003) qui est une méthode qualitative largement utilisée en Europe pour évaluer les effets des séismes sur les structures évaluées. Cette méthode relie le concept d'observation visuelle des dommages aux déplacements mesurés au sommet de la structure (bâtiment). Elle fournit une gamme de critères d'observation et de description de dommages classés selon une échelle de notation allant de 0 (Pas de dommages) à 4 (Dommages très importants). Le tableau 4.1 montre la relation qui lie le déplacement au sommet D avec l'état de dommage de la structure étudiée.

Tableau 4.1. Degrés des dommages selon RISK-UE et limites du déplacement spectral pour bâtiments.

Grade de dommage	Définition	Limites du déplacement spectral
0	Pas de dommage	$D < 0.7 D_y$
1	Dommage léger	$0.7 D_y \leq D < 1.0 D_y$
2	Dommage modéré	$1.0 D_y \leq D < D_y + D_{uy}$
3	Dommage important	$D_y + D_{uy} \leq D < D_u$
4	Dommage très important	$D_u \leq D$

Avec :

$$D_{uy} = 0.25 * (D_u - D_y)$$

D_y : Limite élastique en déplacement ;

D_u : Limite ultime en déplacement.

Par ailleurs, dans les codes américains ATC40 (1996), des points (A, B, C, D et E) sont associés à la courbe de capacité, permettant de définir le comportement des rotules plastiques (Figure 4.1).

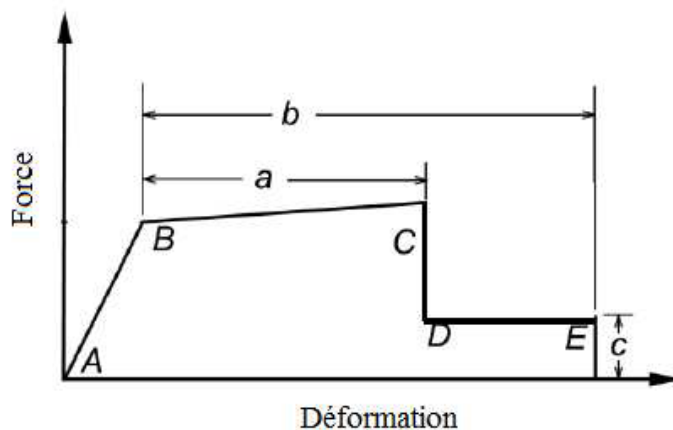


Figure 4. 1. Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40 (1996).

Où :

A : point d'origine ;

B : représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées ;

C : représente la capacité ultime de l'analyse « Pushover » ;

D : représente la résistance résiduelle de l'analyse (l'élément répond avec une résistance réduite) ;

E : représente la rupture totale des éléments.

Par la suite, le code **FEMA273 (1997)** a inséré plus de points à la courbe de capacité, afin d'évaluer le niveau de performance des rotules plastiques. Trois critères d'acceptation sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique. Ces critères d'acceptation sont **IO**, **LS** et **CP** (Figure 4.2), qui définissent les niveaux de performance des rotules plastiques. Ils sont donnés comme suit :

- Au niveau **IO** (Immediate Occupancy), les dommages sont relativement limités. L'élément garde une grande partie de sa raideur initiale ;
- Au niveau **LS** (Life Safety), l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur ;
- Au niveau **CP** (Collapse Prévention), l'élément a subi de grandes déformations. Au-delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.

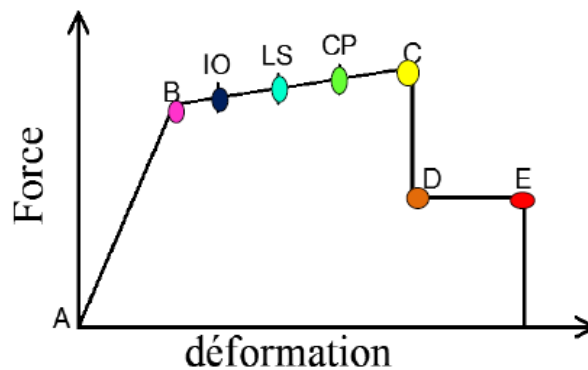


Figure 4. 2. Représentation de la courbe de capacité selon FEMA 273 (1997).

En s'inspirant de la méthode RISK-UE et du code FEMA 273, nous proposons une classification des domaines de dommages, pour réservoirs surélevés en béton armé (Tableau 4.2) :

Tableau 4. 2. Domaines des dommages proposés pour les réservoirs surélevés.

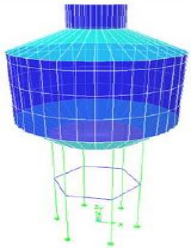
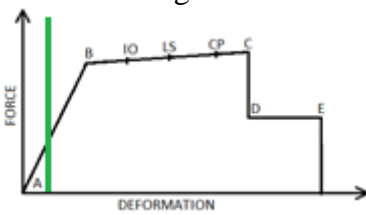
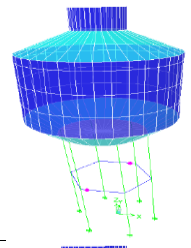
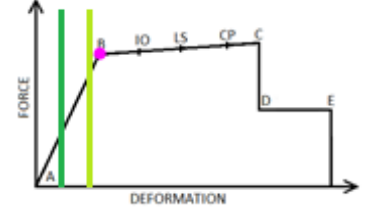
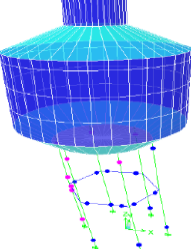
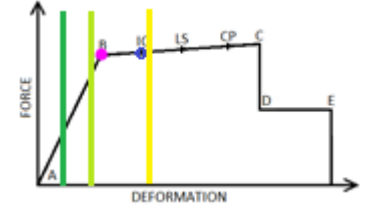
Domaines des dommages	Formules des différentes limites des déplacements spectraux
Domaine vert 1 (Pas de dommages)	$S_d < 0.4 \delta_e$
Domaine vert 2 (Dommages légers)	$0.4 \delta_e \leq S_d < 0.8 \delta_e$
Domaine orange 1 (Dommages modérés)	$0.8 \delta_e \leq S_d < \delta_e + 0.25 (\delta_u - \delta_e)$
Domaine orange 2 (Dommages importants)	$\delta_e + 0.25 (\delta_u - \delta_e) \leq S_d < 0.75 \delta_u$
Domaine orange 3 (Dommages très importants)	$0.75 \delta_u \leq S_d < \delta_u$
Domaine rouge (Effondrement totale de la structure)	$S_d \geq \delta_u$

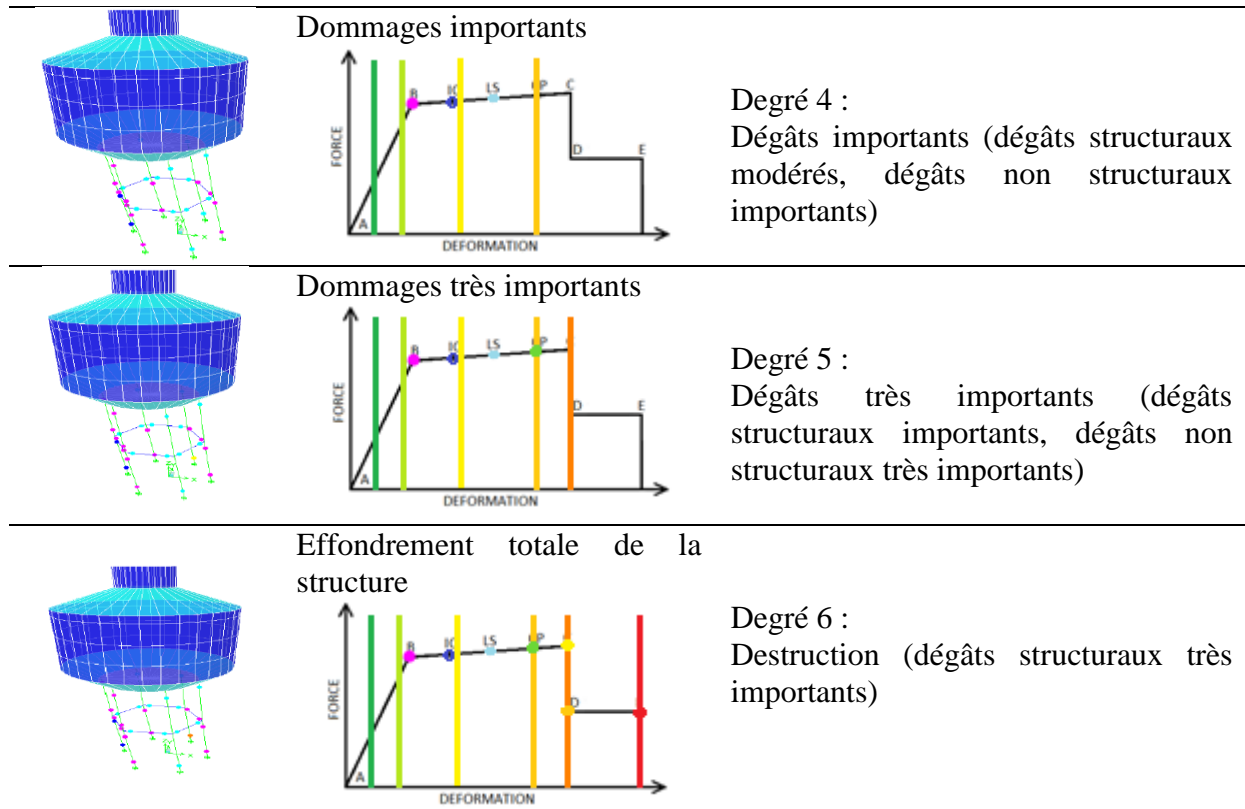
δ_e : limite élastique en déplacement ;

δ_u : limite ultime en déplacement.

Par ailleurs, par analogie à la classification des degrés de dommages établie par l'EMS98 (2001), pour les bâtiments en béton, nous proposons une classification des degrés de dommages des réservoirs surélevés en béton armé (Tableau 4.3).

Tableau 4.3. Proposition d'une classification des degrés de dommages des réservoirs surélevés en béton armé.

Définition structurelle	Domaines des dommages proposés	Degrés des dommages et Critères d'identification
	<p>Pas de dommages</p> 	<p>Degré 1 : Absence de dégâts (aucun dégât structural, pas de dégâts non structurels)</p>
	<p>Dommages légers</p> 	<p>Degré 2 : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structurels)</p>
	<p>Dommages modérés</p> 	<p>Degré 3 : Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</p>



4.3. Application au cas d'étude

Pour appliquer la méthodologie présentée ci-dessus, nous considérons le réservoir surélevé en béton de capacité 200 m^3 étudié au chapitre 3 (Figure 3.2). La hauteur du support $H=15\text{m}$. Le réservoir est implanté en zone IIa et sur un site meuble (S3). Le coefficient de comportement donné par le RPA 2003 ($R=2$) et la valeur de α obtenue par l'approche non linéaire $R=2.55$ (Chapitre 3) sont considérés. Un modèle d'éléments finis en trois dimensions a été développé pour simuler le comportement du réservoir sous chargement latéral de type poussé progressive, avec le logiciel de calcul Etabs©.

4.3.1. Evaluation du point de performance

La courbe de capacité est obtenue par une analyse non linéaire dite « Pushover », telle que présentée en figure 3.3 du chapitre 3. Pour évaluer l'amortissement effectif de la structure, nous procédons au développement d'une série de spectres réduits, en faisant varier le facteur d'amortissement ξ de 5%, 10%, 15%,..., 29% (Figure 4.3).

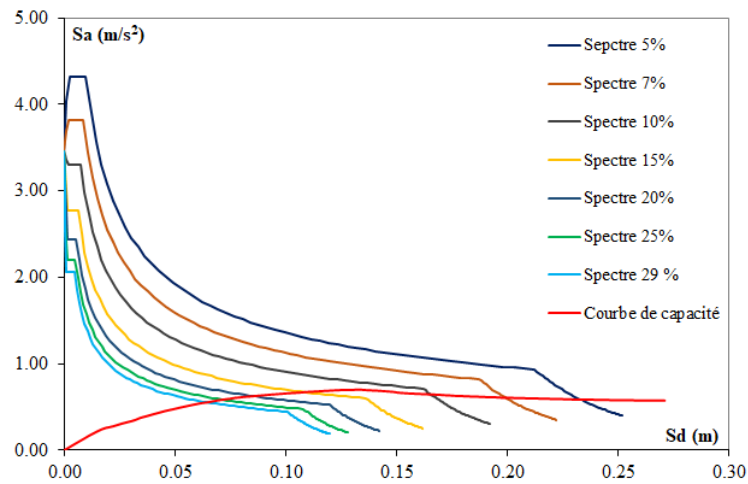


Figure 4. 3. Représentation de la famille des spectres réduits.

Au voisinage du point de coordonnée (a^* ; d^*), défini par la bilinéaire (Figure 3.6), nous choisissons trois points distants d'un pas identique, de part et d'autre dont les coordonnées sont définis par (a_{pi} , d_{pi}) (Figure 4.4). Pour chaque valeur de (a_{pi} , d_{pi}), on détermine l'amortissement effectif ξ_{eff} par la relation (1.23) de l'ATC 40.

ξ_o représente l'amortissement visqueux qui est fonction des points (a_{pi} , d_{pi}) et (a_y , d_y), donné par la relation (1.21).

Pour chaque valeur de d_{pi} de la série considérée, nous déduisons des couples (d_{pi} , ξ_{eff}), consignés dans le tableau 4.4 qui suit :

Tableau 4. 3. Valeurs de déplacements choisis et les amortissements correspondants.

D_{pi} (m)	a_{pi} (m/s ²)	ξ_o (%)	k	ξ_{eff} (%)
0.061	0.694	18.970	0.670	17.710
0.069	0.677	18.880	0.670	17.650
0.077	0.658	18.730	0.670	17.549
0.088	0.631	18.540	0.670	17.422
0.101	0.605	18.140	0.670	17.154
0.112	0.575	17.700	0.670	16.859
0.123	0.540	16.820	0.670	16.269

Différents spectres sont générés à partir des valeurs de ξ_{eff} (Figure 4.4). L'intersection de spectres générés avec les projections verticales des d_{pi} correspondants, donne un ensemble de points de coordonnées (d_{pi} , ξ_{eff}). En interconnectant ces points résultants, nous obtenons une courbe dont l'intersection avec la courbe de capacité définit le point de performance de la

structure, correspondant au déplacement maximal au sommet du réservoir surélevé. Ce point de performance représente l'intersection de la courbe de capacité avec la demande sismique réelle correspondante à l'amortissement effectif de la structure $\xi_{eff}=17.30\%$ obtenue par interpolation. Les coordonnées du point de performance sont données dans le tableau 4.4 et illustrées par la figure 4.5.

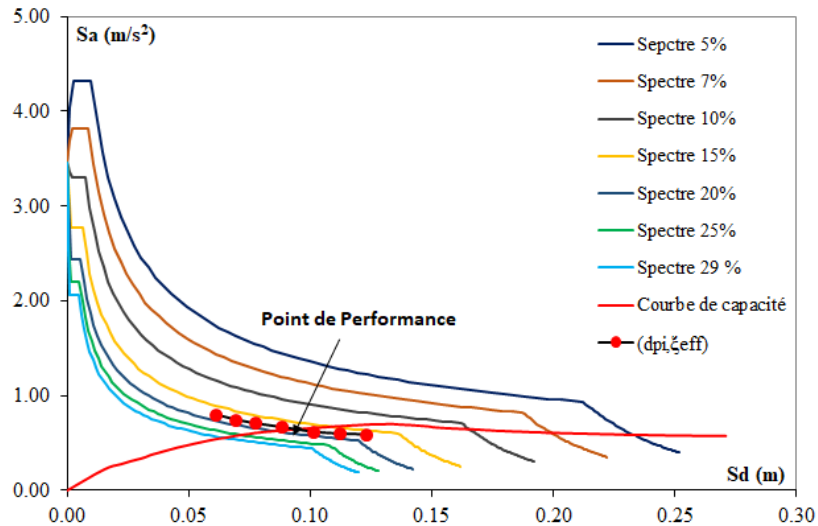


Figure 4. 4. Les points (d_{pi}, ξ_{eff}) résultants.

Tableau 4. 4. Coordonnées du point de performance.

Paramètres	Valeurs	Unités
Déplacement spectral du point performance S_d	0.099	m
Accélération spectrale du point de performance S_a	0.654	m/s ²
L'amortissement effectif ξ_{eff}	17.30	%

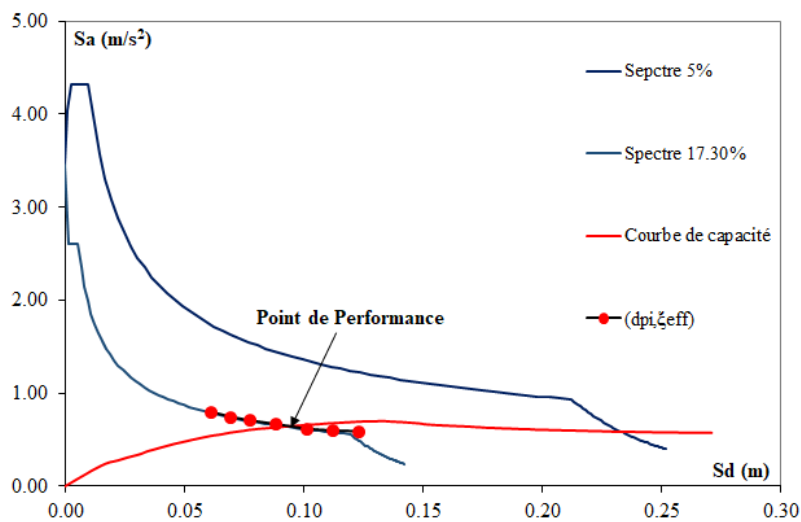
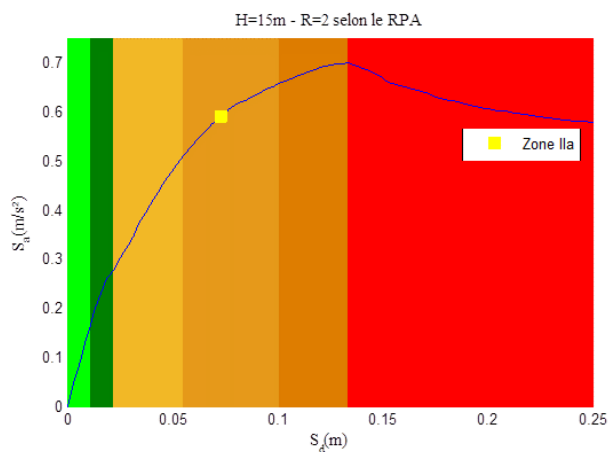


Figure 4. 5. Coordonnées du point de performance.

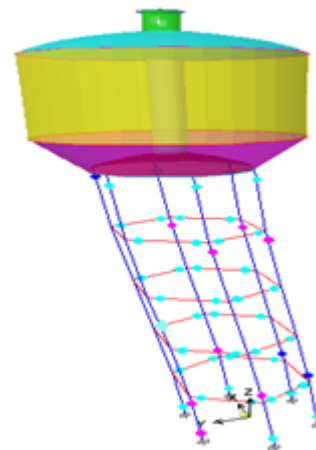
L'évaluation des dommages est effectuée conformément aux domaines proposés (Tableau 4.2), par comparaison du déplacement maximal S_d aux déplacements ultime δ_u et élastique δ_e . La position du point de performance dans le domaine des dommages définis ci-dessus est représenté en figures 4.6 pour $R=2$ (RPA, 2003) et en figure 4.7 pour $R=2.55$ issu de l'approche non linéaire (loi puissance proposée).

Nous remarquons que le point de performance se situe dans le domaine orange 2 pour le coefficient (R) préconisé par RPA et se situe dans le domaine orange 1 pour le coefficient (R) évalué par l'approche non linéaire. On note que le déplacement maximal analysé avec le coefficient de comportement, préconisé par le RPA, est supérieur à celui de l'analyse avec le coefficient de comportement, de l'approche non linéaire, tel que l'illustre les figures (4.6a et 4.7a). On comprend que le réservoir surélevé a gagné en ductilité pour travailler davantage dans le domaine plastique et réduire son déplacement maximal au sommet. On déduit que le RPA par son coefficient de comportement ($R=2$) surestime le déplacement maximal au sommet du réservoir et par conséquent ses dommages.

Aussi, nous remarquons que pour le coefficient (R) préconisé par RPA, les rotules qui sont apparues dans le support du réservoir sont de type (B-IO-LS). Par contre, pour le coefficient (R) évalué par l'approche non linéaire, on ne retrouve que les rotules de type (B-IO). Les rotules LS ne sont pas apparues.



(5)



(b)

Figure 4. 6. Position du point de performance et l'apparition des rotules plastiques du cas d'étude pour le coefficient de comportement (R) préconisé par RPA.

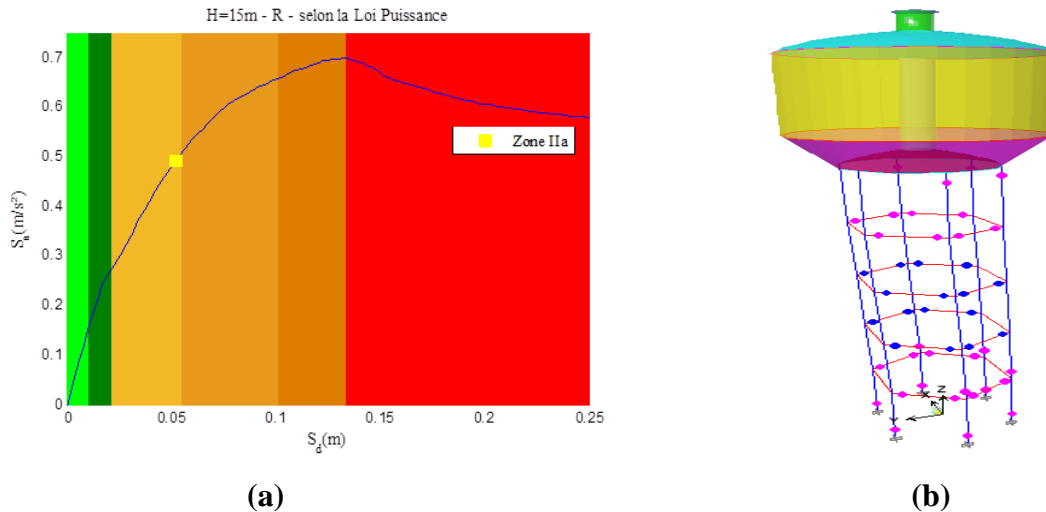


Figure 4. 7. Position du point de performance et l'apparition des rotules plastiques du cas d'étude pour le coefficient de comportement (R) de la loi puissance.

4.4. Analyse des dommages du réservoir en fonction de la hauteur et zone sismique

La même procédure décrite précédemment est suivie pour évaluer l'amortissement effectif pour les différents types de structures (différentes hauteurs), différentes zones sismiques et différents sites d'implantations. Les résultats sont présentés dans les tableaux 4.6 à 4.9 qui suivent :

Tableau 4. 5. Valeurs de l'amortissement effectif ξ_{eff} pour la zone I.

Zone I					
H(m)	Site S1	Site S2	Site S3	Site S4	valeur moyenne
6	19.92	19.84	19.67	19.22	19.66
9	19.34	19.2	18.3	18.24	18.77
12	18.7	17.7	17.61	17.37	17.85
15	17.84	17.52	17.35	17.07	17.45
18	17.8	17.39	17.11	16.65	17.24
21	17.43	16.99	16.7	16.6	16.93
24	17.18	16.95	16.59	16.52	16.81
27	16.97	16.64	16.52	16.47	16.65
30	16.59	16.26	15.57	15.35	15.94

Tableau 4. 6. Valeurs de l'amortissement effectif ξ_{eff} pour la zone IIa.

Zone IIa					
H(m)	Site S1	Site S2	Site S3	Site S4	valeur moyenne
6	19.45	19.28	18.47	18.18	18.85
9	19.3	19.15	18.2	18.05	18.68
12	18.59	17.54	17.41	17.31	17.71
15	17.78	17.45	17.30	16.85	17.34
18	17.64	17.24	16.98	16.57	17.11
21	17.27	16.93	16.66	16.35	16.80
24	17.12	16.69	16.5	16.3	16.65
27	16.77	16.54	16.47	16.27	16.51
30	16.5	16.2	15.5	15.31	15.88

Tableau 4. 7. Valeurs de l'amortissement effectif ξ_{eff} pour la zone IIb.

Zone IIb					
H(m)	Site S1	Site S2	Site S3	Site S4	valeur moyenne
6	19.35	19.15	18.27	18.1	18.72
9	19.25	19.1	18.08	18	18.61
12	17.97	17.39	17.28	16.94	17.40
15	17.7	17.25	16.99	16.68	17.16
18	17.58	17.11	16.77	16.35	16.95
21	17.25	16.89	16.55	16.3	16.75
24	17.02	16.55	16.4	16.25	16.56
27	16.64	16.43	16.33	16.23	16.41
30	16.38	15.8	15.43	15.21	15.71

Tableau 4. 8. Valeurs de l'amortissement effectif ξ_{eff} pour la zone III.

Zone III					
H(m)	Site S1	Site S2	Site S3	Site S4	valeur moyenne
6	19.3	19.1	18.17	18	18.64
9	19.1	19	18	17.95	18.51
12	17.81	17.36	17.11	16.83	17.28
15	17.59	17.21	16.93	16.58	17.08
18	17.53	17.06	16.67	16.25	16.88
21	17.07	16.5	16.35	16.2	16.53
24	16.97	16.42	16.31	16.12	16.46
27	16.46	16.32	16.16	15.87	16.20
30	15.94	15.64	15.35	15.03	15.49

Les coordonnées du point de performance sont illustrées dans le tableau 4.9, pour le coefficient $R = 2$ (RPA, 2003) et dans le tableau 4.10 pour le coefficient (R) obtenu à partir de l'approche non linéaire en fonction de la zone sismique et de la hauteur du réservoir.

Tableau 4. 9. Valeurs du point de performance, pour (R=2), Conformément au RPA.

H(m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30
Zone I	0.030	0.032	0.034	0.033	0.035	0.038	0.040	0.042	0.045
Zone IIa	0.068	0.068	0.072	0.073	0.073	0.074	0.076	0.076	0.079
Zone Iib	0.109	0.110	0.110	0.110	0.112	0.114	0.114	0.115	0.122
Zone III	0.164	0.165	0.168	0.170	0.172	0.174	0.174	0.180	0.190

Tableau 4. 10. Valeurs du point de performance, pour (R) évalué selon l'approche non linéaire.

H(m)	6	9	12	15	18	21	24	27	30
Zone I	0.020	0.022	0.026	0.033	0.035	0.038	0.040	0.042	0.045
Zone IIa	0.032	0.038	0.048	0.052	0.055	0.060	0.062	0.064	0.066
Zone Iib	0.040	0.048	0.056	0.060	0.064	0.068	0.070	0.072	0.076
Zone III	0.054	0.058	0.064	0.068	0.072	0.076	0.080	0.085	0.090

Les résultats de l'analyse donnant l'évolution du point de performance, pour les différentes hauteurs H du support du réservoir, est représentée sur les figures 4.8 à 4.16, pour différentes zones sismiques.

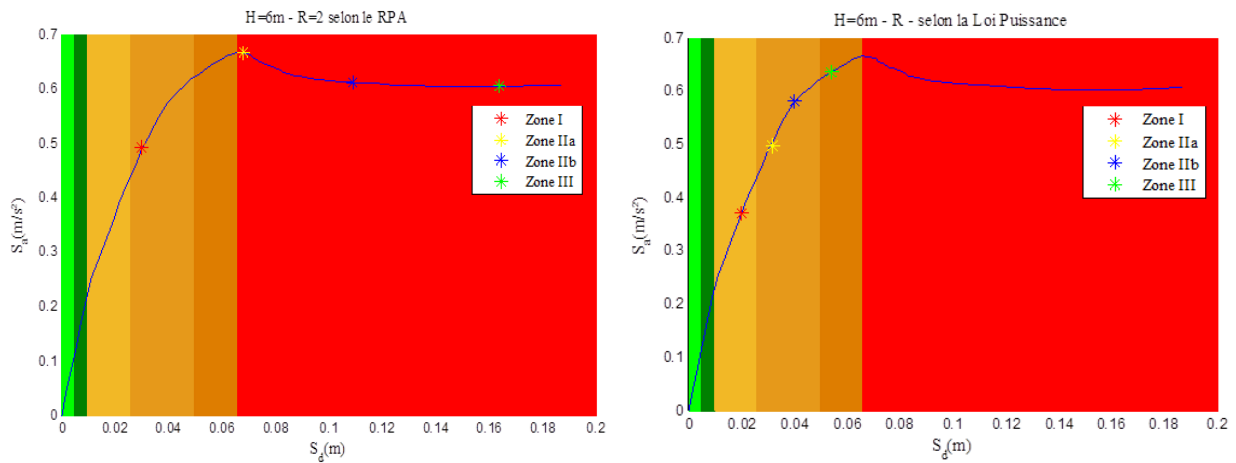


Figure 4. 8. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 6m.

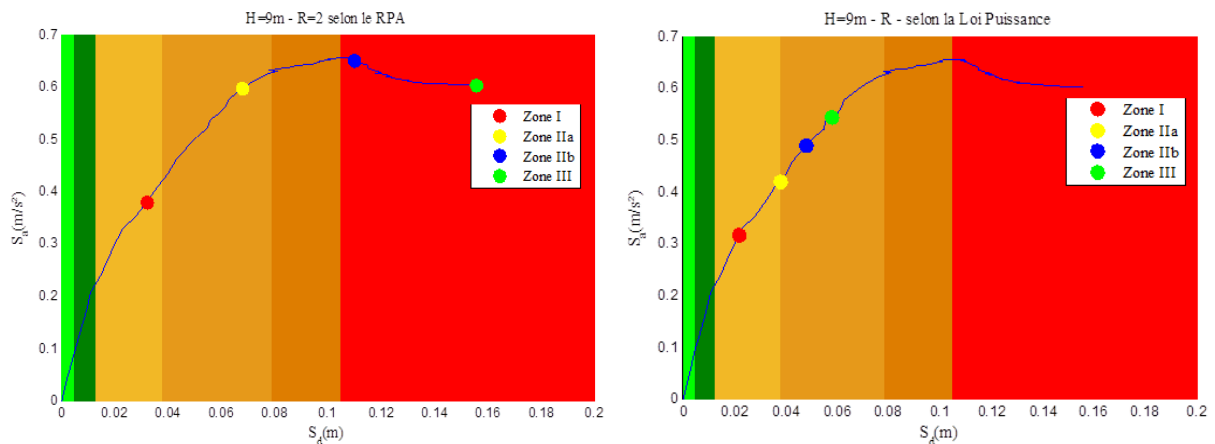


Figure 4. 9. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 9m.

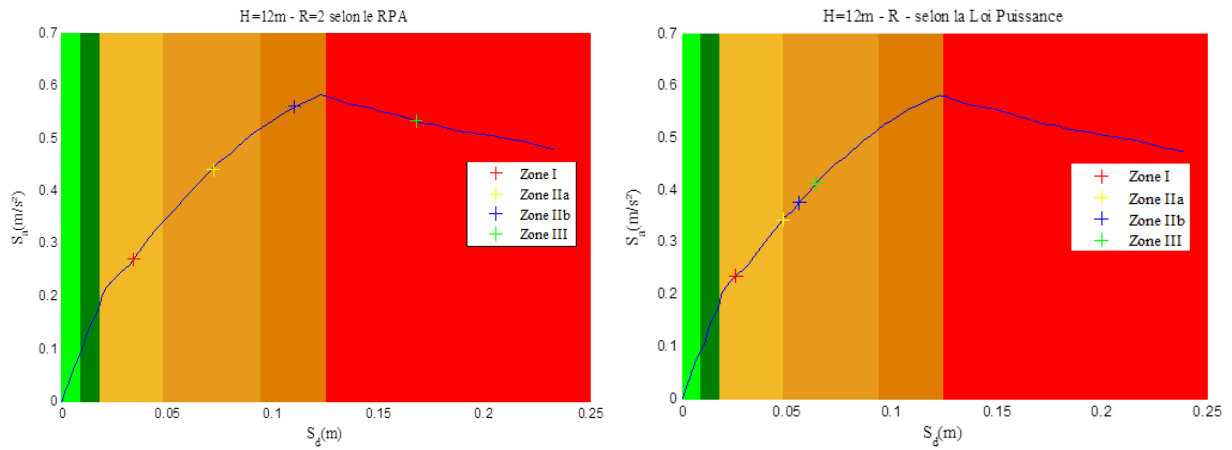


Figure 4. 10. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 12m.

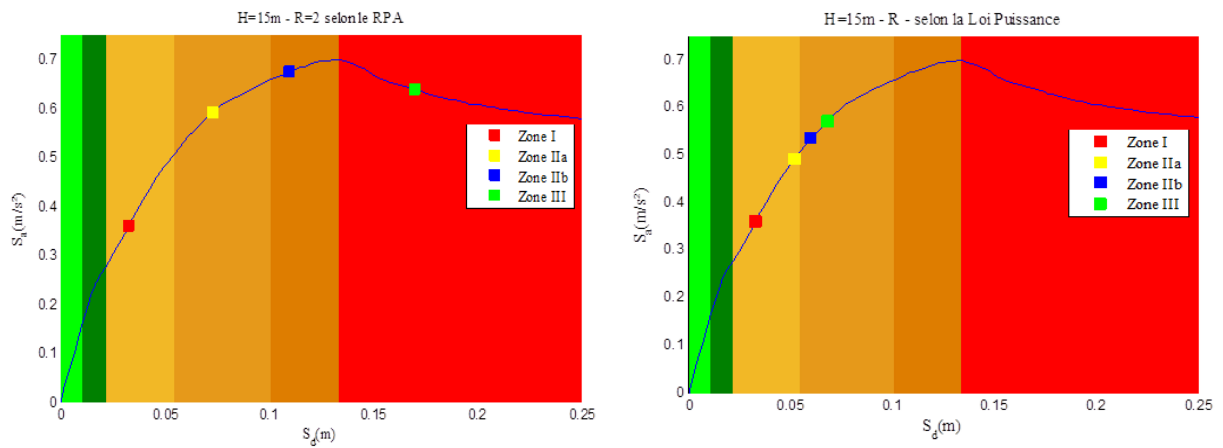


Figure 4. 11. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 15m.

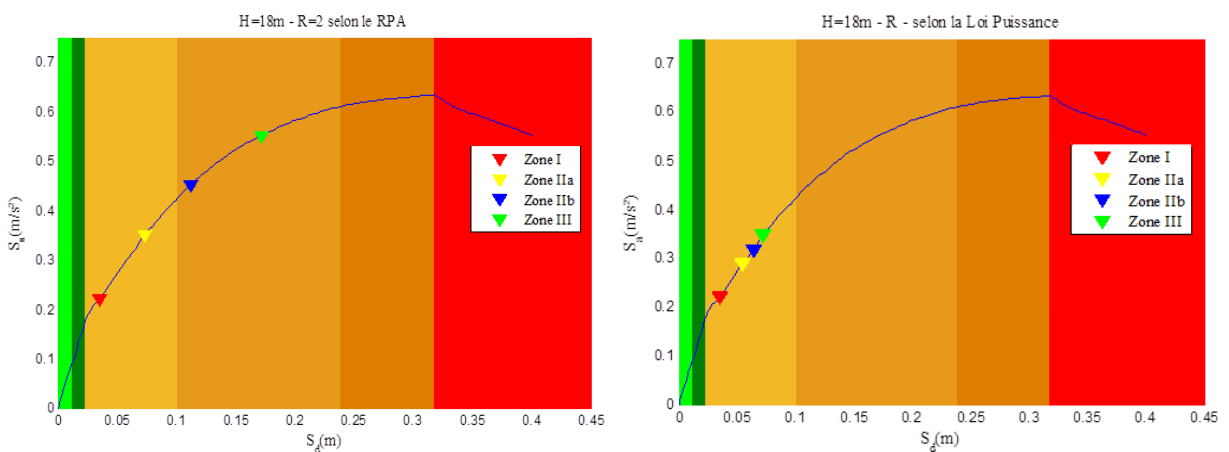


Figure 4. 12. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 18m.

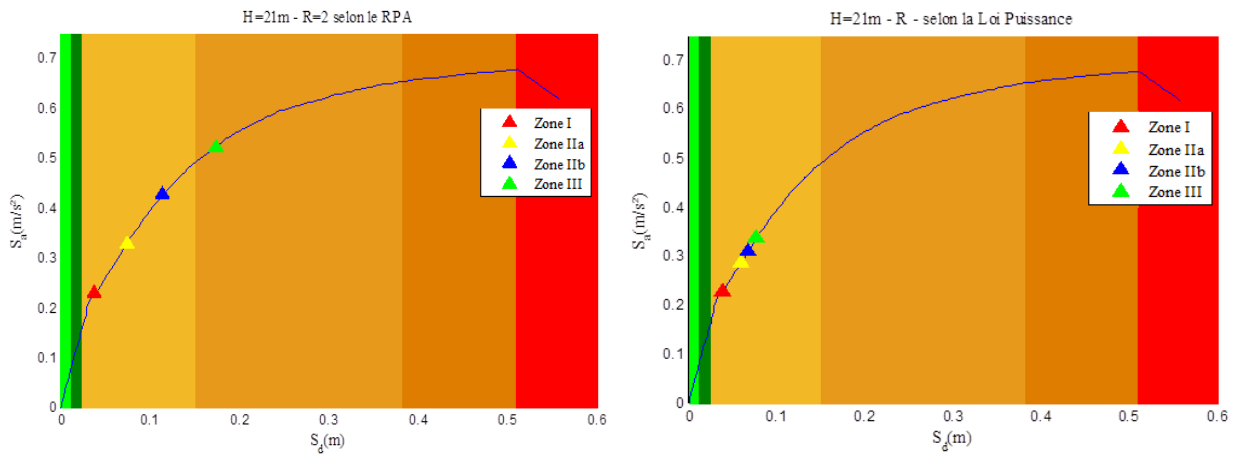


Figure 4. 13. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 21m.

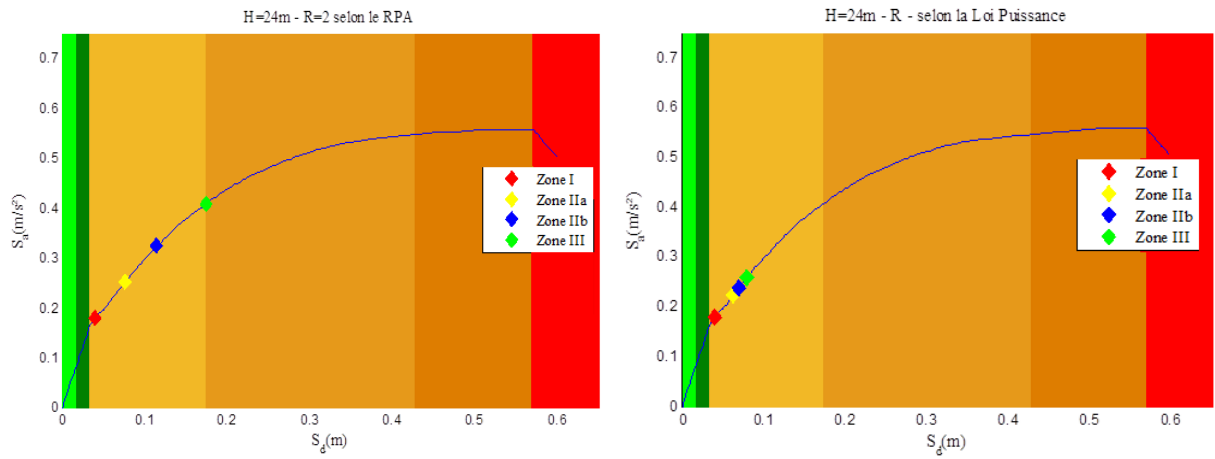


Figure 4. 14. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 24m.

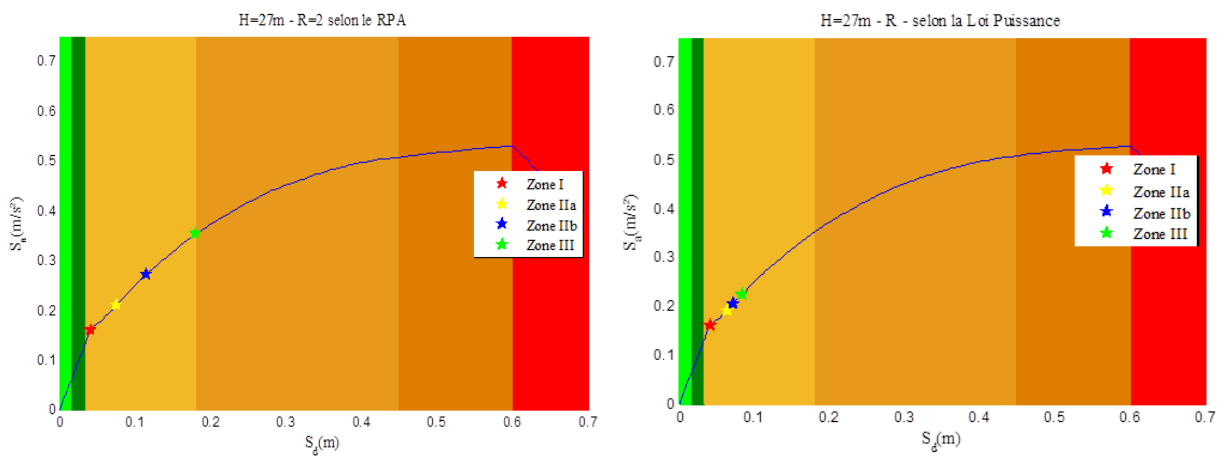


Figure 4. 15. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 27m.

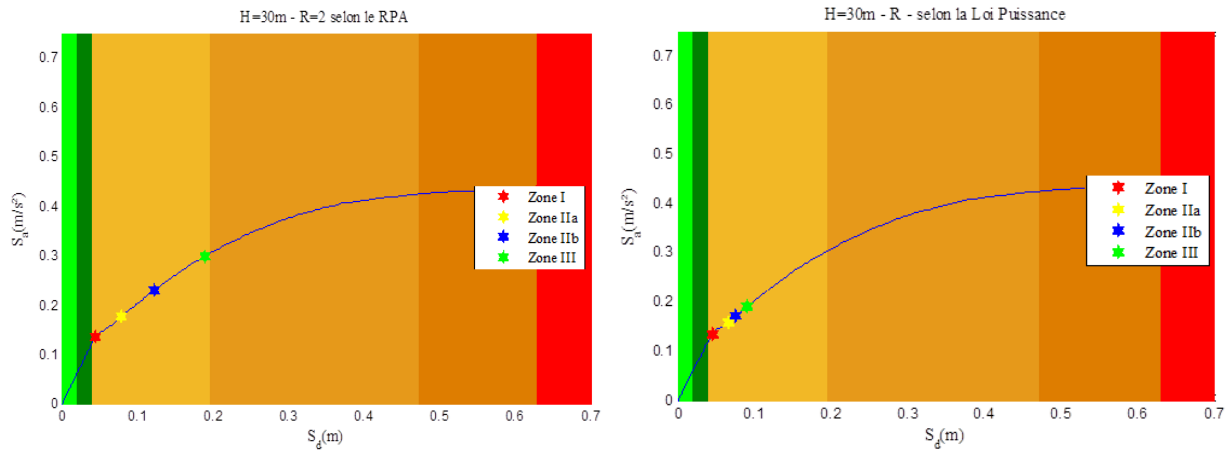


Figure 4. 16. Evolution du point de performance en fonction de la zone sismique d'un réservoir de hauteur 30m.

Nous avons jugé intéressant d'établir des courbes donnant le déplacement spectral S_d du point de performance en fonction de la hauteur du support H , pour différents coefficient de comportement (R), afin de mettre en évidence la réduction du déplacement de la structure, pour un coefficient de comportement (R) plus réaliste proposé au chapitre 3.

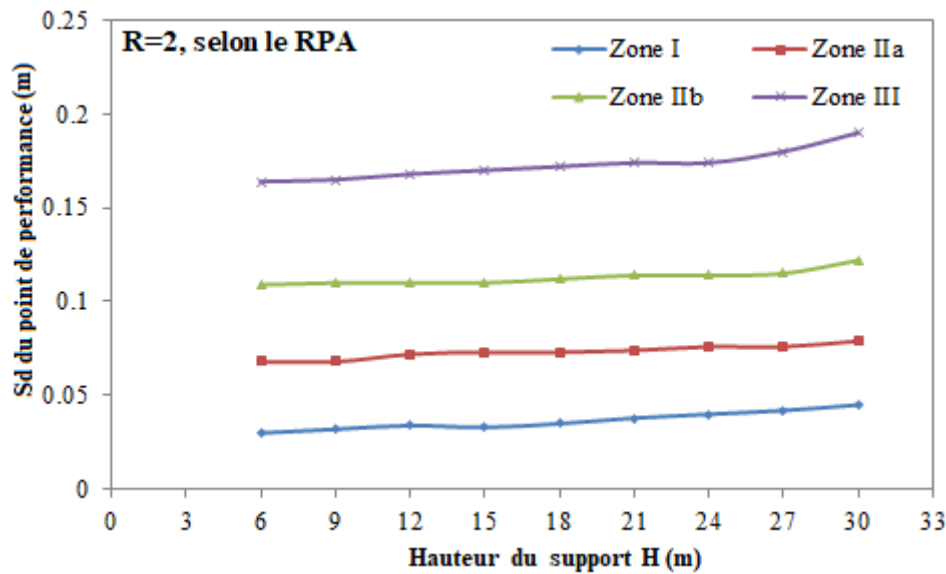


Figure 4. 17. Evolution du point de performance en fonction de la hauteur du support H , pour $R=2$ du RPA.

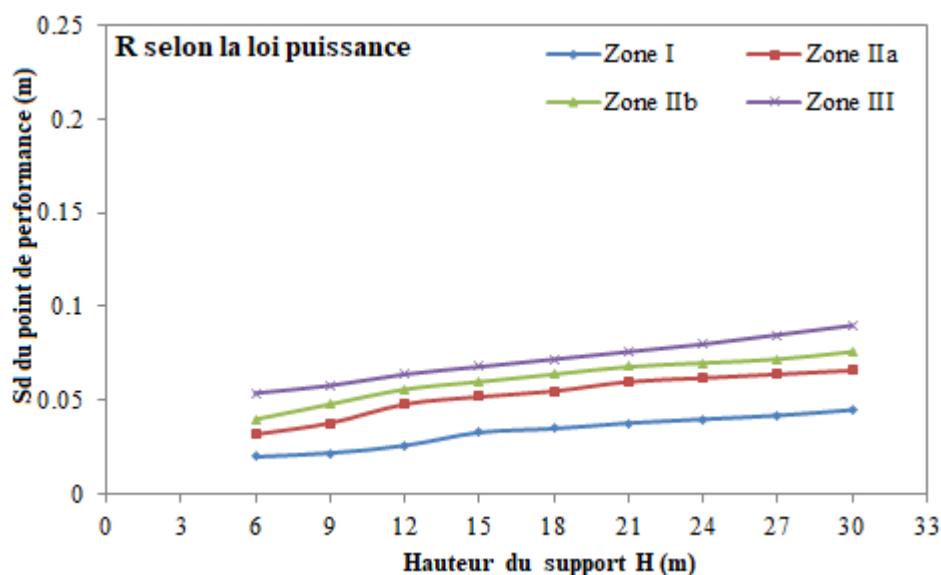


Figure 4. 18. Evolution du point de performance en fonction de la hauteur du support H, pour (R) issu de l'approche non linéaire.

On remarque que quelle que soit la zone sismique, le déplacement spectral du point de performance augmente avec la hauteur du support du réservoir. Cette augmentation est plus prononcée pour la valeur de (R) préconisé par le RPA ($R=2$). Par ailleurs, en considérant les valeurs du coefficient de comportement (R), obtenus à partir de l'approche non linéaire, la structure gagne de la performance.

En condition ultime, les valeurs du coefficient de comportement (R) proposées permettent d'aller chercher de plus grands déplacements de la structure. Alors que la valeur préconisée par le RPA ($R=2$) est plus proche de la condition élastique, qui produit plutôt l'effet contraire. D'un point de vue quantitatif, les déplacements au sommet du réservoir peuvent varier du simple au double si l'on passe du (R) proposé à celui du RPA.

Conclusion

L'objectif de ce chapitre est d'identifier que le coefficient de comportement (R) proposé pourrait influencer sur le degré de dommage lié au comportement sismique du réservoir et par voie de conséquence sur la réduction du ferrailage des éléments résistants de la structure. Cette conclusion est particulièrement intéressante pour la conception des réservoirs surélevés sous séisme, car cette manière de faire permet de rendre le réservoir surélevé plus déformable et ductile, puisque le coefficient de comportement (R) augmente, sans augmenter sa raideur par l'augmentation de ses dimensions (sections) et donc des efforts sismiques liés à la masse de la structure.

*Chapitre 5 : Analyse probabiliste du
domaine de dommages d'un réservoir
surélevé, sous chargement sismique*

Introduction

Dans le domaine parasismique, le concept de dommages est utilisé pour exprimer les différentes réactions des structures vis-à-vis des sollicitations subies au cours de leurs cycles de vie (séismes, vents violents, tempêtes) et aussi pour exprimer les incertitudes liées aux erreurs de conception et/ou aux défauts intrinsèques dans le matériau.

Ce concept est utilisé dans ce chapitre dans le but de proposer une méthodologie d'analyse probabiliste du niveau de dommages d'un réservoir de stockage surélevé sous chargement sismique, en considérant les incertitudes associées au caractère aléatoire de ce chargement. A cet effet, différentes méthodes sont utilisées :

- La méthode statique non-linéaire pour définir le point de performance de la structure ;
- La méthode Risk-UE pour définir les différents états limites de dommages ;
- L'approche probabiliste pour définir la loi de distribution du chargement sismique ;
- La méthode de simulation de Monté Carlo pour déterminer la probabilité de défaillance ou de dommage du réservoir.

L'influence de la zone sismique, de la valeur du coefficient de comportement et de la hauteur du support du réservoir seront considérés.

5.1. Contexte probabiliste

Le processus d'analyse probabiliste du risque de dommages des structures implique l'utilisation de concepts liés à la probabilité de défaillance ou de dommage. Son exécution requiert l'établissement d'un cadre mathématique spécifique. Cette section aborde la mise en place de la fonction d'état limite, la définition des variables aléatoires et explore le principe de base de la méthode de Monté Carlo pour résoudre le problème de fiabilité lié aux dommages.

La forme générale de la fonction l'état limite s'exprime en termes de sollicitation $S(X)$ et de résistance $R(X)$, comme suit :

$$G(X)=R(X)-S(X) \quad (5.1)$$

Le principe de base d'une telle conception est que la résistance doit être toujours supérieure à la sollicitation, qui est l'objectif principal pour toute la durée de vie de l'ouvrage. En considérant X un vecteur de variables aléatoires, qui reflètent l'incertitude, la probabilité de défaillance de l'ouvrage ou de l'une de ses composantes, est déterminée par la relation (5.2) (Lemaire et al., 2013) :

$$P_f = P[G(X) \leq 0] = \int_{D_f = \{X: G(X) \leq 0\}} f_x(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1, dx_2, \dots, dx_n \quad (5.2)$$

où $X = \langle x_1, \dots, x_n \rangle$ représente le vecteur des variables aléatoires de dimension n . Chacune des composantes x_i est une réalisation de la variable aléatoire, f_x la fonction de densité de probabilité et D_f le domaine de défaillance.

La résolution analytique de l'intégrale (5.2) est difficile, voire impossible (Soubra et al, 2010) (Lemaire, 2013). Toutefois, il existe des méthodes qui simplifient la résolution de cette intégrale, pour estimer la probabilité de défaillance P_f , dont la plus célèbre est la méthode de simulations de Monté Carlo (Ditlevsen et Madsen, 1996), (Lemaire, 2013). Cette méthode, consiste à déterminer un estimateur de P_f par succession de tirages aléatoires indépendants. On réalise ainsi un nombre N_t important de tirages de la variable aléatoire, en accord avec sa loi de distribution conjointe (loi Log-Normal, loi Normal, poisson ...etc.). La figure 5.1 donne une illustration du domaine de défaillance, de l'état limite et du domaine de sécurité.

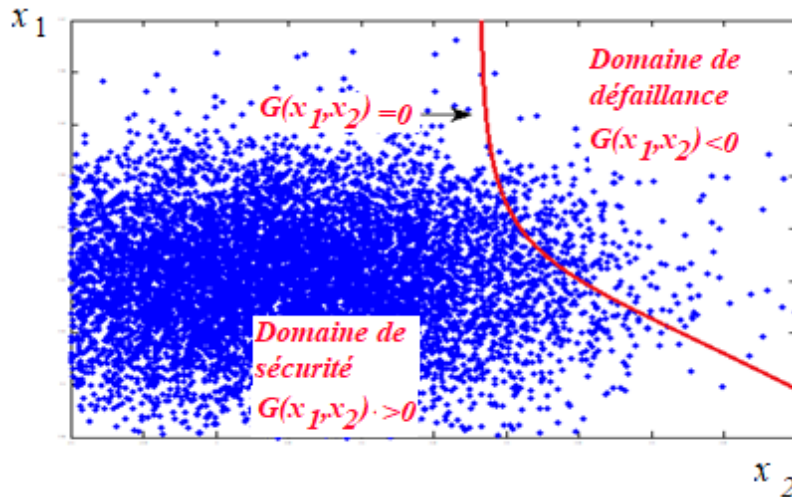


Figure 5. 1. Illustration du domaine de défaillance, de l'état limite et du domaine de sécurité (Aoues., 2008).

Nous posons I_{Df} comme fonction d'indicateur identifiant le domaine de défaillance, avec :

$$I_{Df} = 1 \text{ si } G(X) \leq 0 \quad (5.3)$$

$$I_{Df} = 0 \text{ si } G(X) > 0 \quad (5.4)$$

Pour N_t simulations du vecteur aléatoire X , la probabilité de défaillance P_f est approchée par la moyenne des I_{Df} . On en déduit alors la probabilité de défaillance P_f par un traitement statistique direct :

$$P_f = \frac{\sum_{i=1}^N I_{Df}^{(i)}}{N_t} \quad (5.5)$$

5.2. Critère de dommages et fonctions d'état limite

Un réservoir surélevé est considéré comme un pendule inverse où la masse est concentrée au niveau de la partie supérieure. La sollicitation sismique affecte sa stabilité par un mouvement du sol à la base, qui induit un déplacement maximum S_d au sommet. Les fonctions d'états limites sont dictées par les domaines de dommages associées à S_d , tels que définis au chapitre 4. A chaque domaine de dommage, correspond une fonction d'état limite qui prend la forme suivante :

$$G_i(X) = R_i(X) - S_d(X) \quad (5.6)$$

Où :

$S_d(X)$: Représente le déplacement maximum au sommet du réservoir sous l'effet de la sollicitation ;

$R_i(X)$: Représente le déplacement admissible représentant la résistance pour chaque domaine de dommage, tels que définie dans le tableau 5.1 :

Tableau 5. 1. Définition des fonctions d'états limites correspondant à chaque domaine de dommage.

Domaines de dommages	Fonctions d'état limite	R_i
Vert 1	G1	$0.4 \delta e$
Vert 2	G2	$0.8 \delta e$
Orange 1	G3	$\delta e + 0.25 (\delta u - \delta e)$
Orange 2	G4	$0.75 \delta u$
Orange 3	G5	δu
Rouge	G6	δu

5.3. Variable aléatoire et loi de probabilité

Les composantes du modèle non-linéaire sont affectées par de nombreuses incertitudes liées essentiellement aux approximations des modèles et aux aléas sur les données d'entrée (propriétés des matériaux et les chargements). Ainsi, dans le but de quantifier ces incertitudes la notion de variable aléatoire est introduite dans les calculs probabilistes. La sélection de ces variables aléatoires est une étape cruciale pour le modèle fiabiliste qui nécessite une connaissance fine de la structure considérée.

Dans le cadre de notre étude, notre attention se concentre particulièrement sur la charge sismique à laquelle la structure est exposée. Cette charge est particulièrement complexe à

appréhender en raison de l'incertitude quant à sa magnitude, sa fréquence, sa direction et sa localisation.

Pour déterminer le type de distribution à laquelle obéit la variable aléatoire, nous effectuons une analyse statistique sur la base d'un échantillon de pics d'accélération constitué à partir 45 accélérographes enregistrés suite au séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes (Algérie), par les différents sismographes installés par le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) dans la zone centre de l'Algérie (Figure 5.2). Nous donnons en figure 5.3 un exemple d'accélérogramme, enregistré sur le site du barrage de Kheddara (50 Kms à l'Est d'Alger) et utilisé pour l'analyse statistique (Aliche et al., 2019), (Aliche et al., 2021).

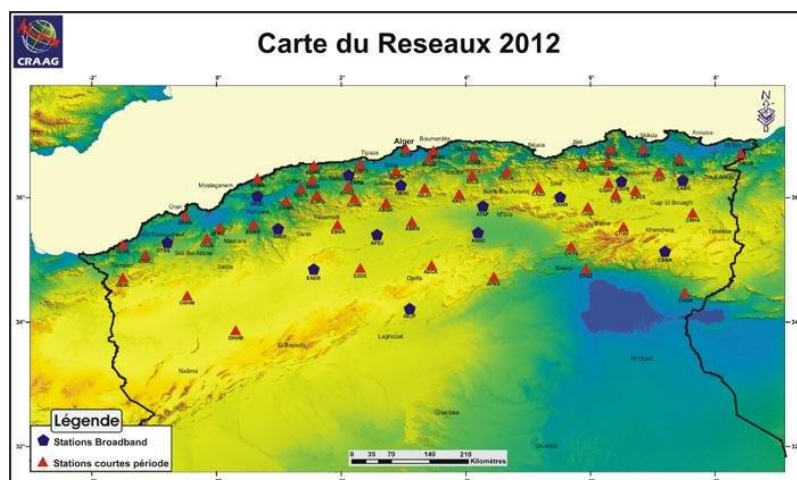


Figure 5. 2. Carte du réseau de sismographes du CRAAG(www.craag.dz).

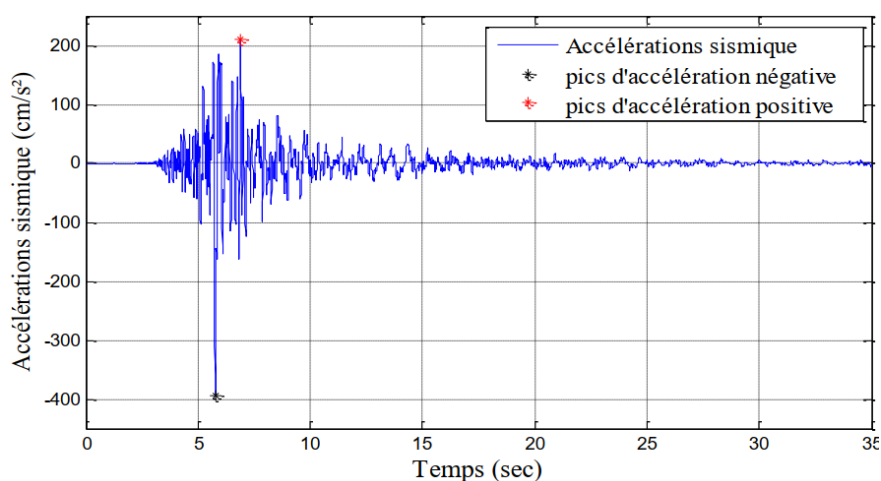


Figure 5. 3. Accélérogramme enregistré sur le site du barrage de Kheddara (CGS) (Aliche et al., 2016).

L'Histogramme des Pics d'accélération est présenté en figure 5.4. Deux lois de probabilité sont ajustées à cet échantillon, à savoir la loi Log-Normal et la loi Gamma.

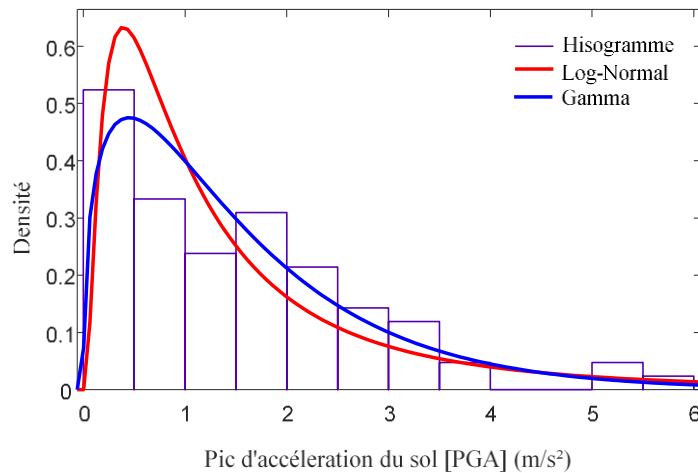


Figure 5. 4. Histogramme des pics d'accélération et lois de distributions.

Pour définir le type de loi qui s'ajuste le mieux à notre échantillon, nous avons utilisé un test d'adéquation de type Kolmogorov-Smirnov (Ahmadi et al, 2015). Le résultat du test d'adéquation montre que la loi Gamma est la plus appropriée pour approximer la distribution de l'échantillon des pics d'accélération (Tableau 5.2). Les paramètres de forme et d'échelle de la loi sont respectivement $k = 1,41427$ et $\theta = 1.08846$.

La superposition de de l'histogramme de densité de l'échantillon et des fonctions de densité des deux lois de probabilité (Figure 5.4), confirme que la loi Gamma est la plus adéquate que la loi Log-Normale.

Tableau 5. 2. Résultats du test d'adéquation Kolmogorov –Smirnov pour l'accélération.

Loi de distribution	P-valeurs	Ks stat	Décision du test
Log-Normal	0.6737	0.0769	acceptée
Gamma	0.6987	0.0753	acceptée

5.4. Application au cas d'étude

Pour illustrer l'analyse probabiliste de dommages, nous considérons le réservoir surélevé de capacité 200 m^3 , traité au troisième et quatrième chapitre. Les caractéristiques géométriques du réservoir sont données au tableau 3.1 du chapitre 3. L'accélération sismique est générée avec la loi de distribution Gamma.

5.4.1. Evaluation de la probabilité de défaillance

La probabilité de défaillance liée aux dommages est déterminée par la méthode de Monté Carlo. Pour fixer le nombre de tirages, un test de convergence est effectué (Figure 5.5). Les résultats du test ont montré que la probabilité de défaillance est stable pour un nombre de tirage supérieur à 120000. Ainsi, un nombre de 150000 est fixé, dans cette étude, pour les différentes simulations.

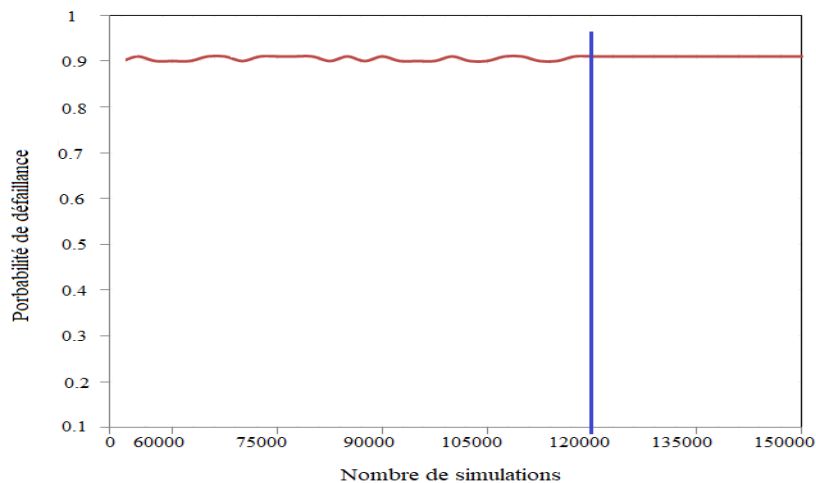


Figure 5. 5. Test de convergence du modèle d'analyse probabiliste.

Pour chaque tirage aléatoire, nous évaluons le déplacement spectral S_d au sommet du réservoir, en utilisant la méthode d'analyse dynamique présentée au chapitre 3. Un extrait des résultats est présenté en figure 5.6.

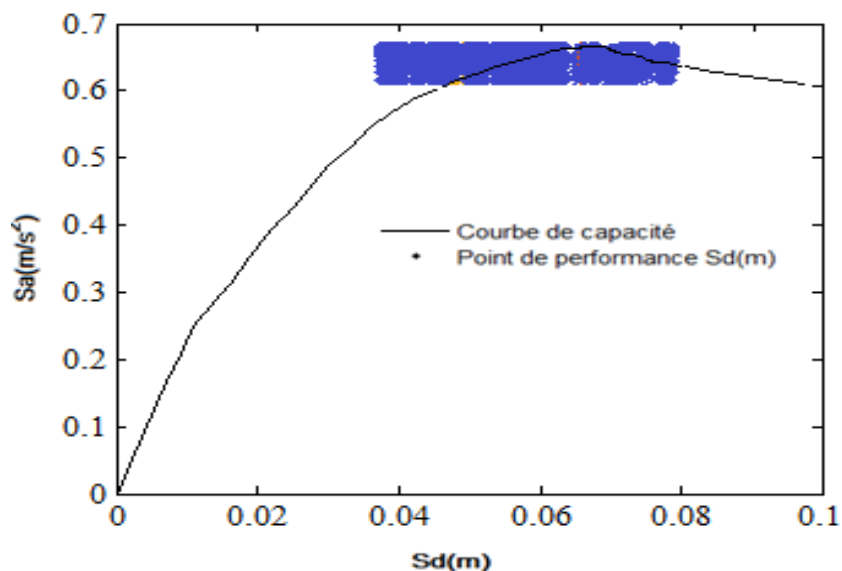


Figure 5. 6. Présentation du nuage des 150000 points de performances correspondants aux simulations.

5.4.2. Démarche de l'analyse

Pour chaque tirage aléatoire, nous déterminons le déplacement spectral S_d (Chapitre 3), puis nous identifions le domaine de dommage lui correspondant. Nous dénombrons le nombre de points de performances correspondant à chaque domaine de dommage, que l'on notera N_{Gk} . Enfin, la probabilité de défaillance correspondant à chaque domaine définie par sa fonction d'état limite, s'écrit comme suit :

$$P_f^{G_k} = \frac{\sum_{i=1}^{N_{G_k}} I_{D_f}^{(i)}}{N_t} \quad (5.7)$$

Afin de faciliter l'évaluation de P_f un programme de calcul sous Matlab® est développé. Un récapitulatif de la démarche est présenté dans l'organigramme, ci-après :

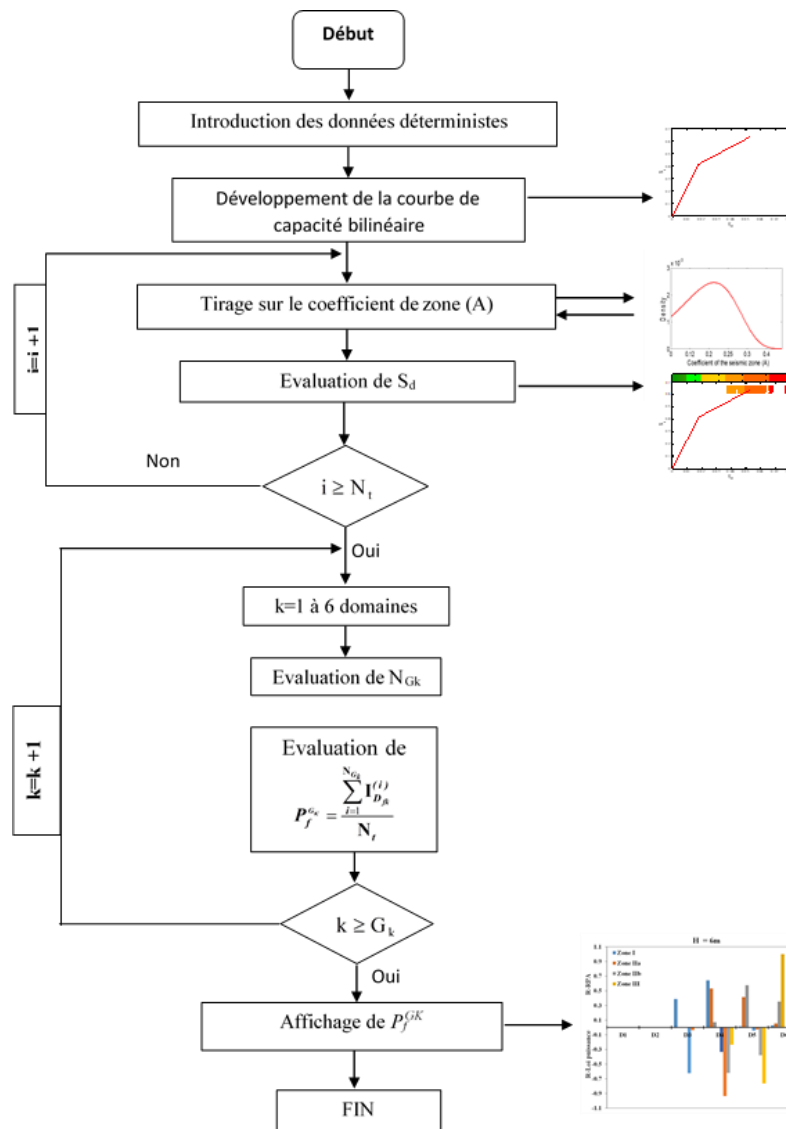


Figure 5. 7. Algorithme de l'analyse probabiliste.

En vue d'illustrer l'importance des effets de la valeur du coefficient de comportement sismique dans l'estimation du risque sismique, une comparaison est effectuée entre les dommages estimés par la méthode présentée au chapitre 4, adoptée pour le cas d'un réservoir surélevé en béton armé, en considérant deux valeurs de coefficient de comportement respectivement, $R=2$ (RPA) et $R=2.63$ (R-loi Puissance). Cette analyse est réalisée dans un premier temps pour un réservoir de hauteur $H=15m$ implanté en zone IIa sur un sol de type S3 (site meuble). Sur la figure 5.8 sont tracés les points de performance, représentant les déplacements maximum subis par l'ouvrage suite à l'application d'un chargement sismique aléatoire de 150000 tirages, ainsi que les domaines de dommages.

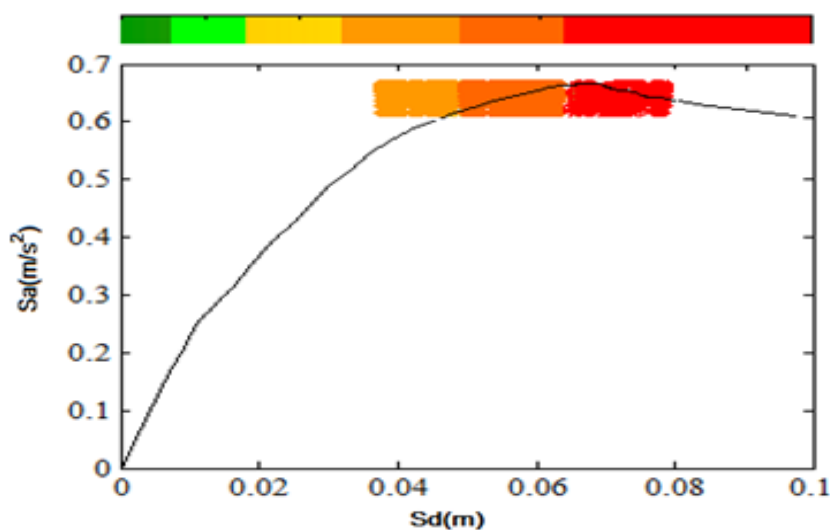


Figure 5. 8. Points de performance des 150000 tirages correspondant aux domaines de dommages.

Nous présentons dans le tableau 5.3, l'estimation de la probabilité d'apparition des dommages dans chaque domaine et pour chaque coefficient de comportement considéré.

Tableau 5. 3. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support $H=15m$.

zone	R=2 (RPA)		R=2.63 (loi Puissance)	
	II a		II a	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0
Domaine Vert 2	0	0	0	0
Domaine Orange 1	5080	0.03386667	70608	0.47072
Domaine Orange 2	143050	0.95366667	79392	0.52928
Domaine Orange 3	1870	0.01246667	0	0
Domaine Rouge	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1

L'histogramme des probabilités d'apparition des dommages par domaine est illustré en figure 5.9. Les résultats montrent que la probabilité d'apparition des dommages atteint 95% dans le domaine orange 2 pour $R=2$. Par contre pour $R=2.63$, cette probabilité atteint 47% dans le domaine orange 1 et 53% dans le domaine orange 2. Cette représentation donne une lecture détaillée de la distribution statistique de domaines de dommages de l'échantillon utilisé.

A la lecture de ces résultats, nous constatons une redistribution des probabilités de risque d'apparition de dommages. Notons que pour une augmentation de 25% de la valeur de R , 42.61% de probabilité sont balancés de domaine orange 1. Ce qui permet de conclure que la valeur du coefficient R préconisé par le RPA surestime le risque sismique et donc les déplacements maximums au sommet du réservoir par rapport à ceux obtenus par la valeur de R issus de la loi puissance.

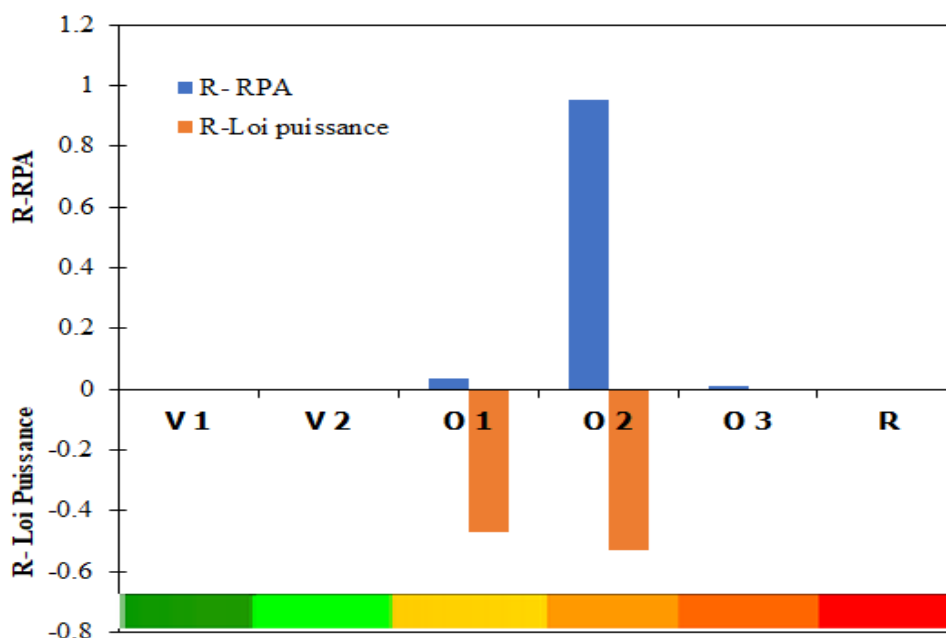


Figure 5. 9. Histogramme des probabilités d'apparition des dommages par domaine pour un réservoir de hauteur du support $H=15m$.

5.4.3. Influence de la hauteur du support et de la zone sismique

Dans cette section, nous nous intéressons à l'analyse de l'influence de la hauteur du support, et des zones sismiques sur l'évolution de la probabilité d'apparition des dommages dans chaque domaine. Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux 5.4 à 5.12 et représentés sous forme d'histogramme (Figure 5.10 à 5.18).

Tableau 5. 4. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur du support H=6m.

zone	R=2 (RPA)							
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	P_f	Nombre	P_f	
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	
Domaine Vert 2	0	0	0	0	0	0	0	
Domaine Orange 1	47802	0.3186820	0	0	0	0	0	
Domaine Orange 2	96192	0.6412859	79702	0.53134667	10734	0.07156	0	
Domaine Orange 3	1950	0.0130000	62098	0.41399333	86452	0.57635333	0	
Domaine Rouge	4054	0.0270321	8199	0.05466	52813	0.35208667	150000	
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	

zone	R=2.57		R=3.3		R=3.6		R=4.1	
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	93549	0.62366	5566	0.03710667	0	0	0	0
Domaine Orange 2	50164	0.33442667	140275	0.93516667	93070	0.62047333	35343	0.23562
Domaine Orange 3	6286	4.19E-02	4159	0.02772667	56929	0.37952667	114657	0.76438
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000.0015	1	15000	1	150000	1

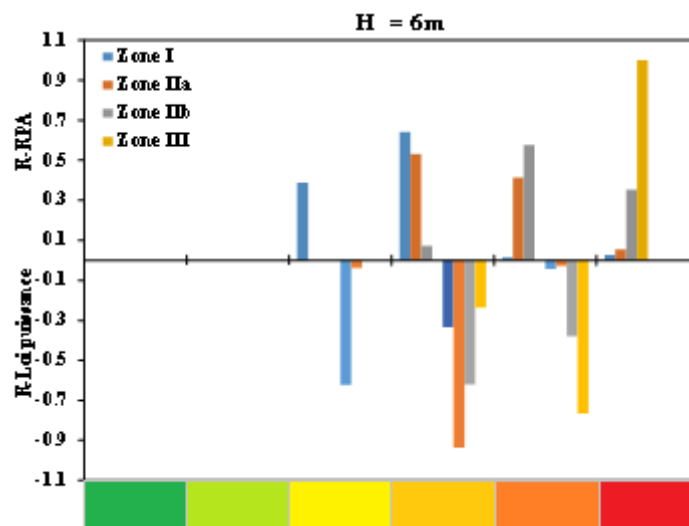


Figure 5. 10. Histogramme des probabilités d'apparition des dommages par domaine pour un réservoir de hauteur du support H=6m.

Tableau 5. 5. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=9m.

zone	R=2 (RPA)							
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	P_f		Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	474	0.0031655	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	69657	0.4643835	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 2	76753	0.511693	74413	0.49608667	5367	0.03578	0	0
Domaine Orange 3	1068	0.0071246	62754	0.41836	47692	0.31795	0	0
Domaine Rouge	2045	0.0136333	12832	0.08555333	96940	0.64627	150000	1
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

zone	R=2.32		R=3.0		R=3.3		R=3.77	
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	P_f		Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	3834	0.01349697	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	93304	0.6099619	5334	0.01968889	0	0	0	0
Domaine Orange 2	47985	0.3078381	140195	0.91876508	91165	0.60777143	37175	0.2478
Domaine Orange 3	4876	0.02044127	4470	0.01392699	51691	0.34460953	105681	0.7045
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	15000	1	150000	1

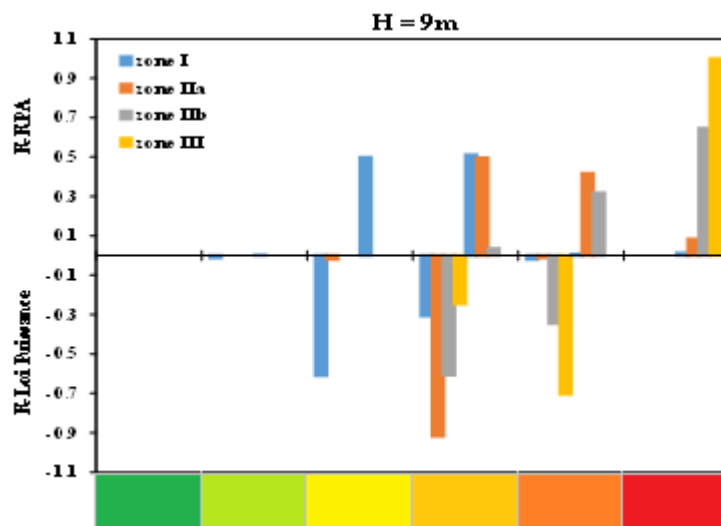


Figure 5. 11. Histogramme des probabilités d'apparition des dommages par domaine pour un réservoir de hauteur du support H=9m.

Tableau 5. 6. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=12m.

zone	R=2 (RPA)							
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	P_f		Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	1377	0.00918	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	91138	0.6075933	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 2	57315	0.3821	69124	0.4608267	0	0	0	0
Domaine Orange 3	169	0.0011267	63409	0.4227267	8932	0.0595467	0	0
Domaine Rouge	0	0	17467	0.1164467	141067	0.9404533	150000	1
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

zone	R=2.15		R=2.78		R=3.1		R=3.53	
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	4453	0.02969333	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	98589	0.65726	636	0.00424	0	0	0	0
Domaine Orange 2	46804	0.31203333	149136	0.99424	98377	0.6558467	42726	0.2848
Domaine Orange 3	151	0.00101333	228	0.00152	51622	0.3441533	107274	0.7152
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

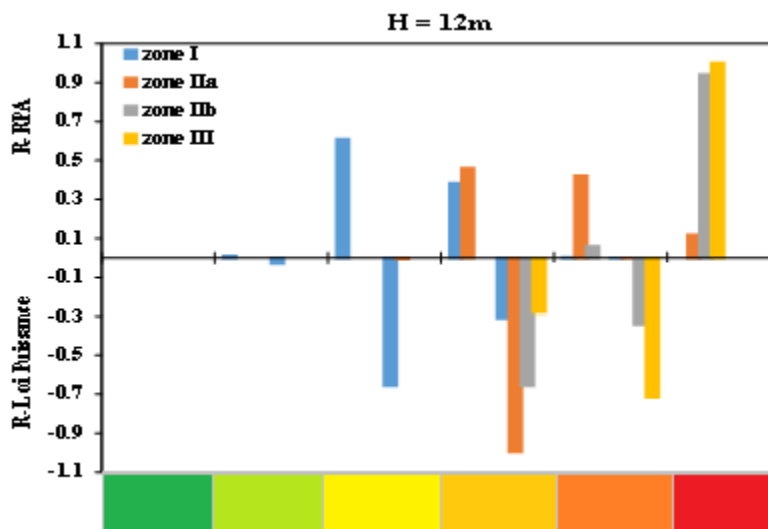


Figure 5. 12. Histogramme des probabilités d'apparition des dommages par domaine pour un réservoir de hauteur du support H=12m.

Tableau 5. 7.Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=15m.

zone	R=2 (RPA)							
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	8637	0.05758	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	126932	0.846213333	5080	0.03386667	0	0	0	0
Domaine Orange 2	14424	0.09616	143050	0.95366667	19717	0.13144667	0	0
Domaine Orange 3	7	4.66667E-05	1870	0.01246667	120640	0.80427333	1156	0.00771333
Domaine Rouge	0	0	0	0	9642	0.06428	148843	0.99228667
Total	150000	1	150000	1	15000	1	150000	1

zone	R=2.05		R=2.63		R=2.98		R=3.35	
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	17377	0.115846667	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	123277	0.821846667	70608	0.47072	0	0	0	0
Domaine Orange 2	9339	0.06226	79392	0.52928	150000	1	150000	1
Domaine Orange 3	7	4.67E-05	0	0	0	0	0	0
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	15000	1	150000	1

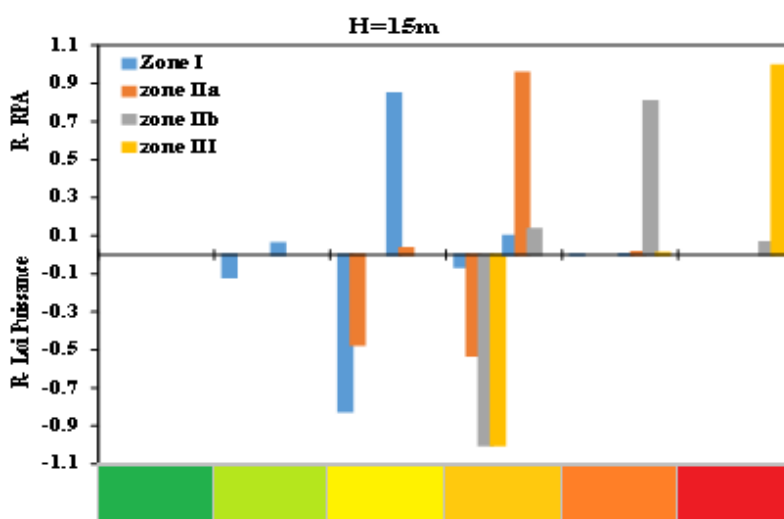


Figure 5. 13. Histogramme des probabilités d'apparition des dommages par domaine pour un réservoir de hauteur du support H=15m.

Tableau 5. 8. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur du support H=18m.

zone	R=2 (RPA)							
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	2068	0.01378667	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	147931	0.98621333	49969	0.33312667	0	0	0	0
Domaine Orange 2	0	0	100030	0.66687333	150000	1	55246	0.36830667
Domaine Orange 3	0	0	0	0	0	0	94753	0.63169333
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

zone	R=2		R=2.53		R=2.88		R=3.2	
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	2068.	0.01378667	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	147931	0.98621333	118402	0.7893533	11577	0.07718	0	0
Domaine Orange 2	0	0	31597	0.2106467	138423	0.92282	150000	1
Domaine Orange 3	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

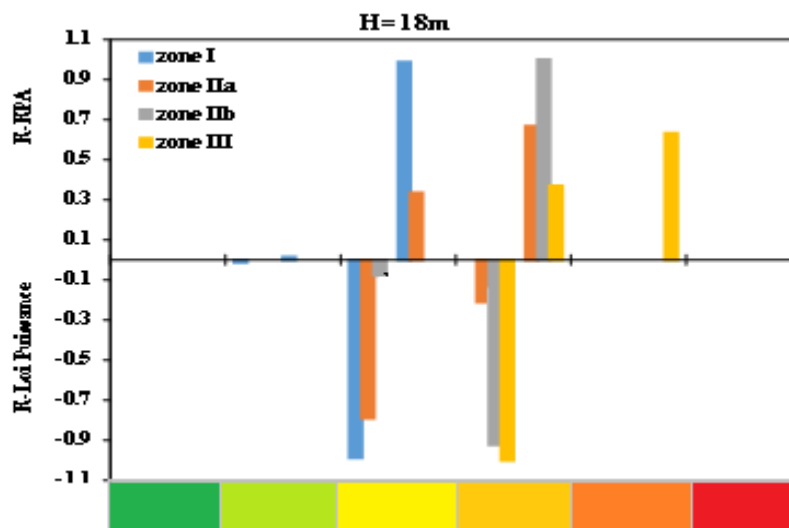


Figure 5. 14. Histogramme des probabilités d'apparition des dommages par domaine pour un réservoir de hauteur du support H=18m.

Tableau 5. 9. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur du support H=21m.

zone	R=2 (RPA)							
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	1525	0.0101667	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	148474	0.9898333	75220	0.5014667	0	0	0	0
Domaine Orange 2	0	0	74779	0.4985333	150000	1	150000	1
Domaine Orange 3	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

zone	R=2		R=2.47		R=2.8		R=3.1	
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	1525	0.01016667	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	148474	0.98983333	133441	0.8896133	41848	0.2789933	1527	0.0102
Domaine Orange 2	0	0	16558	0.1103867	108151	0.7210067	148473	0.9898
Domaine Orange 3	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

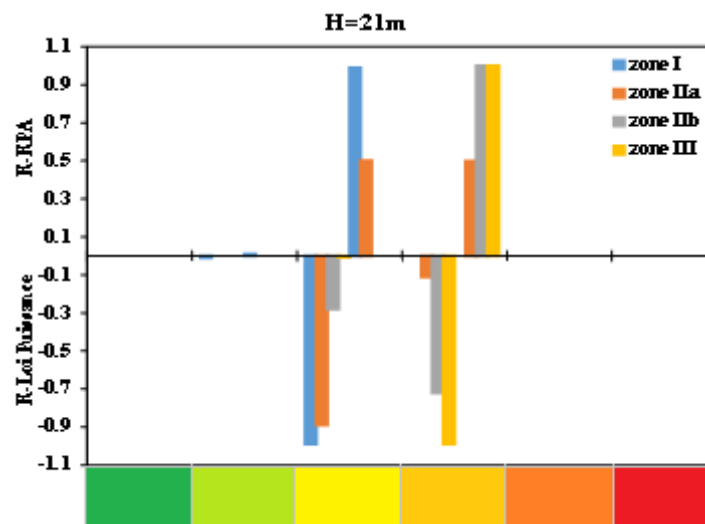


Figure 5. 15. Histogramme des probabilités d'apparition des dommages par domaine pour un réservoir de hauteur du support H=21m.

Tableau 5. 10. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=24m.

zone	R=2 (RPA)							
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	150000	1	103515	0.6901	0	0	0	0
Domaine Orange 2	0	0	46484	0.3108678	150000	1	150000	1
Domaine Orange 3	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

zone	R=2		R=2.42		R=2.75		R=3.03	
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 1	150000	1	149947	0.9996533	96988	0.6465933	31927	0.2129
Domaine Orange 2	0	0	52	0.0003467	53011	0.3534067	118072	0.7871
Domaine Orange 3	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

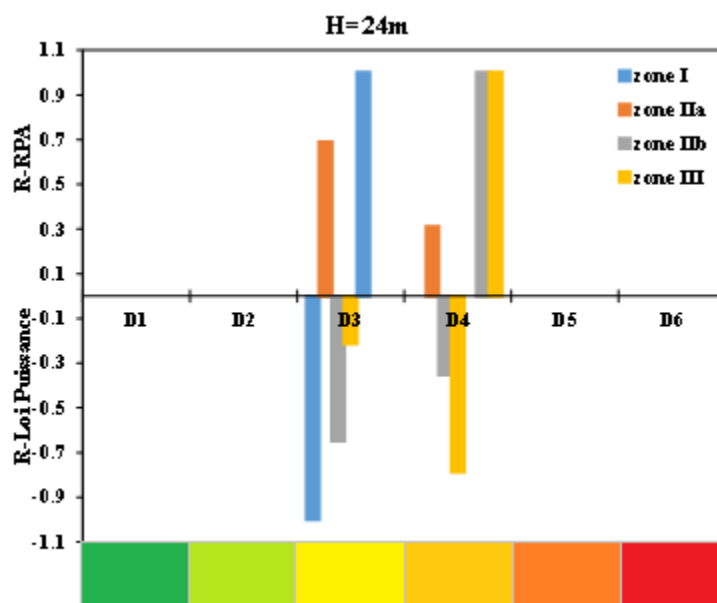


Figure 5. 16. Histogramme des probabilités d'apparition des dommages par domaine pour un réservoir de hauteur du support H=24m.

Tableau 5. 11. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur du support H=27m.

zone	R=2 (RPA)							
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	489	0.0032629	2635	0.0175678	13792	0.0919525	10738	0.0715894
Domaine Orange 1	149510	0.9967372	147363	0.9824255	100221	0.6681408	84284	0.5618978
Domaine Orange 2	0	0	1.00848	6.72 ^E -06	35986	0.2399067	54976	0.3665128
Domaine Orange 3	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

zone	R=2		R=2.38		R=2.72		R=2.96	
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	489	0.00326285	303	0.00202	3694	0.02463333	7585	0.050568
Domaine Orange 1	149510	0.99673715	149697	0.99798	146305	0.97536667	142414	0.949432
Domaine Orange 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 3	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

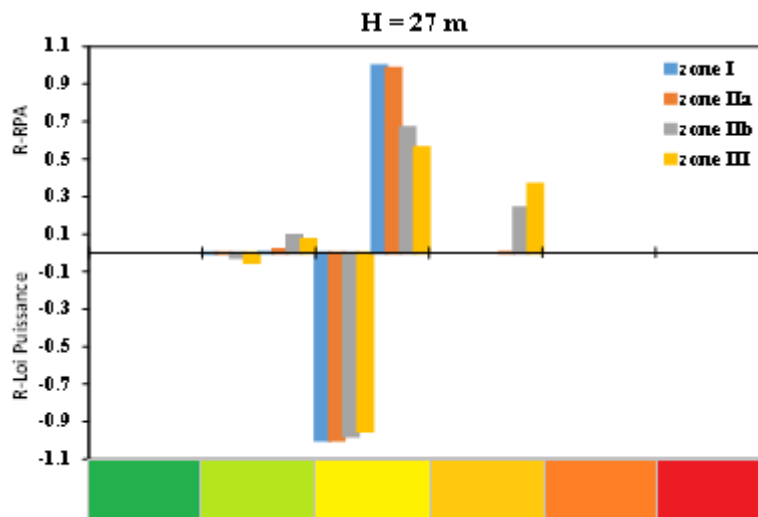


Figure 5. 17. Histogramme des probabilités d'apparition des dommages par domaine pour un réservoir de hauteur du support H=27m.

Tableau 5. 12. Répartition des probabilités des dommages obtenus pour le réservoir de hauteur de support H=30m.

zone	R=2 (RPA)							
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	933	0.00622	6327	0.04218	2968	0.0197933	0	0
Domaine Orange 1	149067	0.99378	140629	0.9375333	147031	0.9802067	87295	0.5819667
Domaine Orange 2	0	0	3043	0.0202867	0	0	62704	0.4180333
Domaine Orange 3	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

zone	R=2		R=2.35		R=2.69		R=2.92	
	I		II a		II b		III	
	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f	Nombre	P_f
Domaine Vert 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Vert 2	933	0.00622	4504	0.0300333	6115	0.0407667	4857	0.03238
Domaine Orange 1	149067	0.99378	145495	0.9699667	143884	0.9592333	145143	0.96762
Domaine Orange 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Orange 3	0	0	0	0	0	0	0	0
Domaine Rouge	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	150000	1	150000	1	150000	1	150000	1

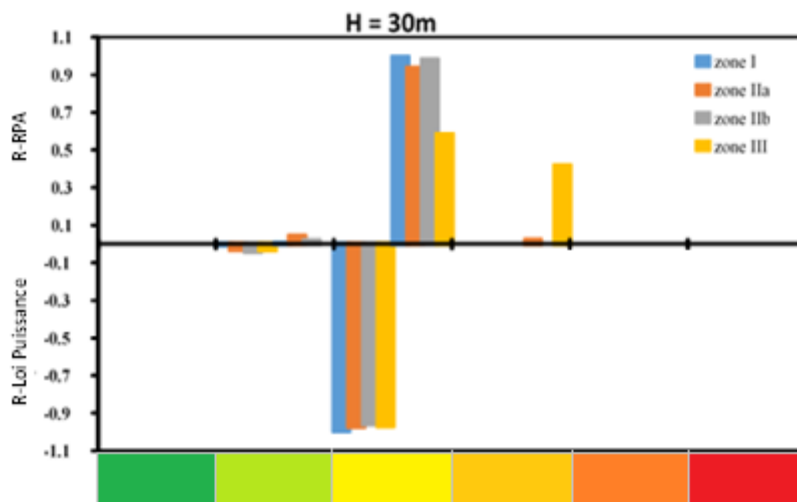


Figure 5. 18. Histogramme des probabilités d'apparition des dommages par domaine pour un réservoir de hauteur du support H=30m.

Il ressort des résultats présentés dans les figures 5.10 à 5.14 que pour les hauteurs du support inférieurs à 21m, la probabilité d'apparition des dommages diminue d'une manière significative, en introduisant le coefficient de comportement R issu de la loi puissance. Cette diminution est aggravée en passant de la zone de faible sismicité (Zone I) à la zone de forte sismicité (Zone III). Au-delà de H=21m (Figure 5.15 à 5.18), les probabilités d'apparition des dommages dans les domaines convergent pour les deux approches (RPA et loi puissance), vu que les valeurs du coefficient (R) issues de la loi puissance tend vers la valeur 2, préconisée par le RPA. Ce résultat est en accord avec les résultats du chapitre 3, qui énoncent que la valeur du coefficient de comportement (R) tend vers 2 pour les structures souples.

Conclusion

Le concept d'analyse probabiliste et la notion de dommages sont utilisés dans ce chapitre pour analyser les probabilités des dommages du réservoir surélevé faisant l'objet d'étude, dans chacun des domaines prédéfinie (Chapitre 4). Deux coefficient de comportement sont utilisés à savoir R=2, tel que préconisé par le RPA, et les valeurs de R issues de la loi puissance. Les fonctions d'état limites sont dictées par les domaines de dommages associés au déplacement spectral S_d . La variable aléatoire, liée à l'action sismique est générée par une loi de distribution Gamma, déduite d'une analyse statistique effectuée sur un échantillon de pics d'accélération, obtenu à partir de 45 accélérographes enregistrés suite au séisme de Boumerdes en 2003. Les résultats ont mis en évidence une redistribution des probabilités de risque d'apparition de dommages, entre la valeur de R =2, et les valeurs issues de la loi puissance. Par ailleurs, les résultats ont montré que la probabilité d'apparition des dommages est très sensible à la variation de la hauteur et de la zone sismique pour des hauteurs du support inférieures à 21m.

Au-delà de cette hauteur, la probabilité d'apparition des dommages tend à se stabiliser pour les deux valeurs de R, car les valeurs de (R) de la loi puissance tendent vers la valeur R=2, préconisée par le RPA. Ce résultat est en accord avec les résultats du chapitre 3, qui énoncent que la valeur du coefficient de comportement (R) tend vers 2 pour les structures souples.

Conclusion générale

Dans cette recherche une revue bibliographique des différentes dispositions des règlements et codes de calcul à travers le monde (RPA, Eurocode 8, ASCE 7, NZSEE et NBCC), sur le coefficient de comportement R est présentée. Ce coefficient prend une valeur unique ($R=2$) dans le RPA pour les réservoirs surélevés. Toutes fois, des recherches récentes ont montré que ce coefficient de comportement dépend de plusieurs paramètres, tels que la période fondamentale, la hauteur du support, la ductilité de la structure, le type de sol, la zone sismique, les dimensions de l'ouvrage...etc. Cette synthèse nous a permis de fixer la démarche à suivre dans ce travail de recherche pour l'évaluation du coefficient de comportement R . Ainsi, deux approches sont adoptées ; à savoir une approche linéaire et une approche non linéaire.

Dans l'approche linéaire, une analyse paramétrique du coefficient de comportement R en fonction de la ductilité est effectuée. La méthode de Newmark et Hall est utilisée à cet effet. La ductilité est obtenue par le rapport du déplacement ultime évalué par la méthode modale spectrale, au déplacement élastique calculé par la méthode énergétique de Castigliano. Une relation de type loi puissance ($R=a / H^b$) est développée pour évaluer ce coefficient de comportement en fonction de la zone sismique, du type de sol, de la hauteur du support (fût). Les résultats ont révélé que la valeur du coefficient de comportement R se situe autour de la valeur préconisée par le RPA ($R= 2$) ; ceci dû à l'insuffisance de l'analyse linéaire, qui considère un comportement élastique de la structure.

Dans l'approche non linéaire le déplacement élastique et le déplacement ultime sont obtenus par la méthode ATC40 qui repose sur la méthode statique non linéaire « Pushover ». Une relation de type loi puissance ($R = a / H^b$) est développée pour évaluer au plus juste le coefficient de comportement (R), pour chaque capacité de stockage, en fonction de la hauteur du support, de la zone sismique et du site d'implantation.

La comparaison des résultats issus des deux approches a révélé que les valeurs du coefficient (R) obtenues par l'approche non linéaire sont nettement supérieures à celles données par l'approche linéaire quelle que soit la zone sismique. Ce résultat important nous conforte dans notre démarche qui consiste à dire que l'approche non linéaire modélise d'une manière plus réaliste le comportement et la réponse sismique de la structure. Ces résultats confirment que la plage de pénétration de la structure dans le domaine non linéaire confère à la structure une capacité d'amortissement nettement supérieure à la structure analysée par une approche linéaire où cette marge de sécurité est faible voir même inexistante. Aussi, il ressort

Conclusion générale

que les valeurs du coefficient de comportement (R) de l'approche non linéaire se situent entre (1.57 et 4.60), bien au-dessus de la valeur constante préconisée par le RPA, alors que celles données par l'approche linéaire avoisinent la valeur unité, ce qui montre que le déplacement ultime (δ_u) tend à se confondre avec le déplacement élastique (δ_e) réduisant ainsi le domaine non linéaire. Enfin les résultats du coefficient de comportement (R) trouvés par l'approche non linéaire sont en accord à la valeur ($R=2$) préconisée par le RPA, pour la zone de faible sismicité. A l'inverse, pour les zones de moyenne, forte et très forte sismicité, la valeur du coefficient de comportement (R) donnée par le RPA est sous-estimée.

Si nous avons montré que (R) est influencé par la hauteur du support H , il est aussi influencé par la capacité de stockage V . Ces deux paramètres sont portés par la période fondamentale T . Il a été démontré dans cette étude que ce coefficient de comportement (R) est influencé par la capacité de stockage (donc implicitement la masse) et par la hauteur du support (donc implicitement la rigidité). C'est alors que nous avons proposé une relation de (R) en fonction de la période fondamentale, de type loi puissance. Il a été aussi remarqué que la valeur du coefficient de comportement ($R=2$) préconisé par le RPA est plus adaptée aux réservoirs de type souple.

L'étude de l'influence de la valeur du coefficient de comportement sismique sur l'endommagement du réservoir est menée, pour évaluer l'effet de ce paramètre sur sa performance. La procédure B de l'ATC40 est utilisée pour évaluer le point de performance du réservoir et son déplacement spectral (S_d) (déplacement maximum au sommet) pour chaque valeur de (R). En s'inspirant de la méthode RISK-UE, du code FEMA 273, et du tableau EMS98 une classification des domaines et des degrés de dommages est proposée, pour les réservoirs surélevés en béton. Les résultats de l'étude de cas ont montré que le coefficient de comportement (R) proposé pourrait influencer sur le degré de dommages lié au comportement sismique du réservoir et par voie de conséquence sur la réduction du ferrailage des éléments résistants de la structure. Cette conclusion est particulièrement intéressante pour la conception des réservoirs surélevés sous séisme, car cette manière de faire permet de rendre le réservoir surélevé plus déformable et ductile, puisque le coefficient de comportement (R) augmente, sans croître sa raideur par l'augmentation de ses dimensions (sections) et donc des efforts sismiques liés à la masse de la structure.

Conclusion générale

Le concept d'analyse probabiliste et la notion de dommages ont été utilisés pour analyser les probabilités des dommages du réservoir surélevé, dans chacun des domaines prédéfinis. Deux coefficients de comportement sont utilisés à savoir $R=2$, tel que préconisé par le RPA, et les valeurs de R issues de la loi puissance. Les fonctions d'état limites sont dictées par les domaines de dommages associés au déplacement spectral S_d . La variable aléatoire, liée à l'action sismique est générée par une loi de distribution Gamma, déduite d'une analyse statistique effectuée sur un échantillon de pics d'accélération, obtenu à partir de 45 accélérogrammes enregistrés suite au séisme de Boumerdès en 2003. Les résultats ont mis en évidence une redistribution des probabilités de risque d'apparition de dommages, entre la valeur de $R = 2$, et les valeurs issues de la loi puissance. Par ailleurs, les résultats ont montré que la probabilité d'apparition des dommages est très sensible à la variation de la hauteur et de la zone sismique pour des hauteurs du support inférieures à 21m. Au-delà de cette hauteur, la probabilité d'apparition des dommages tend à se stabiliser pour les deux valeurs de R . Ce travail de recherche riche en résultats et recommandations qui peuvent sans aucun doute être des forces de propositions pour les futures corrections du Règlement Parasismique Algérien, peut encore ouvrir des pistes sur :

- La prise en compte de l'effet de l'interaction sol structure ISS.
- La prise en compte d'autres types de supports (fût en tour) avec inertie constant et inertie variable.

Références bibliographiques

- Abd-Elhamed, A., Mahmoud, S. Alotaibi, KS Analyse non linéaire de bâtiments en béton armé avec différentes hauteurs et systèmes de plancher. *SciRep* 13, (2023) 14949. <https://doi.org/10.1038/s41598-023-41656-7>.
- Aghayari, R., Dardaei, S. Evaluating the effect of the thickness and yield point of steel on the response modification factor of RC frames braced with steel plate. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 22 (2018) 1865-1871. doi:doi.org/10.1007/s12205-017-1750-z.
- Aghayari, R., Keykhosravi, A., Evaluating response modification factor (R) of reinforced concrete frames with chevron brace equipped with steel slit damper. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 21 (2017) 1417-1423.
- Ahmadi, H., Mohammadi, A. A. H. Yeganeh, Probability density functions of SCFs in internally ring-stiffened tubular KT-joints of offshore structures subjected to axial loading. *Thin-Walled Structures*. 94 (2015) 485-499.
- Aliche, A. Contribution à l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie. Thèse doctorat, Université -Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Algérie. (2016).
- Aliche, A., Hammoum, H. Bouzelha, K. Mecano-reliability analysis applied to RC tank under seismic loads according to the Algerian seismic standard. *Asian Journal of Civil Engineering*. 20(3) (2019) 395-408.
- American Water Works Association (AWWA). Circular Prestressed Concrete Water Tanks with Circumferential Tendons, .AWWAD-115, . (1995).
- American Water Works Association (AWWA). Wire- and Strand-Wound Circular, Prestressed Concrete Water Tanks, .AWWA D-110, . (1995).
- American Water Works Association AWWA. Welded Steel Tanks for Water Storage. AWWA D-100, . (2005).
- Aoues, Y. Optimisation fiabiliste de la conception et de la maintenance des structures. Thèse doctorat, Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II, (2008).
- ASCE, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-16, American Society of Civil Engineering Reston, USA. (2016).
- Association-Française-de-Normalisation, Règles de construction parasismique: règles PS applicables aux bâtiments dites règles PS 92. Association française de normalisation, (1995).
- ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings. Redwood City (CA): Applied Technology Council. (1996).

- BAEL 99., règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, DTU P. (2000).
- Ballio, G., Perotti, F. Rampazzo, L. Setti, P. Determinazione del fattore di struttura per costruzioni metalliche soggette a carichi assiali. II Convegno nazionale ANIDIS, L'ingegneria Sismica in Italia. (1984).
- Bertero, V. V. State-of-the-art report: Ductility based structural design. In: Proceedings of Ninth world conf. earthquake eng. (1988).pp. 673-686.
- Comeau, G., Velchev, K. Rogers, C. A. Development of seismic force modification factors for cold-formed steel strap braced walls. Canadian Journal of Civil Engineering. 37(2) (2010) 236-249. doi:10.1139/109-153.
- Committee, A. Seismic Design of Liquid-containing Concrete Structures (ACI 350.3-01) and Commentary (ACI 350.3 R-01): An ACI Standard. American Concrete Institute. (2001).
- Como, M. , Lanni, G. Aseismic toughness of structures. Meccanica. 18 (1983) 107-114.
- Cosenza, E., De Luca A., Faella, C. Piluso, V. A rational formulation for the q-factor in steel structures. In: Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering. Japan Association for Earthquake Disaster Prevention. (1988).pp. 1155-1160.
- Consenza E., De Luca A., Faella C., Mazzolani F M. On a simple evaluation of structural coefficients in steel structures, proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Sept. (1986); vol.3, pp. 41-48.
- Davidovici, V., Séisme de BOUMERDES, 21 mai 2003, Rapport préliminaire. Dynamique concept, Code APE 741 G. (2003).
- Davidovici, V., & Haddadi, A. Calcul pratique de réservoirs en zone sismique. Annales de l'ITBTP, N° 409. (1982).
- Davidovici,. Génie parasismique. Ed. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées-Paris, France, N° 409. (1985). ISBN/ISSN/EAN : 978-2-85978-083-8.
- DHW de Tizi-ouzou, Plan d'exécution d'un réservoir surélevé de capacité 200 m³. (1990).
- Ditlevsen, O., Madsen, H. O. Structural reliability methods. Vol. 178. Wiley New York, 1996.
- Doneux, C. Étude du mécanisme de transfert des flexions à la jonction poutre poteau dans les structures en portiques mixtes soumises à une action sismique. Thèse de doctorat, Université de Liège, (2002).
- DTR/B-C 2-48-2003.National Seismic Code for Building Design and Construction, R.P.A 99/ V2003. (2003).

- Engineering, N. Z. S. f. E., Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes: Prioritisation, Initial Evaluation, Detailed Assessment, Improvement Measures: Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings. New Zealand Society for Earthquake Engineering, (2014).
- El Hasouni, A. Etude de la réponse sismique de structures en acier considérant l'effet de vitesse d'allongement élevée sur les propriétés mécaniques du matériau. Thèse doctorat université de Liège, Belgique, (2007).
- Fascicule 74. Texte officiel, Construction des réservoirs en béton-Cahier des clauses techniques générales,. (1998).
- Ghateh, R., Kianoush, M. Pogorzelski, W. Seismic response factors of reinforced concrete pedestal in elevated water tanks. *Engineering Structures*. 87 (2015) 32-46. doi:doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.017.
- Giannini, M. C. , Delogu, T. L'indice di criminalità di Sellin e Wolfgang nella teoria generale della misurazione di gravità dei reati. (1982).
- Gieu, S. Ductilité des structures en béton armée. Conservatoire national des arts et métiers Paris,, France, (2012).
- Gioncu, V., Design criteria for seismic resistant steel structures, in *Seismic Resistant Steel Structures*. Springer. (2000), 19-99.
- Gioncu, V., Framed structures. Ductility and seismic response: General Report. *Journal of Constructional Steel Research*. 55(1-3) (2000) 125-154.
- Giuffre, A. , Giannini R., La duttilità nelle strutture in cemento armato. In: ANCE-ANIDIS Conference. (1982).pp. 175-223.
- González, R. M. ,J. B. García, Seismic assessment of the masonry buildings typical of Barcelona using the Risk-UE methodology. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. 28(3) (2012).
- Hachem, R. Etude de la Ductilité de Déplacement des Poteaux en Béton Armé. Thèse de Magister, Université Mentouri, Constantine, (2004).
- Hammoum, H., Aliche, A. Bouzelha, K. Aoues, Y. Amiri, O. Mehani, Y. Fragility analysis of concrete elevated water tanks under seismic loads. *Frattura ed Integrità Strutturale*. 15(57) (2021) 93-113.

- Hammoum, H., Bouzelha, K. Slimani, D. Chapter 8 - Seismic risk of RC water storage elevated tanks: Case study, in Handbook of Materials Failure Analysis with Case Studies from the Chemicals, Concrete and Power Industries, A.S.H. Makhoul and M. Aliofkhaezai, Editors. Butterworth-Heinemann. (2016), 187-216. doi:<https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100116-5.00008-9>.
- Hammoum, H., Bouzelha, K., Hannachi, N. E. Etude au seisme d'un reservoir sureleve en beton arme/seismic analysis of a concrete elevated water tank. In Annales du Bâtiment et des Travaux Publics. Editions ESKA. 68(2) (2016) 10-20.
- Housner, G. W., The behaviour of inverted pendulum structures during earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America. 53(2) (1963) 403-417.
- Housner, G. W., The dynamic behaviour of water tanks. Bulletin of the Seismological Society of America. 53(2) (1963) 381-387.
- Ider, O., Hammoum, H., Bouzelha, K. et Aliche, A. Évaluation du coefficient de comportement d'un char RC surélevé. *Journal de l'Institution of Engineers (Inde) : Série A*, 103 (1) (2022), 1-15.
- Jaiswal, O., D. C. Rai, S. Jain, K. Review of seismic codes on liquid-containing tanks. Earthquake Spectra. 23(1) (2007) 239-260.
- Kassoul, A., Sebai K. Critère de la ductilité locale durant la conception des bâtiments en béton armé. In: Annales du bâtiment et des travaux publics. Editions ESKA. (2011).pp. 55.
- Kato, B., Akiyama H., Seismic design of steel buildings. Journal of the Structural Division. 108(8) (1982) 1709-1721.
- Krawinkler, H., Nassar A. A., Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities. Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings. (1992) 23-39.
- Lemaire, M., Structural reliability. John Wiley & Sons, (2013).
- Louzai, A., Abed A., Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses. Bulletin of Earthquake Engineering. 13 (2015) 1773-1793.
- Masoudi, M., Eshghi, S. M. Ghafory-Ashtiany, Evaluation of response modification factor (R) of elevated concrete tanks. Engineering Structures. 39 (2012) 199-209. doi:doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.015.

- Mazzolani, F., Cosenza, E. DE LUCA, E. On a simple evaluation of structural coefficients in steel structures. In: Proceedings of eight European Conference on earthquake engineering. (1986).
- Mechiche, M. O., Bouheraoua A., Chalah, F. Hellal, O. Bali, A. Global behavior factor of frames with eccentric bracings and relationships with the ductility requirements. *Applied Mechanics and Materials*. 330 (2013) 948-953. doi:doi.org/10.4028/www.scientific.net/ AMM.330.948.
- Mitchell, D., Paultre, P. Tinawi, R. Saatcioglu, M. Tremblay, R. Elwood, K. Adams, J. DeVall, R. Evolution of seismic design provisions in the National building code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 37(9) (2010) 1157-1170. doi:10.1139/110-054.
- Mitchell, D., Tremblay, R. Karacabeyli, E. Paultre, P. Saatcioglu, M. Anderson, D. L. Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 30(2) (2003) 308-327.
- Mouzzoun, M., Moustachi, O. Taleb, A. Evaluation du facteur de comportement pour le calcul parasismique des bâtiments en béton armé (Assessment of the behaviour factor for seismic design of reinforced concrete buildings). *J. Mater. Environ. Sci.* 4(1) (2013) 23-32.
- Mulchandani, C., Amin, J. Assessment of Seismic Response Reduction Factor for RC Shaft Supported Tank. *J. Inst. Eng. India Ser. A* 102, (2021) 75–89. <https://doi.org/10.1007/s40030-020-00487-9>
- Nash, W., Résistance des matériaux. Cours et problèmes, série Schaum. (1994).
- NBCC-1970. National Building Code of Canada, Associate Committee on the National Building Code. (1970).
- NBCC-1971. National Building Code of Canada, Associate Committee on the National Building Code. (1971).
- NBCC-1975. National Building Code of Canada, Associate Committee on the National Building Code (1975).
- NBCC-1990. National Building Code of Canada, Associate Committee on the National Building Code (1990).
- NBCC-1995. National Building Code of Canada, Associate Committee on the National Building Code. (1990).
- NBCC-2005. National Building Code of Canada, Associate Committee on the National Building Code. (2005).

- NBCC-2010. National Building Code of Canada, Associate Committee on the National Building Code (2010).
- Newmark, N. M. ,W. J. Hall, Development of criteria for seismic review of selected nuclear power plants. (1978).
- Newmark, N. M. ,W. J. Hall, Earthquake spectra and design. Engineering monographs on earthquake criteria. (1982).
- Newmark, N. M. ,W. J. Hall. Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. In: Proceedings of the 4th World conference on Earthquake Engineering. (1969).pp. 37-50.
- NF-EN. Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, French Association of Standardization. (2005).
- Normalisation, A. f. d., Règles de construction parasismique: règles PS applicables aux bâtiments dites règles PS 92. Association française de normalisation, (1995).
- NZSEE, The Seismic Assessment of Existing Buildings: Technical Guidelines for Engineering Assessments. Part C-Detailed Seismic Assessment. Part C8-Unreinforced Masonry Buildings. (2017).
- Palazzo, B. Fraternali, F. L'uso degli spettri di collasso nell'analisi sismica: proposta per una diversa formulazione del coefficiente di struttura. In: 3rd National Symposium on l'Ingegneria Sismica in Italia, Roma. (1987).pp. 425-436.
- Park, R., Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. Bulletin of the new Zealand society for earthquake engineering. 22(3) (1989) 155-166.
- Park, R. , Paulay, T. Chapter 6 : Ultimate Deformation and Ductility of Members with Flexure. Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, NY. (1975) 195-269.
- Patel, K. N. , Amin, J. A. Performance-based assessment of response reduction factor of RC-elevated water tank considering soil flexibility: a case study. International Journal of Advanced Structural Engineering. 10(3) (2018) 233-247.
- Patel, T., Amin, J. Patel, B. Evaluation response reduction factor of RC framed staging elevated water tank using static pushover analysis. International Journal of Civil & Structural Engineering. 4(3) (2014) 215-226.
- Priestley, M., Wood, J., Davidson, B. Seismic design of storage tanks. Bulletin of the new Zealand society for earthquake engineering. 19(4) (1986) 272-284.

Références bibliographiques

- Rafieeraad, M., Kianoush, M.R. and Moslemi, M. Nonlinearbehavior of ground-supportedcircularreinforcedconcrete tanks. Canadian Journal of Civil Engineering. 48(2) (2021). 220-232. <https://doi.org/10.1139/cjce-2019-0583>.
- Règlement de Construction Parasismique, R. R., RPS 2000-version 2011. Ministère de l'Habitat et de la Politique de la Ville. Rabat, Morocco. (2011).
- Roux, J., Résistance des matériaux par la pratique. Eyrolles, (1995).
- Setti, P., A method to compute the behaviour factor for construction in seismic zones. Costruzioni Metalliche. 37(3) (1985) 128-139.
- Shdeed, E. , Kassoul, A. Prise en compte de la ductilité dans les méthodes de renforcement des anciens bâtis. Damas. Univer. J. Eng. Sci. 18 (2002) 27-45.
- Soubra, A. H., Massih, D. Y. A. Probabilistic analysis and design at the ultimate limit state of obliquely loaded strip footings. Geotechnique. 60(4) (2010) 275-285.
- Standard, B. Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance. Part. 1 (2005) 1998-1.
- William A. N., Série schaum: Résistance des matériaux 2, cours et problèmes. Paris: Ed McGRAW-HILL, (1992).

Résumé

Une structure peut être conçue pour résister à un séisme donné sans subir aucun dommage et ce en absorbant l'énergie sismique par un comportement élastique. Cependant, une telle conception ne serait pas économique. Il serait plus réaliste d'admettre un risque de dommage contrôlable et réparable, sans entraîner l'écroulement de la structure. Il faut donc procurer à la structure une capacité à se déformer de manière ductile au-delà de sa limite élastique et lui permettre ainsi l'absorption d'une grande partie de l'énergie sismique par un comportement non élastique de certains éléments de la structure, sans grand dommage. Afin de permettre à l'ingénieur concepteur de tenir compte des différentes non linéarités, les règlements modernes (codes européens EC8, RPA99/v2003,... etc.) préconisent de réduire les forces issues d'un calcul élastique linéaire en faisant appel à un coefficient appelé «coefficient de comportement R». Ce coefficient prend une valeur unique ($R=2$) dans le RPA, pour les réservoirs surélevés. Or des études récentes font état d'une variation de ce coefficient R en fonction de la hauteur du support, de la capacité du réservoir, de la zone sismique et du site de sol.

Dans cette perspective, nous avons développé une approche visant à estimer le coefficient de comportement (R) d'un réservoir surélevé en béton par une approche linéaire, en faisant appel aux méthodes énergétiques et par approche non linéaire en utilisant la méthode « Pushover ». Notre étude propose une démarche plus réaliste de l'évaluation de ce coefficient, en tenant compte de la hauteur du support du réservoir, de la zone sismique et du site d'implantation. Une relation de type loi puissance est définie pour estimer au plus juste le coefficient de comportement (R), pour chaque capacité de stockage du réservoir.

Le concept d'analyse probabiliste et la notion de dommages sont utilisés pour analyser les probabilités de d'apparition de dommages du réservoir surélevé faisant l'objet d'étude, dans chacun des domaines prédéfinis. Deux coefficients de comportement sont utilisés, à savoir $R=2$, tel que préconisé par le RPA, et les valeurs de (R) issues de la loi puissance. Les fonctions d'état limites sont dictées par les domaines de dommages associés au déplacement spectral S_d . La variable aléatoire liée à l'action sismique est générée par une loi de distribution Gamma, déduite d'une analyse statistique effectuée sur un échantillon de pics d'accélération. Les résultats ont montré que la probabilité d'apparition des dommages est très sensible à la variation de la hauteur et de la zone sismique pour des hauteurs du support inférieures à 21m. Au-delà de cette hauteur, la probabilité d'apparition de dommages tend à se stabiliser. Par ailleurs, une redistribution des probabilités de risque d'apparition de dommages, entre la valeur de $R = 2$, et les valeurs issues de la loi puissance est constatée.

Mots-clés : Réservoirs surélevés, coefficient de comportement (R), ductilité, approche linéaire, approche non linéaire, dommages, analyse probabiliste.

Abstract

A structure can be designed to resist to a given earthquake without suffering any damage by absorbing seismic energy through elastic behaviour. However, such a design would not be economical. It would be more realistic to admit a risk of controllable and repairable damage without causing the collapse of the structure. Therefore, we must provide to a structure the ability to deform ductilely beyond its elastic limit, allowing it to absorb a significant portion of seismic energy through non-elastic behavior of certain structural elements, without significant damage. In order to allow the designing engineer to account for various nonlinearities, modern regulations (European codes EC8, RPA99/v2003, etc.) recommend reducing the forces derived from linear elastic analysis by using a coefficient called the behaviour coefficient (R). This coefficient takes a single value ($R=2$) in the RPA for elevated tanks. However, recent studies report a variation of this coefficient R depending on the height of the support, tank capacity, seismic zone, and location site.

In this perspective, we have developed an approach aimed at to estimate the behaviour (R) coefficient of an elevated concrete tank through both linear using energetics methods and a non-linear approach using the “Pushover” method. Our study proposes a more realistic approach to evaluating this coefficient, taking into account the tank support height, seismic zone, and location site. A power-law relationship is defined to estimate the behaviour (R) coefficient more accurately for each tank storage capacity.

The concept of probabilistic analysis and the notion of damaged are used to analyse the probabilities of damage occurrence in the studied elevated tank, within predefined domains. Two behaviour coefficients are used, namely $R=2$, as recommended by the RPA, and the values of (R) derived from the power-law relationship. The limit state functions are determined by the damage domains associated with spectral displacement S_d . The random variable related to seismic action is generated by a Gamma distribution, deduced from a statistical analysis conducted on a sample of acceleration peaks. The results have shown that the probability of damaged occurrence is highly sensitive to the variation of the pedestal height and seismic zone for pedestal heights below 21m. Beyond this height, the probability of damage occurrence tends to stabilise. Furthermore, a redistribution of risk probability of damage occurrence between the value of $R=2$ and values derived from the power-law relationship is observed.

Keywords: Elevated tank, behaviour (R) coefficient, ductility, linear approach, nonlinear approach, damage, probabilistic analysis.