

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de
Master professionnel en Génie Civil

Option : constructions Hydrauliques et Aménagements

Thème

Analyse mécano-fiabiliste d'un réservoir posé au sol
selon l'Eurocode – application au RPOA

Présenté par :

M^{elle} MAZARI TASSADIT

Mr. CHELLI MOH SAID

Encadré par :

Mr. HAMMOUM HOCINE

Promotion :2021/2022

Remerciements

Nos remerciements s'adressent en premier lieu à Mr HAMMOUM Hocine, professeur au département de Génie Civil pour la qualité de son encadrement, sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant la préparation de ce mémoire.

Nous adressons également nos remerciements à Madame Bouzelha Karima, Professeur au département de génie civil pour nous avoir fait bénéficier de ses compétences, pour sa disponibilité et son aide précieuse.

Nos remerciements vont également à Mr Aliche Amar, Enseignant au département de génie civil qui nous a beaucoup aidé et qui a toujours répondu présent.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de la promotion CHA pour la qualité de leur Enseignement, leur générosité et la grande patience a notre égare.

Nos plus vifs remerciements pour nos chers parents pour leur soutien, encouragement et leur patience.

On tient à remercier tous les membres du jury pour avoir accepté de juger ce travail. Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui ont contribués de près ou de loin à la bonne réalisation de ce mémoire.

Figure 1.1 : Carte des zones sismiques Algériennes	8
Figure1.2 : Carte des zones sismiques algériennes	8
Figure1.3 : Spectres de réponse élastique pour les sols des classes S1 à S4 selon RPA	11
Figure 1.4 : Spectre de réponse composante horizontale	12
Figure 1.5 : Spectre de réponse composante verticale	13
Figure 1.6 : Spectre de dimensionnement.....	14
Figure 2.1 : Valeur de μ /m en fonction d'H/R (EN 1998-4).....	18
Figure 2.2 : Coupe horizontale de la paroi circulaire du réservoir.....	20
Figure 2.3 : Coupe transversale du réservoir posé au sol.....	22
Figure 3.1 : état du réservoir sous l'effet de l'accélération du sol	32
Figure 3.2 : Hauteur des vagues d_{max}	34
Figure 3.3 : Contrainte de compression du béton	34
Figure3.4 : Illustration de la simulation de Monté Carlo	35
Figure 3.5 : Eprouvette cylindrique standard pour le test d'écrasement	39
Figure 3.6 : Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo	41
Figure 3.7 : Test de convergence.....	42
Figure 3.8 : Courbe de fragilité pour le ballonnement.....	43
Figure 3.9 : Courbe de fragilité pour le renversement.	44
Figure 3.10 : Courbe de fragilité pour la contrainte de compression	45
Figure 3.11 : Courbe de fragilité pour la contrainte de traction.	46

Tableau 1.1 : Classification des sites selon RPA99 / vs 2003	5
Tableau 1.2 : Catégorie des sites selon (RPOA 2008).....	6
Tableau 1.3 : Classification des ouvrages selon RPA99	6
Tableau 1.4 : Classification des ponts	7
Tableau 1.5 : Classification des zones sismiques selon (RPA99).....	7
Tableau 1.6 : Classification des zones sismiques selon (RPOA).....	9
Tableau 1.7 : Coefficient d'accélération de zone A selon RPA99.....	9
Tableau 1.8 : Coefficient d'accélération de zone A	9
Tableau 1.9 : Valeur du Pourcentage d'amortissement critique ξ selon RPA	10
Tableau 1.10 : Valeur des Périodes caractéristiques associées T1, T2	10
Tableau 1.11 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale	12
Tableau 1.12 : Valeurs de T1, T2 pour la composante verticale	13
Tableau 2.1 : Valeur de m_i/m ; m_c/m ; h_i/h ; h_c/h ; h_i'/h et h_c'/h en fonction de H/R (EN 1998-4)	18
Tableau 2.2 : Caractéristiques géométriques du réservoir	21
Tableau 2.3 : valeurs des paramètres pour le spectre du RPA(2003)	22
Tableau 2.4 : valeurs des paramètres pour le spectre du RPOA(2008).....	22
Tableau 2.5 : Calcul de l'accélération $S_e(T_{imp})$	23
Tableau 2.6 : Calcul de la pression d'impulsion	23
Tableau 2.7 : Calcul des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions.....	24
Tableau 2.8 : Calcul de la pression convective	24
Tableau 2.9 : Calcul des moments de flexion sollicitant les actions convectives	25
Tableau 2.10 : Etat limite ultime de stabilité.....	25
Tableau 2.11 : Hauteur maximale des vagues	26
Tableau 2.12 : Calcul de l'accélération $S_e(T_{imp})$	26
Tableau 2.13 : Calcul de la pression d'impulsion	26
Tableau 2.14 : Calcul des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions.....	27
Tableau 2.15 : calcul de la pression convective	27
Tableau 2.16 : Calcul des moments de flexion sollicitant les actions convectives	28
Tableau 2.17 : Etat limite ultime de stabilité.....	28
Tableau 2.18 : Hauteur maximale des vagues	28
Tableau 2.19 : tableau récapitulatif	29
Tableau 3.1 :Nature des variables utilisées dans le calcul probabiliste	37
Tableau 3.2 : Coefficient d'accélération de zone selon RPA99	38
Tableau 3.3 : coefficient d'accélération de zone A selon RPOA.....	38
Tableau 3.4 : Probabilité de défaillance P_f en fonction de C_v Etat limite de Ballotement	43
Tableau 3.5 : Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs (Bénadache, Benabi, 2018)	44

Liste des tableaux

Tableau 3.6: Probabilité de défaillance Pf en fonction de Cv Etat limite de renversement.	44
Tableau 3.7 : Probabilité de défaillance Pf en fonction de Cv Etat limite de compression.....	45
Tableau 3.8: Probabilité de défaillance Pf en fonction de Cv Etat limite de traction	45

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 1 : Etat de l'art

Introduction	3
1.1. Contexte d'étude	3
1.2 Présentation des règlements RPA (2003) et RPOA (2008).....	4
1.2.1 Règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003)	4
1.2.2 Règlement parasismique algérien (RPOA)	4
1.3 Comparaison de la classification des sites	4
1.3.1 Classification des sites selon RPA99 / vs 2003	5
1.3.2 Classification des sites selon (RPOA 2008).....	5
1.4 Classification des ouvrages selon leur importance.....	6
1.4.1 Classification des ouvrages selon RPA99.....	6
1.4.2 Classification des ouvrages selon RPOA(2008)	7
1.5 Classification des zones de sismicité.....	7
1.5.1 Classification des zones selon RPA99	7
1.5.2 Classification des zones sismiques selon RPOA(2008)	8
1.6 Coefficient d'accélération de zone	9
1.6.1 Coefficient d'accélération de zone	9
1.6.2 Coefficient d'accélération de zone	9
1.7 Spectres de réponse	10
1.7.1 Spectre de réponse du RPA(2003).....	10
1.7.2 Spectre de réponse du RPOA(2008).....	11
1.7.3 Spectre de réponse inélastique.....	14
1.7.3.1 Coefficient de comportement	14
Conclusion.....	15

Chapitre 2 : Analyse hydrodynamique d'un réservoir posé au sol avec la méthode NF EN 1998-4

Introduction	16
2.1. Position du problème.....	16
2.2 Exposé de la méthode NF EN 1998-4 (Eurocode 8).....	17
2.2.1. Calcul des actions d'impulsion	17
2.2.2 Calcul des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions	18
2.2.3 Calcul des actions convectives	19
2.2.5 Calcul de la hauteur maximale de la vague.....	19
2.2.6 Calcul des contraintes verticales dans la paroi.....	20
2.2.7 Calcul de la stabilité	21

2.3. Etude de cas.....	21
2.3.1 Application de la méthode NF EN 1998-4 sous spectre du RPA(2003).....	23
2.3.1.1 Calcul de l'accélération $S_e(T_{imp})$	23
2.3.1.2 Calcul de la pression d'impulsion.....	23
2.3.1.3 Calcul des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions	23
2.3.1.4 Calcul de la pression convective.....	24
2.3.1.5 Calcul des moments de flexion sollicitant les actions convectives	24
2.3.1.6 Etat limite ultime de stabilité	25
2.3.1.7 Calcul de la hauteur maximale de la vague.....	25
2.3.2 Application de la méthode NF EN 1998-4 sous spectre du RPOA(2008)	26
2.3.2.2 Calcul de la pression d'impulsion.....	26
2.3.2.3 Calcul des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions	27
2.3.2.4 Calcul de la pression convective.....	27
2.3.2.5 Calcul des moments de flexion sollicitant les actions convectives	27
2.3.2.6 Etat limite ultime de stabilité	28
2.3.2.7 Calcul de la hauteur maximale de la vague.....	28
2.3.3 Comparaison des résultats des deux règlements et interprétation.....	29
Conclusion	30

Chapitre 3 : Analyse fiabiliste du réservoir d'étude

Introduction	31
3.1.Contexte fiabiliste	31
3.2.Mode de ruine et fonction d'états limites	32
3.2.1 Renversement.....	32
3.2.2.Ballotement	32
3.2.3.Etat limite de compression	33
3.2.4. Etat limite de traction	33
3.3.Méthode de Monté Carlo (Dehmous. 2007).....	34
3.4.Identification des variables	35
3.5.Génération des variables aléatoires	37
3.6.Résultats et interprétation.....	41
3.6.1.Analyse fiabiliste avec la méthode NF EN 1998-4 (Eurocode 8)	41
Conclusion	46
Conclusion générale	48
Références bibliographiques	

Les risques naturels sont à l'origine de situation socio-economique couteuse et quelque fois graves en termes de nombre de victimes et de blessés. Dans la famille des risques naturels le séisme occupe un problème d'actualité provoquant systématiquement des dégâts dans les structures de génie civil en général et les ouvrages hydrauliques en particulier. Les dommages rencontrés dans les structures en béton armé sous sollicitations sismiques diffèrent selon le type de contreventement choisi. Dans le cas des structures contreventées par portiques, les dommages se traduisent par éclatement des nœuds poteaux poutre, flambement des barres dans les poteaux ou rupture d'effort tranchant dans les colonnes ou poutres. En ce qui concerne les structures contreventées par voiles, comme le cas des réservoirs, les dommages se produisent généralement par excès de compression en rive de voile ou bien par effort tranchant.

Les séismes survenus en Algérie ces dernières années (El asnam 1980, Oued djer 1988, Tipaza 1989, Mascara 1994 et Boumerdes 2003) ont mis en évidence l'importance du génie parasismique dans la protection des vies humaines et des biens matériels. Cela a conduit à la révision des règlements Parasismiques algériens, (RPA) a plusieurs reprises (RPA 81, RPA 88, RPA99 et RPA 2003), et RPOA(2008) tenant compte à chaque fois du retour d'expérience de près de trois décennies de pratique. Malgré ces diverses actualisations, les ouvrages hydrauliques en général et les réservoirs de stockage en particulier ne sont pas abordés dans ces règlements, si bien que pour leur conception et calcul, l'ingénieur civil est conduit, dans la majorité des cas, à recourir à une approche basée sur des règlements étrangers (Hammoum et al., 2010) et les méthodes développées par différents chercheurs comme Housner 1957, Hunt et Priestley 1978, Jacobson et Ayre 1949, ainsi que la méthode de l'Eurocode 8.

Dans le cadre de ce mémoire nous nous intéresserons à l'analyse hydrodynamique d'un réservoir posé au sol, en appliquant la méthode NF EN 1998-4 de l'Eurocode 8. Différents spectres seront considérés, à savoir les spectres du RPA 2003 (élastiques et inélastique) et les spectres du RPOA (2008) (élastiques et inélastique), pour évaluer les moments, les contraintes et le ballotement à la surface libre du réservoir. Une initiation à la fiabilité est abordée pour voir l'état de contrainte prédominant sous l'Eurocode 8 et les deux spectres A cet effet nous avons structuré le manuscrit en trois chapitres :

Le premier chapitre, est consacré à un état de l'art sur le comportement linéaire et non linéaire des structures de génie civil, avec une présentation des deux règlements RPA (2003) et RPOA (2008).

Dans le cadre de second chapitre, nous exposons la méthode de calcul hydrodynamique NF EN 1998-4 de l'Eurocode 8. Une application au cas pratique d'un réservoir circulaire posé au sol est effectuée, en tenant compte des spectres (élastiques et inélastiques) du RPA (2003) et RPOA(2008). Une interprétation et comparaison des résultats sera présentée.

Au troisième chapitre, le concept de fiabilité est introduit avec application de la simulation de Monté Carlo classique pour évaluer la probabilité de défaillance de notre structure vis-à-vis de l'état limite de ballonnement, de renversement, de compression et de traction.

Enfin, une conclusion générale est livrée avec les différentes interprétations et recommandations qui sont dressées.

Introduction

Les règlements de la construction sont en perpétuelle évolution, les techniques de mesure et de calculs ainsi que les retours d'expérience accumulés au fil des siècles permettent aux concepteurs de tenter d'anticiper un grand nombre de sinistres auxquels les bâtiments sont susceptibles d'être confrontés dans leur vie.

Il existe plusieurs règlements parasismiques, dans ce premier chapitre nous présentons les règlements RPA (2003) et RPOA (2008). Pour les besoins de l'étude, nous nous intéressons particulièrement aux spectres élastiques et inélastiques. Par ailleurs, nous accordons une attention particulière au coefficient de comportement R tel que défini par les règlements ainsi que la ductilité.

1.1. Contexte d'étude

L'Algérie et plus particulièrement sa région du nord a une activité sismique importante comme en témoigne les séismes destructeurs de Chlef (El Asnam) de 1954 et 1980 et par la suite celui de Boumerdès 2003. Le risque sismique posé par cette activité sismique est d'autant plus important vu que la région du nord d'Algérie est la plus peuplée du pays et vu que les principales infrastructures s'y trouvent.

Un séisme est un événement violent et imprévisible qui sollicite les structures d'une manière très différente de celles des actions usuelles. Si les structures n'ont pas été conçues pour cette éventualité et construites correctement, des sollicitations sismiques importantes peuvent les endommager fortement jusqu'à la ruine.

Devant le risque posé par cette activité sismique et suite aux dégâts causés par le séisme de Boumerdès 2003, les autorités algériennes s'étaient lancées dans un programme de mise à niveau et de rehaussement de leur réglementation parasismique. Le règlement parasismique Algérien RPA 2003, et le règlement parasismique pour les Ouvrages d'Arts -2008 (RPOA), adopté en 2009, s'inscrivent dans ce contexte et le RPOA s'applique aux ponts routiers et ferroviaires ainsi que les tunnels neufs et existants.

En générale, les structures ont un comportement élastique lorsqu'elles sont soumises à des faibles mouvements du sol, mais il est bien reconnu que les structures sont destinées à résister à de forts mouvement du sol, ces dernières doivent être capables de supporter des déformations inélastiques qui induisent un comportement non-linéaire (ductile).

1.2 Présentation des règlements RPA (2003) et RPOA (2008)

Les règlements parasismiques constituent un ensemble de normes de conception et de documents techniques qui régissent la construction en zones sismiques et qui ont comme objectifs d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut subir la structure durant une secousse sismique.

1.2.1 Règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003)

La première application de loi nationale Algérienne sur la conception de la résistance des bâtiments aux tremblements de terre date de 1983, et ce à la suite du tremblement de terre d'El Asnam 1980 avec une magnitude de 7,3 sur l'échelle de Richter. Le règlement parasismique algérien a par la suite été révisé en 1988, 1999 et 2003 à la suite du tremblement de terre dévastateur de Boumerdes. Ce document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques, et visent à assurer une protection optimale des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

1.2.2 Règlement parasismique algérien (RPOA)

Le règlement parasismique algérien pour les ouvrages d'art (RPOA) contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques.

Ce règlement couvre essentiellement la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par les culées, soit par la flexion des piles. Pour les cas extrêmes de ponts, des approches conservatrices adéquates, basées surtout sur les principes capacité, doivent être adoptées, afin de couvrir les risques issus des particularités de chaque cas et d'éviter l'apparition de mode de rupture fragile.

1.3 Comparaison de la classification des sites

Les propriétés du sol ont un rôle important dans la construction parasismique car les couches de sols situées au-dessus du lit rocheux (bedrock) subissent leur propre excitation par le séisme et jouent un rôle amplificateur pour les ondes transmises. Ce qui se traduit généralement par une augmentation de l'amplitude des enregistrements de la secousse sismique et de sa durée, c'est ce que l'on nomme plus communément l'effet de site.

1.3.1 Classification des sites selon RPA99 / vs 2003

Le règlement (RPA99/v2003) classe les sites en quatre catégories pour lesquelles il adopte des critères de classement à savoir la vitesse de propagation des ondes de cisaillement et la valeur du nombre de coups par essai de pénétration normalisé NSPT, elles sont données dans le tableau 1.1 :

Tableau 1.1 : Classification des sites selon RPA99 / vs 2003

Catégorie	Description	Qc (Mpa)	N	Pl (mpa)	Ep (Mpa)	qu (Mpa)	Vs (m/s)
S1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	> 800
S2	Ferme	> 15	< 1,5	>2	> 20	> 0,4	400 <Vs<800
S3	Meuble	1,5-15	10-50	1 - 2	5- 20	0,1- 0,4	200 <Vs<400
S4	Très meuble	< 1,5	< 10	< 1	< 5	< 0,1	100 <Vs<200

Avec :

Qc : Résistance de pointe du pénétromètre statique ;

N : Nombre des coups moyens non corrigés pour 30cm ;

Pl : Pression limite du plessimètre ;

Ep : Module pression métrique du plessimètre ;

qu : Résistance en compression simple ;

Vs : Vitesse des ondes de cisaillement.

1.3.2 Classification des sites selon (RPOA 2008)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent. Ces catégories sont indiquées dans le tableau 1.4 qui suit :

Tableau 1.2 : catégorie des sites

Catégorie	Description		Qc (Mpa)	N	Pl (mpa)	Ep (Mpa)	qu (Mpa)	Vs (m/s)
S1	Rocheux		--	--	> 5	> 100	> 10	Vs > 800
S2	Ferme	Sable/ gravier	> 15	< 1,5	>2	> 20	--	400 < Vs < 800
		Argile	> 5	--	>2	> 25	> 0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1 - 2 5 - 20	5-20	--	200 < Vs < 400
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	< 1,5	< 10	< 1	< 5	--	100 < Vs < 200
		Argile	< 1,5	--	< 0,5	< 5	< 0,1	

1.4 Classification des ouvrages selon leur importance

Le RPA99 et le RPOA(2008) classent les ouvrages selon leurs importances, et en fonction du risque pour la sécurité des personnes et le risque socio-économique que représenterait leur défaillance.

1.4.1 Classification des ouvrages selon RPA99

Le RPA99 classe les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories (voir tableau 1.3)

Tableau 1.3 : classification des ouvrages selon RPA99

Groupe d'importance	Type d'ouvrage
1A	Ouvrage d'importance vitale comme les bâtiments abritant les centres de décisions stratégique, les établissements de santé, de défense nationale, etc.
1B	Ouvrage de grande importance comme les mosquées, les universités, les constructions sportives, etc.
2	Ouvrage courant ou de moyenne importance comme les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureau de hauteur inférieur à 48 m
3	Ouvrage de faible importance comme les bâtiments agricoles, les bâtiments industriels, les constructions provisoires, etc.

Le RPA adopte une hiérarchie qui évolue des structures d'importance vitale pour la première catégorie, les structures de grandes importances dans la deuxième catégorie, ensuite les

structures courantes dans la troisième, jusqu'au structures de moindre importance pour la quatrième catégorie.

1.4.2 Classification des ouvrages selon RPOA(2008)

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupe.

Tableau1.4 : Classification des ponts

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Pour notre cas les réservoirs sont considérés comme des ouvrages importants du groupe 2.

1.5 Classification des zones de sismicité

Les zones sismiques Selon RPA99/v2003 et RPOA(2008) sont classés en quatre zones. Ces zones sont divisées selon l'aléa sismique local du territoire national algérien. Cet aléa peut être supposé constant.

1.5.1 Classification des zones selon RPA99

Le règlement (RPA) divise le territoire national en 5 zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (pages 12 et 13 du RPA99/v2003) et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par communes (annexe 1 page 85 du RPA99/v2003).

**Tableau1 .5 : Classification des zones sismiques selon (RPA99)
RPA99/vs2003**

Zones de sismicité	Intensité
0	Négligeable
I	Faible
IIa	Moyenne
IIb	Moyenne
III	Elevée

Pour notre cas d'étude, nous allons traiter la zone III de forte sismicité (élevée).illustré dans la figure1.1

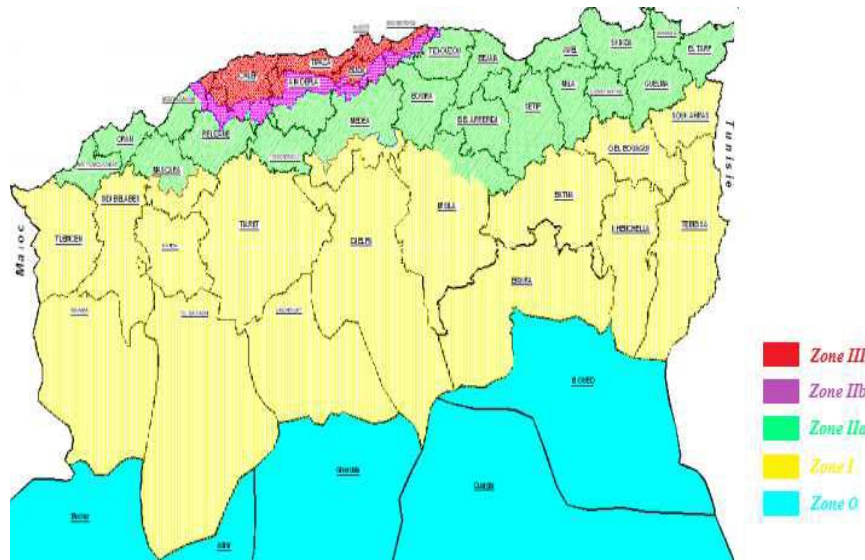


Figure 1.1 : Carte des zones sismiques Algériennes

1.5.2 Classification des zones sismiques selon RPOA(2008)

Le règlement (RPOA) divise le territoire algérien en cinq zones en fonction de l'intensité sismique, tel que l'illustre-le (tableau 1.6) et la figure 1.2 qui suit montre les zones les plus actives situées le long de la cote comme les wilayas de Chlef, Tipaza, Alger, Boumerdès et les parties nord d'Ain Defla et de Blida.

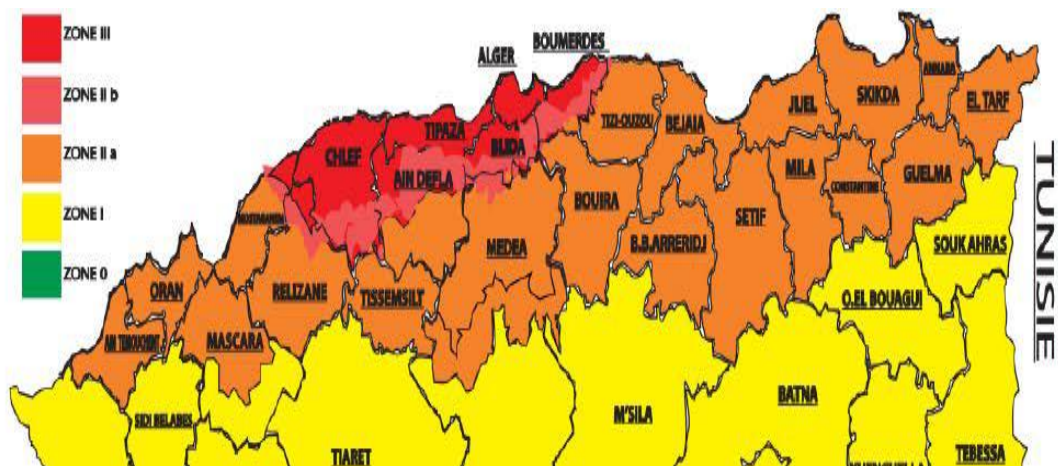


Figure1.2: Carte des zones sismiques algériennes .

**Tableau 1.6 : Classification des zones sismiques selon (RPOA)
RPOA 2008**

Zones de sismicité	Intensité
0	Négligeable
I	Faible
IIa	Moyenne
IIb	Moyenne
III	Elevée

1.6 Coefficient d'accélération de zone

Le niveau de sismicité est représenté dans les deux règlements par un coefficient d'accélération qui représente l'accélération maximale du sol au niveau de la roche. Dans la réglementation ce coefficient dépend de la classification des ouvrages selon leur importance et de la zone sismique.

1.6.1 Coefficient d'accélération de zone selon RPA99/vs2003

Les coefficients d'accélération de zone sont donnés dans le règlement parasismique algérien RPA99/v2003 en fonction de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage. (tableau 1.7)

Tableau 1.7 : coefficient d'accélération de zone A selon RPA99

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

1.6.2 Coefficient d'accélération de zone selon RPOA (2008)

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et l'importance de l'ouvrage est indiqué dans le tableau 1.3 ci-dessous :

Tableau 1.8 : coefficient d'accélération de zone A

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

1.7 Spectres de réponse

1.7.1 Spectre de réponse du RPA (2003)

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les règlements parasismiques algériens adoptent un seul spectre de réponse élastique horizontale.

➤ **Spectre élastique du RPA (2003)**

Le spectre élastique du RPA est formulé comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (1.1)$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

R: Coefficient de comportement de la structure ;

Q: Facteur de qualité ;

η : Facteur de correction d'amortissement

$$n = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad (1.2)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique est donné par le Tableau 1.9 suivant :

Tableau 1.9 : de Valeur du Pourcentage d'amortissement critique ξ selon RPA

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

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, données par le Tableau 1.10 suivant :

Tableau 1.10 : Valeur des Périodes caractéristiques associées T1, T2

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (s)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2 (s)	0,3	0,4	0,5	0,7

Les spectres de réponse élastique pour les sols des classes S1 à S4 selon RPA sont donnés dans la figure 1.3 qui suit :

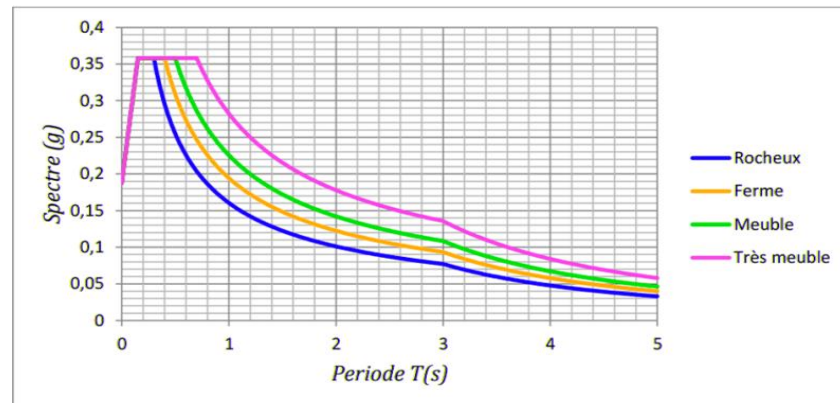


Figure 1.3 : spectres de réponse élastique pour les sols des classes S1 à S4 selon RPA

1.7.2 Spectre de réponse du RPOA (2008)

Le règlement propose deux spectres de calcul de base pour tout le pays, un spectre élastique à être utilisé avec un calcul élastique, pour lequel le coefficient de comportement, noté (q) représentant la ductilité est limité à un ($q=1.0$) ; et un spectre de dimensionnement utilisé pour un calcul en capacité, dans lequel le coefficient de comportement, (q) est supérieur à un ($q>1.0$). Ces spectres de base sont donnés pour les 4 types de sol, et pour différents taux d'amortissement visqueux. En fonction du zonage sismique et du groupe d'importance du pont, le règlement affecte un coefficient d'accélération, A , tels que montrés dans le (tableau 1.8).

➤ Spectre élastique du RPOA (2008)

• Composante horizontale

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donnée en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$\frac{S_{ae}}{g} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (1.3)$$

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/S²) ;

T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site ;

S : coefficient de site ;

A : coefficient d'accélération de zone ;

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$) ;

ξ : taux d'amortissement ;

Tableau1 .11 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,20	0,20
T2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

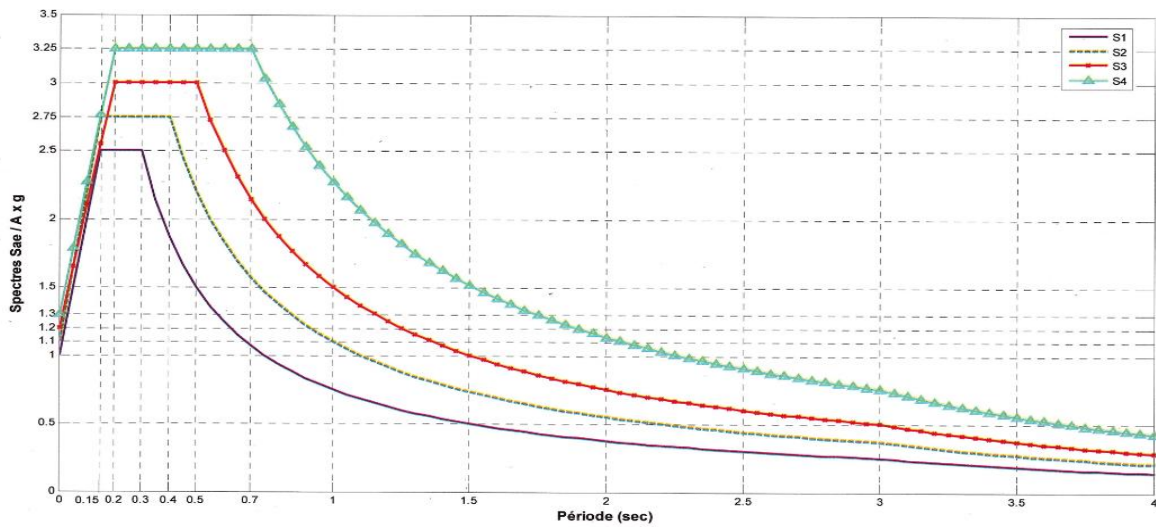


Figure 1.4 : spectre de reponse composante horizontale

- **Composante verticale**

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par la formule (1.4) :

$$Sae^v(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (1.4)$$

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

A : est la coefficient d'accélération de zone

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

α=0,7 pour les zones sismiques I , II a et II b et 1,0 pour la zone sismique III.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau 1.8

Tableau1.12 : valeurs de T1, T2 pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,20	0,20
T2	0,30	0,40	0,40	0,40

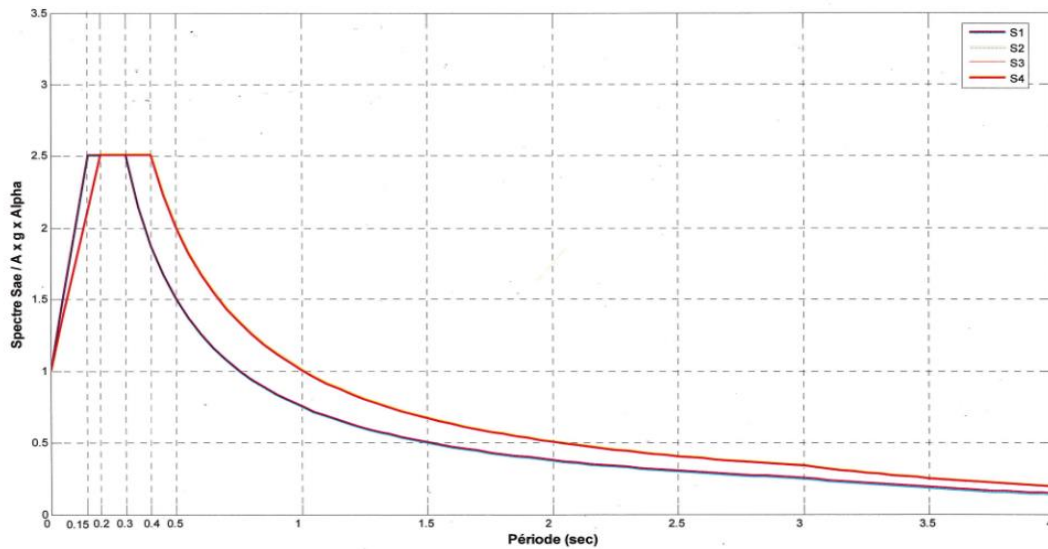


Figure 1.5 : spectre de réponse composante verticale

- **Spectre de dimensionnement**

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donné par :

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} 1.25\eta AgS & 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T2 \leq T \leq 3,0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (1.5)$$

Avec :

η : facteur de correction d'amortissement.

g ; accélération de la pesanteur ($=9,81\text{m/s}^2$)

T_2 ; période caractéristique.

S : coefficient de site.

A : est le coefficient d'accélération de zone

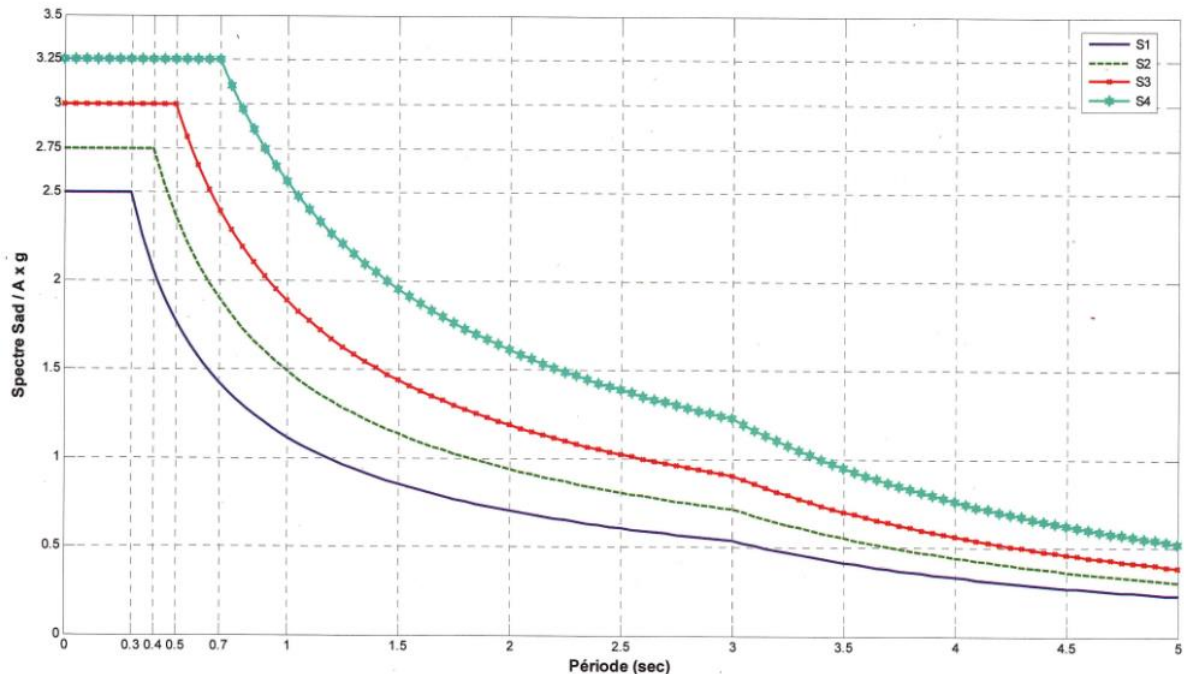


Figure 1.6 : spectre de dimensionnement

1.7.3 Spectre de réponse inélastique

Le spectre de calcul inélastique n'est en fait que le spectre élastique horizontale des deux règlements qui est transformée par l'adoption d'une valeur du coefficient de comportement de la structure $R > 1$ et ce dans le but de prendre en compte l'effet de la ductilité de la structure sur la réponse sismique. Le choix de la valeur de ce coefficient de comportement R n'est pas évident, la plupart des codes réglementaires prennent en compte une valeur forfaitaire unique de ce facteur en fonction de système de contreventement de la structure, et de ses matériaux constitutifs.

1.7.3.1 Coefficient de comportement

Le facteur de comportement R noté (q) dans l'Eurocode 8, dépend de plusieurs paramètres tels que, la ductilité, la période fondamentale de vibration de la structure, la sur-résistance, la redondance de la structure, ainsi que les caractéristiques du mouvement du sol. Ce facteur de comportement R est défini dans le RPA (2003) 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, défini comme suit :

$$R = \mu = \frac{\delta_u}{\delta_e} \quad (1.6)$$

➤ **Ductilité globale de la structure**

La ductilité globale μ d'une structure est définie comme étant la capacité de cette structure à absorber de l'énergie de déformation dans la phase inélastique précédant la rupture sans perte de résistance c'est-à-dire c'est la capacité de la structure et ces différents éléments à se déformer inélastiquement sans perte de résistance et de raideur.

Conclusion

L'objectif de ce premier chapitre est la présentation des deux règlements parasismiques algériens RPA99/vs2003 et RPOA(2008), nous avons également fait un état de l'art sur le comportement de la structure dans la phase élastique et inélastique, et nous avons définis les différents paramètres relatifs au comportement élastique et inélastique de la structure comme la ductilité, le facteur de ductilité, le coefficient de comportement et en fin la courbe de capacité

Introduction

Dans le cadre de ce deuxième chapitre nous nous intéresserons à l'analyse hydrodynamique d'un réservoir posé au sol, en appliquant la méthode NF EN 1998-4 de l'Eurocode 8. Différents spectres seront considérés, à savoir les spectres du RPA 2003 (élastiques et inélastique) et les spectres du RPOA 2008 (élastiques et inélastique), pour évaluer les moments, les contraintes et le ballotement à la surface libre du réservoir

2.1. Position du problème

Les problèmes d'interaction fluide structure se sont posés très tôt aux ingénieurs. Pour le cas des réservoirs, plusieurs approches sont proposées dans la littérature pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir, nous citons :

-La méthode de masses ajoutées de Westergaard : cette méthode suppose que la pression hydrodynamique est nulle au niveau de la surface libre, Westergaard a été le premier à introduire le concept de masses ajoutées pour les barrages. Il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole.

-La méthode de Housner : l'approche développée par Housner (Hammoum et *al.*, 2010) décompose l'action du liquide en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation. Cette méthode a l'avantage d'être plus générale car elle nécessite seulement d'introduction de l'accélération ($Se(T)$) obtenue d'un spectre quel que soit la réglementation utilisée.

-La méthode de Jacobsen et Ayre : l'approche développée par Jacobsen et Ayre (Davidovici & Haddadi, 1982) ; (Lauzin X, 2013) ne considère que l'action passive de la masse inerte du liquide provoquant des efforts d'impulsion. Cette méthode concerne les réservoirs circulaires d'axe vertical et elle ne définit que des pressions d'impulsion. Donc cette méthode est incomplète et non valide pour un calcul d'ingénieur du fait qu'elle néglige les actions d'oscillations.

-La méthode de l'Eurocode 8 : cette méthode introduit des innovations à l'étude hydrodynamique de réservoir en séparant l'action du fluide contenue par l'adoption d'un spectre fluide amorti à $\xi=0.5\%$, et en adoptant deux période fondamentale une pour l'impulsion (T_{imp}) et une autre convective (T_{conv}).

Lorsqu'un réservoir est couvert et entièrement plein, il n'y a naturellement pas de mouvement relatif du liquide par rapport au réservoir, à la suite d'une excitation sismique. D'un point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble liquide – réservoir constituait une masse

unique. Par ailleurs, dans les réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement ; ce qui conduit à la formation de vagues en surface, entraînant la naissance de contraintes sur les parois. Dans notre cas, nous allons étudier l'action du liquide sur les parois d'un réservoir circulaire posé au sol, en utilisant la méthode NF EN 1998-4 (Eurocode 8), dans laquelle l'action du liquide est décomposée en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation comme définit en haut. Cette méthode sera détaillée dans ce qui suit, avec une interprétation et une comparaison des résultats obtenus en appliquant les différents spectres cités précédemment.

2.2 Exposé de la méthode NF EN 1998-4 (Eurocode 8)

La partie 4 de l'EN 1998-4 traite spécifiquement des dispositions applicables aux réservoirs. Les méthodes d'analyse utilisées pour le dimensionnement des structures doivent permettre d'appréhender correctement la rigidité, la résistance mécanique, la masse et les propriétés géométriques du réservoir. L'approche développée par NF EN 1998-4 (Lauzin X, 2013) (Eurocode 8 partie 4, 1998), décompose l'action du liquide en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation.

2.2.1. Calcul des actions d'impulsion

La force résultante d'impulsion sur la paroi est donné par :

$$P_i = S_e(T_{imp}) m_i \quad (2.1)$$

Avec :

$S_e(T_{imp})$: accélération maximale impulsif du sol [m/s^2] ;

$T(imp)$: période d'impulsion obtenu par la relation (2.2) suivante :

$$T_{imp} = C_i \frac{\sqrt{\rho H}}{\sqrt{s/R\sqrt{E}}} \quad (2.2)$$

ρ : masse volumique du liquide ;

H : hauteur du liquide [m] ;

R : rayon du réservoir [m] ;

s : épaisseur de la paroi de réservoir [m] ;

E : module d'élasticité de YOUNG [Mpa] ;

m : masse de l'eau dans le réservoir [t] ;

m_i : la masse d'impulsion donnée par la figure 2.1 en fonction de H/R (tableau 2.1)

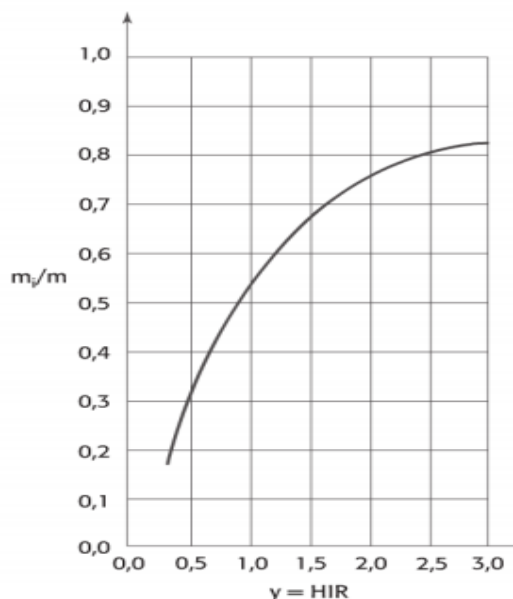


Figure 2.1 : Valeur de m_i/m en fonction d' H/R (EN 1998-4)

Tableau 2.1 : Valeur de m_i/m ; m_c/m ; h_i/h ; h_c/h ; h_i'/h et h_c'/h en fonction de H/R (EN 1998-4).

H / R	C _i	C _c	m_i/m	m_c/m	h_i/h	h_c/h	h_i'/h	h_c'/h
0.3	9.28	2.09	0.176	0.824	0.400	0.521	2.640	3.414
0.5	7.74	1.74	0.300	0.700	0.400	0.543	1.460	1.517
0.7	6.97	1.60	0.414	0.586	0.401	0.571	1.009	1.011
1.0	6.36	1.52	0.548	0.452	0.419	0.616	0.721	0.785
1.5	6.06	1.48	0.656	0.314	0.439	0.690	0.555	0.734
2.0	6.21	1.48	0.763	0.237	0.448	0.751	0.500	0.764
2.5	6.56	1.48	0.810	0.190	0.452	0.794	0.480	0.796
3.0	7.03	1.48	0.842	0.158	0.453	0.825	0.472	0.825

2.2.2 Calcul des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions

- Le moment au-dessus du fond du réservoir (moment de flexion)

$$M_i = m_i S_e (T_{imp}) h_i \quad (2.3)$$

h_i : représente la cote du point d'application au-dessus du fond du réservoir donnée dans le tableau 2.1 ;

- Le moment sous le fond du réservoir (moment de renversement)

$$M_i' = m_i S_e (T_{imp}) h_i' \quad (2.4)$$

h_i' : représente la cote du point d'application sous le fond du réservoir, donnée par le tableau 2.1 ;

2.2.3 Calcul des actions convectives

La résultante des forces d'oscillation exerçant sur la paroi donnée par :

$$P_c = S_e(T_{conv})m_c \quad (2.5)$$

m_c : masse convective en fonction de H/R , donnée dans le tableau 2.1 ;

$S_e(T_{conv})$: accélération maximale convective pour un fluide ;

T_{conv} : La période naturelle de réponse convective donnée par la relation 2.6 :

$$T_{conv} = C_c \sqrt{R} \quad (2.6)$$

Le coefficient C_c est exprimé en $[s/m^{1/2}]$;

R : rayon du réservoir [m] ;

Etant donné qu'il s'agit d'un fluide, le facteur de correction de l'amortissement η est obtenu en fonction du coefficient de correction d'amortissement $\xi=0.5\%$.

2.2.4 Calcul des moments de flexion sollicitant les actions convectives

- Le moment juste au-dessus du fond du réservoir

$$M_C = P_c h_c \quad (2.7)$$

h_c : représente la cote de point d'application au-dessus du fond du réservoir ;

- Le moment sous le fond du réservoir

$$\blacksquare M'_C = P_c h'_c \quad (2.8)$$

h'_c : représente la cote du point d'application sous le fond du réservoir .

2.2.5 Calcul de la hauteur maximale de la vague

Selon l'Eurocode 8 la contribution prédominante pour la hauteur de l'onde de ballotement est assurée par le premier mode fondamental, et l'expression du pic du bord est la suivante :

$$d_{max} = 0,84 \frac{R S_e(T_{conv})}{g} \quad (2.9)$$

2.2.6 Calcul des contraintes verticales dans la paroi

La section de la paroi a une forme d'un anneau, soumise à un effort normal vertical N qui n'est autre que le poids de l'ouvrage sur la base de la paroi et à un moment de flexion dû aux forces horizontales, à savoir la force d'impulsion et la force d'oscillation. Ainsi, la paroi, sous l'action sismique, sera sollicitée en flexion composée.

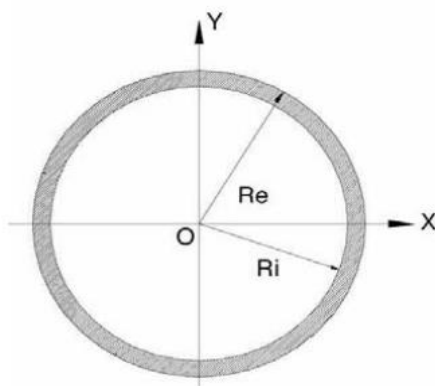


Figure 2.2 : Coupe horizontale de la paroi circulaire du réservoir.

Sur les fibres extrêmes (fibre supérieure et fibre inférieure) de la paroi se développent des contraintes normales verticales (de compression ou de traction), estimées par la relation (2.10) suivante :

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I_x} R_e \quad (2.10)$$

La section horizontale de la paroi circulaire du réservoir s'écrit :

$$\Omega = \pi(R_e^2 - R_i^2) \quad (2.11)$$

Le moment d'inertie I_x de la paroi par rapport à l'axe Ox s'écrit :

$$I_x = \frac{\pi}{4} (R_e^4 - R_i^4)$$

M est le moment de flexion dû à l'action sismique sur la paroi (impulsion et oscillation), et s'écrit :

$$M = M_i + M_c \quad (2.12)$$

N est le poids des différents éléments du réservoir sur la base de la paroi (coupole, paroi et enduits).

2.2.7 Calcul de la stabilité

La stabilité du réservoir vis-à-vis du glissement est calculé conformément au relations qui suit :

- **Le moment stabilisant Ms**

$$M_s = M_t * R_{ext} * g$$

Avec:

M_t: masse du réservoir plein ;

R_{ext}: rayon extérieur de la cuve ;

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/S²) ;

- **Le moment renversant Mr**

$$M_r = M_c' + M_i'$$

Avec :

M_c' : moment de flexion sous le fond du réservoir ;

M_i' : moment de renversement sous le fond du réservoir ;

2.3. Etude de cas

Considérons un réservoir circulaire en béton armé de capacité 250 m³ (figure 2.2), implanté sur un site de sol meuble, classée zone de forte sismicité. Les caractéristiques géométriques du réservoir sont données dans le tableau 2.2 :

Tableau 2.2 : Caractéristiques géométriques du réservoir.

Paramètres	valeurs	unités
hauteur d'eau utile du réservoir (He)	4 ,0	m
hauteur au-dessus du trop-plein	0,30	m
hauteur totale de la paroi	4,65	m
rayon intérieur du réservoir Ri	4 ,5	m

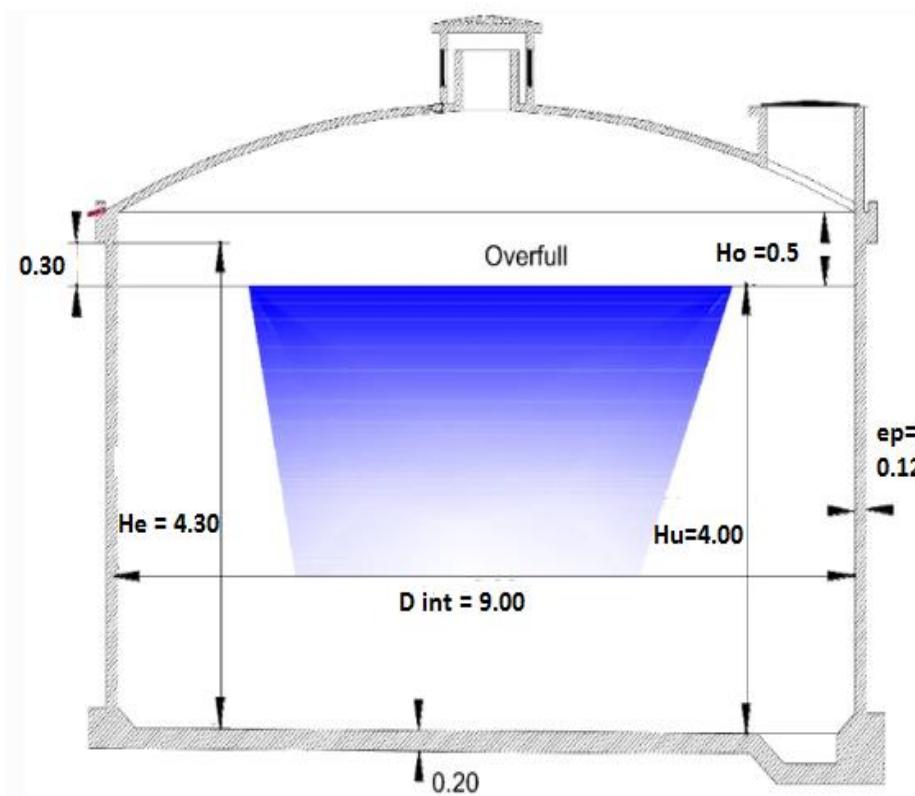


Figure 2.3 : Coupe transversale du réservoir posé au sol.

Tableau 2.3 : valeurs des paramètres pour le spectre du RPA(2003)

Paramètre	Spectre élastique	Spectre inélastique
Coefficient de comportement R	1	2
Taux d'amortissement ξ	5	7
Facteur de qualité Q	1	1
Coefficient d'accélération de zone A	0,3	0,3
Facteur de correction d'amortissement η	1	0,88

Tableau 2.4 : valeurs des paramètres pour le spectre du RPOA(2008)

Paramètre	Spectre élastique	Spectre inélastique
Coefficient de comportement q	1	2
Taux d'amortissement ξ	5	7
Coefficient du sol S	1,2	1,2
Coefficient d'accélération de zone A	0,3	0,3
Facteur de correction d'amortissement η	1	0,88

2.3.1 Application de la méthode NF EN 1998-4 sous spectre du RPA(2003)

2.3.1.1 Calcul de l'accélération $S_e(T_{imp})$

L'accélération d'impulsion est calculée conformément à la relation (1.1) présentée dans le chapitre 1. Les résultats sont présentés dans le tableau (2.5) qui suit :

Tableau 2.5: calcul de l'accélération $S_e(T_{imp})$.

Paramètres	Valeurs	unités
Le coefficient C_i	6,56	
épaisseur de la paroi du réservoir s	0,12	m
masse volumique du liquide	1	t/m ³
Module d'élasticité du béton E	32164,20	MN/m ²
La période d'impulsion T_{imp}	0,03	s
L'accélération $S_e(T_{imp})$ RPA élastique	4,41	m/s ²
L'accélération $S_e(T_{imp})$ RPA inélastique	3,51	m/s ²

L'accélération d'impulsion obtenue pour le spectre élastique du RPA est supérieure à celle obtenue pour le spectre inélastique.

2.3.1.2 Calcul de la pression d'impulsion

La pression d'impulsion est calculée conformément à la relation (2-1). Le résultat est présenté dans le tableau (2.6) suivant :

Tableau 2. 6: calcul de la pression d'impulsion.

Paramètres	Valeurs	Unités
Rapport H/R	0,9	
La masse d'impulsion m_i	125	t
La pression d'impulsion P_i (RPA élastique)	551,81	KNm
La pression d'impulsion P_i (RPA inélastique)	438,47	KNm

Nous constatons que la pression d'impulsion du spectre élastique est supérieure à celle du spectre inélastique.

2.3.1.3 Calcul des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions

Les moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions sont calculés conformément à deux relations (2-3) et (2-4). Le résultat est présenté dans le tableau (2.7) :

Tableau 2.7 : calcul des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions.

Paramètres	Valeurs	unités
La cote du point d'application au-dessus du fond du réservoir h_i	1,652	m
Le moment juste au-dessus du fond du réservoir M_i (RPA élastique)	911,59	KNm
Le moment juste au-dessus du fond du réservoir M_i (RPA inélastique)	719,09	KNm
La cote du point d'application sous le fond du réservoir h_i'	3,268	m
Le moment sous le fond du réservoir M_i' (RPA élastique)	1803,32	KNm
Le moment sous le fond du réservoir M_i' (RPA inélastique)	1438,17	KNm

On remarque que les valeurs des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions élastiques sont supérieures à celles inélastiques.

2.3.1.4 Calcul de la pression convective

La pression convective est calculée conformément à la relation (2-5). Le résultat est présenté dans le tableau (2.8) :

Tableau 2.8: calcul de la pression convective.

Paramètres	Valeurs	Unités
La masse convective m_c	125	T
Le coefficient C_c	1,54	s/m ^{1/2}
La période convective T_{conv}	3,27	S
L'accélération convective $S_e(T_{conv})$ (RPA élastique)	2,44	m/s ²
L'accélération convective $S_e(T_{conv})$ (RPA inélastique)	1,01	m/s ²
La pression convective P_c (RPA élastique)	304,69	KN
La pression convective P_c (RPA inélastique)	126,38	KN

Les valeurs obtenues en appliquant le spectre élastique sont supérieures à celles obtenues pour le spectre inélastique.

2.3.1.5 Calcul des moments de flexion sollicitant les actions convectives

Les moments de flexion sollicitant les actions convectives sont calculés conformément à deux relations (2-7) et (2-8). Le résultat est présenté dans le tableau (2.9) :

Tableau 2.9 : calcul des moments de flexion sollicitant les actions convectives

Paramètres	Valeurs	Unités
La cote du point d'application au-dessus du fond du réservoir h_c	2,40	m
Le moment juste au-dessus du fond du réservoir M_c (RPA élastique)	732,45	KNm
Le moment juste au-dessus du fond du réservoir M_c (RPA inélastique)	303,31	KNm
La cote du point d'application sous le fond du réservoir h_c'	3,44	m
Le moment sous le fond du réservoir M_c' (RPA élastique)	1048,1	KNm
Le moment sous le fond du réservoir M_c' (RPA inélastique)	434,75	KNm

Les valeurs obtenues en appliquant le spectre élastique sont supérieures à celles obtenues pour le spectre inélastique.

2.3.1.6 Etat limite ultime de stabilité

Le rapport de la stabilité est calculé conformément à la relation (2-14). Le résultat est présenté dans le tableau (2.10) :

Tableau 2.10 : état limite ultime de stabilité.

Paramètres	valeurs	unités
Masse du réservoir plein	302,98	t
Rayon extérieur du réservoir	4,62	m
Moment stabilisant M_s	13997,59	KNm
Moment de renversement M_r (RPA élastique)	2851,43	KNm
Moment de renversement M_r (RPA inélastique)	1872,92	KNm
Rapport (RPA élastique) $\frac{M_s}{M_r}$	4,91	
Rapport (RPA inélastique) $\frac{M_s}{M_r}$	7,33	

L'ELU de stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement est satisfait pour les deux spectres élastiques et inélastiques du RPA. On remarque que la valeur du facteur de sécurité F_s obtenue pour le spectre inélastique est supérieure à celle du spectre élastique ce que signifie que notre réservoir est plus stable pour le spectre inélastique.

2.3.1.7 Calcul de la hauteur maximale de la vague

La hauteur maximale des vagues est calculée conformément à la relation (2.9). Le résultat est présenté dans le tableau (2.11) :

Tableau 2.11 : la hauteur maximale des vagues.

Paramètres	valeurs	unités
La hauteur des vagues dmax (RPA élastique)	0,94	m
La hauteur des vagues dmax (RPA inélastique)	0,39	m

On remarque que la valeur de la hauteur des vagues obtenue pour le spectre inélastique est raisonnable en comparaison avec celle du spectre élastique.

2.3.2 Application de la méthode NF EN 1998-4 sous spectre du RPOA(2008)

2.3.2.1 Calcul de l'accélération $S_e(T_{imp})$

L'accélération d'impulsion est calculée conformément à la relation (1.3) présentée dans le chapitre 1. Les résultats sont présentés dans le tableau (2.12) qui suit :

Tableau 2.12: Calcul de l'accélération $S_e(T_{imp})$.

Paramètres	Valeurs	unités
Le coefficient C_i	6,56	
épaisseur de la paroi du réservoir s	0,12	m
masse volumique du liquide	1	t/m ³
Module d'élasticité du béton E	32164,20	MN/m ²
La période d'impulsion T_{imp}	0,03	s
L'accélération $S_e(T_{imp})$ RPOA élastique	4,06	m/s ²
L'accélération $S_e(T_{imp})$ RPOA inélastique	2,48	m/s ²

L'accélération d'impulsion obtenue pour le spectre élastique du RPOA est supérieure à celle obtenue pour le spectre inélastique.

2.3.2.2 Calcul de la pression d'impulsion

La pression d'impulsion est calculée conformément à la relation (2-1). Le résultat est présenté dans le tableau (2.13) :

Tableau 2.13: Calcul de la pression d'impulsion.

Paramètres	Valeurs	Unités
Rapport H/R	0,9	
La masse d'impulsion m_i	125	t
La pression d'impulsion P_i (RPOA élastique)	507,67	KNm
La pression d'impulsion P_i (RPOA inélastique)	310,22	KNm

Nous constatons que la pression d'impulsion du spectre élastique est supérieure à celle du spectre inélastique.

2.3.2.3 Calcul des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions

Les moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions sont calculés conformément à deux relations (2-3) et (2-4). Le résultat est présenté dans le tableau (2.14) :

Tableau 2.14 : Calcul des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions.

Paramètres	Valeurs	unités
La cote du point d'application au-dessus du fond du réservoir h_i	1,652	m
Le moment juste au-dessus du fond du réservoir M_i (RPOA élastique)	838,67	KNm
Le moment juste au-dessus du fond du réservoir M_i (RPOA inélastique)	508,77	KNm
La cote du point d'application sous le fond du réservoir h_i'	3,268	m
Le moment sous le fond du réservoir M_i' (RPOA élastique)	1659,06	KNm
Le moment sous le fond du réservoir M_i' (RPOA inélastique)	1017,53	KNm

On remarque que les valeurs des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions élastiques sont supérieures à celles inélastiques.

2.3.2.4 Calcul de la pression convective

La pression convective est calculée conformément à la relation (2-5). Le résultat est présenté dans le tableau (2.15) :

Tableau 2.15: calcul de la pression convective.

Paramètres	Valeurs	Unités
La masse convective m_c	125	T
Le coefficient C_c	1,54	s/m ^{1/2}
La période convective T_{conv}	3,27	S
L'accélération convective $Se(T_{conv})$ (RPOA élastique)	1,25	m/s ²
L'accélération convective $Se(T_{conv})$ (RPOA inélastique)	0,76	m/s ²
La pression convective P_c (RPOA élastique)	155,77	KN
La pression convective P_c (RPOA inélastique)	95,19	KN

Les valeurs obtenues en appliquant le spectre élastique sont supérieures à celles obtenues pour le spectre inélastique.

2.3.2.5 Calcul des moments de flexion sollicitant les actions convectives

Les moments de flexion sollicitant les actions convectives sont calculés conformément à deux relations (2-7) et (2-8). Le résultat est présenté dans le tableau (2.16) :

Tableau 2.16 : Calcul des moments de flexion sollicitant les actions convectives

Paramètres	Valeurs	Unités
La cote du point d'application au-dessus du fond du réservoir h_c	2,40	m
Le moment juste au-dessus du fond du réservoir M_c (RPOA élastique)	374,47	KNm
Le moment juste au-dessus du fond du réservoir M_c (RPOA inélastique)	228,45	KNm
La cote du point d'application sous le fond du réservoir h_c'	3,44	m
Le moment sous le fond du réservoir M_c' (RPOA élastique)	535,84	KNm
Le moment sous le fond du réservoir M_c' (RPOA inélastique)	327,44	KNm

Les valeurs obtenues en appliquant le spectre élastique sont supérieures à celles obtenues pour le spectre inélastique.

2.3.2.6 Etat limite ultime de stabilité

Le rapport de la stabilité est calculé conformément à la relation (2-14). Le résultat est présenté dans le tableau (2.17) :

Tableau 2.17 : Etat limite ultime de stabilité.

Paramètres	valeurs	unités
Masse du réservoir plein	302,98	t
Rayon extérieur du réservoir	4,62	m
Moment stabilisant M_s	13997,59	KNm
Moment de renversement M_r (RPOA élastique)	2194,9	KNm
Moment de renversement M_r (RPOA inélastique)	1344,97	KNm
Rapport (RPOA élastique) $\frac{M_s}{M_r}$	6,38	
Rapport (RPOA inélastique) $\frac{M_s}{M_r}$	10,21	

L'ELU de stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement est satisfait pour les deux spectres élastiques et inélastiques du RPOA. On remarque que la valeur du facteur de sécurité F_s obtenue pour le spectre inélastique est supérieure à celle du spectre élastique ; ce que signifie que notre réservoir est plus stable pour le spectre inélastique.

2.3.2.7 Calcul de la hauteur maximale de la vague

La hauteur maximale des vagues est calculée conformément à la relation (2.9). Le résultat est présenté dans le tableau (2.18) :

Tableau 2.18 : la hauteur maximale des vagues.

Paramètres	valeurs	unités
La hauteur des vagues d_{max} (RPOA élastique)	0,48	m
La hauteur des vagues d_{max} (RPOA inélastique)	0,29	m

On remarque que la valeur de la hauteur des vagues obtenue pour le spectre inélastique est raisonnable en comparaison avec celle du spectre élastique.

2.3.3 Comparaison des résultats des deux règlements et interprétation

Nous allons comparer le résultat de la méthode NF EN 1998-4 de l'Eurocode 8 sous les deux spectres élastiques et inélastiques des deux règlements RPA(2003) et RPOA(2008). Pour ce faire nous allons présenter un tableau récapitulatif (tableau 2.19) :

Tableau 2.19 : tableau récapitulatif

	RPOA		RPA		Rapport	
	élastique	inélastique	élastique	inélastique	élastique	inélastique
Périodes d'impulsion Timp	0,03	0,03	0,03	0,03	1,00	1,00
périodes convectives Tconv	3,27	3,27	3,27	3,27	1,00	1,00
accélération Se(Timp)	4,06	2,48	4,41	3,51	1,09	1,41
accélération Se(Tconv)	1,25	0,76	2,44	1,01	1,95	1,33
La pression Pi	507,67	310,22	551,81	438,47	1,09	1,41
La pression Pc	155,77	95,19	304,69	126,38	1,96	1,33
Le moment de flexion Mi	838,67	508,77	911,59	719,09	1,09	1,41
Le moment de flexion Mc	374,47	228,45	732,45	303,31	1,96	1,33
Le moment de renversement Mi'	1659,06	1017,53	1803,32	1 438,17	1,09	1,41
Le moment de renversement Mc'	535,84	327,44	1048,1	434,75	1,96	1,33
Hauteur des vagues dmax	0,48	0,29	0,94	0,39	1,96	1,33
Le moment stabilisant Ms	13997,59	13 731,64	13997,59	13 731,64	1,00	1,00
Le moment de renversement Mr	2194,9	1344,97	2851,43	1 872,92	1,30	1,39
coefficient de sécurité Fs	6,38	10,21	4,91	7,33	0,77	0,72

- Les périodes d'impulsions (**Timp**) et les périodes convectives **Tconv** obtenues pour les deux règlements RPA(2003) et RPOA(2008) sont identiques quelque soit la nature du spectre ;

- Les accélérations d'impulsion et les accélérations convectives obtenues pour le spectre du RPA sont supérieures à celles obtenues pour le spectre du RPOA.

On constate que le RPA surestime les valeurs des accélérations contrairement au RPOA ;

- Les pressions d'impulsion P_i et les pressions convectives P_c obtenues pour le spectre du RPOA sont inférieures à celles du RPA, pour les deux spectres élastique et inélastique ;
- Les moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions et les moments de flexion sollicitant les actions convectives du RPOA sont inférieurs à celles du RPA, pour les deux spectres élastique et inélastique ;
- Les moments de renversement M_i' et les moments de renversement M_c' obtenues pour le spectre du RPOA sont inférieurs à ceux du RPA, pour les deux spectres élastique et inélastique ;
- La hauteur des vagues d_{max} obtenue pour le spectre du RPOA est inférieure à celle du RPA, pour les deux spectres élastiques et inélastiques. On remarque que la méthode de l'Eurocode 8 sous spectre du RPOA obtient un résultat de la hauteur des vagues raisonnable en comparaison avec le spectre du RPA ;
- Les moments stabilisant M_s obtenues pour le spectre du RPOA et le spectre du RPA sont identiques quelque soit la nature du spectre, quant aux valeurs des moments de renversement M_r obtenues pour le spectre du RPOA sont inférieures à celles du RPA, pour les deux spectres élastique et inélastique ;
- La stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement est satisfaite pour le spectre du RPOA et le spectre du RPA quelque soit la nature du spectre, la stabilité obtenue pour le spectre du RPOA est meilleure par rapport à celle du RPA ;

Conclusion

Pour l'étude hydrodynamique d'un réservoir posé au sol, nous avons présenté la méthode NF EN 1998-4 (Eurocode 8), sous spectres élastiques et inélastiques des deux règlements RPOA(2008) et RPA (2003). Les résultats obtenus nous permettent de conclure que la méthode de l'Eurocode 8 sous spectre inélastique du RPOA est intéressante au vu des résultats très satisfaisants obtenus pour le rapport de stabilité et la hauteur des vagues d_{max} .

Introduction

Après avoir effectué une analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire posé au sol, nous nous intéressons dans ce troisième chapitre à une analyse fiabiliste, pour évaluer la probabilité de défaillance du réservoir d'étude par perte de stabilité à l'état limite ultime (ELU) et par perte de résistance à l'état limite de service (ELS). Pour ce faire, nous allons utiliser la simulation de Monté Carlo classique (Aoues 2008). Nous procédons alors à la définition des différentes fonctions d'états limites et la génération des variables aléatoires. et au calcul de la probabilité de défaillance.

3.1. Contexte fiabiliste

La notion de la fiabilité dans les structures de génie civil et en constructions hydrauliques en particulier est associée à celle de la sécurité (Aoues,2008). De nombreux pays sont confrontés au problème de l'accroissement de la capacité portante de certains de leurs ouvrages avec des budgets de réparation et de confortement de plus en plus restreints. Trouver l'équilibre optimal entre coût et sécurité est aujourd'hui une question qui tend à se généraliser. Aussi, les maîtres d'ouvrage recherchent-ils un tel compromis entre l'assurance d'un ouvrage capable de supporter les charges envisagées avec un degré de sécurité suffisant, et des coûts de réhabilitation les plus bas possibles. La défaillance totale ou partielle d'un ouvrage peut conduire à des pertes, dues à l'effondrement de l'ouvrage ou à son indisponibilité. La fiabilité d'une structure se caractérise quant à elle par la performance de celle-ci à remplir une fonction définie sous des conditions données, pendant une durée fixée et en respectant le niveau de sécurité exigé. Ainsi, le dimensionnement des structures est fondé sur une démarche déterministe dans laquelle l'ensemble des paramètres précités prennent une valeur fixe. Précisément, les paramètres incertains sont décrits par une valeur caractéristique défavorable. Associée à des coefficients de sécurité, l'analyse conduit alors à une réponse ("sûreté" ou "défaillance") vis-à-vis d'un critère donné, qui traduit d'une certaine manière la confiance que l'on peut accorder à ce dimensionnement précis (Ballière A, et al, 2012). La démarche probabiliste en revanche, permet de construire une modélisation dans laquelle, les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires. Ce qui permet d'évaluer la probabilité de défaillance de la structure.

Considérons un réservoir circulaire posé au sol en béton armé (figure 3.1) sous l'effet de l'accélération du sol, quatre modes de ruine différents (états limites) sont envisagés :

- Le renversement
- Ballotement
- Etat limite de compression
- Etat limite de traction

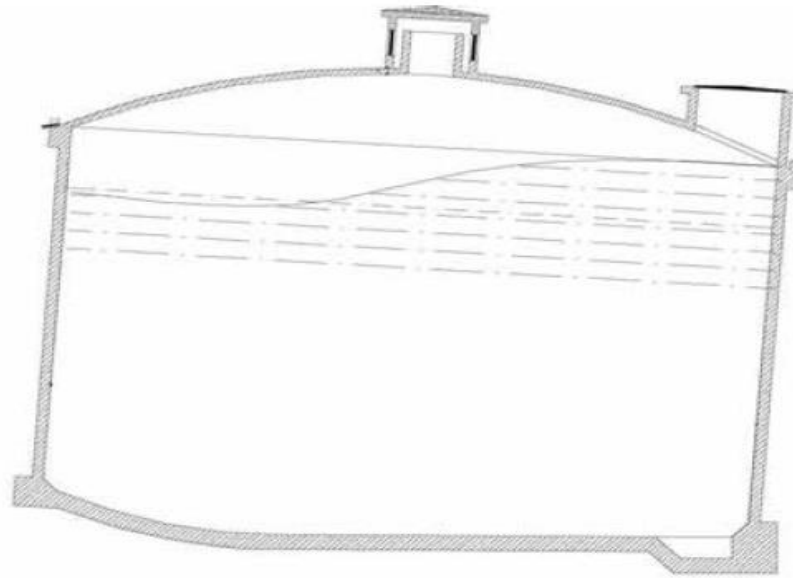


Figure 3.1 : état du réservoir sous l'effet de l'accélération du sol

L'accélération du sol A , est considérée comme variable aléatoire. La probabilité de défaillance ou d'occurrence de l'état limite est alors exprimée par la relation (3.1) qui suit (Lemaire 2005) :

$$P_f = \int f\{X\}(x_1 \dots x_n) d_{x_1} \dots d_{x_n} \quad (3.1)$$

Où $\{x\} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}^t$ est le vecteur aléatoire constitué des variables aléatoires x_i , dont les réalisations sont $\{X\} = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}^t$;

$f_X(\dots)$ est la densité de probabilité conjointe du vecteur aléatoire ;

La résolution analytiquement de l'analyse est difficile voir impossible, pour cela nous faisons appel à des méthodes de simulations de Monté Carlo.

3.2. Mode de ruine et fonction d'états limites

Pour différents mode de ruine retenus, la fonction d'état limite $G(\cdot)$ peut s'écrire sous la forme générale (Aoues, 2008) :

$$\mathbf{G}(\{\mathbf{X}\}) = \mathbf{R}(\{\mathbf{X}\}) - \mathbf{S}(\{\mathbf{X}\}) \quad (3.2)$$

Où :

$\{\mathbf{x}\}$: réalisation du vecteur aléatoire ;

$\mathbf{R}(\cdot)$: résistance de la structure vis-à-vis d'un mode de ruine considéré ;

$\mathbf{S}(\cdot)$: sollicitation agissante ;

$\mathbf{G}(\cdot)$: fonction d'état limite telle que :

$\mathbf{G}(\{\mathbf{x}\}) = \mathbf{0}$ correspond à la surface d'état limite ;

$\mathbf{G}(\{\mathbf{x}\}) > \mathbf{0}$ définit le domaine de sécurité ;

$\mathbf{G}(\{\mathbf{x}\}) < \mathbf{0}$ définit le domaine de ruine ;

3.2.1 Renversement

La fonction d'état limite correspondant au mode de ruine par renversement du réservoir par rapport au point 0 (figure 3.1) est donnée par la relation (3.3) suivante :

$$\mathbf{G}_1(\{\mathbf{X}\}) = \mathbf{M}_r - \mathbf{M}_s \quad (3.3)$$

\mathbf{M}_r : moment renversant par rapport à l'extrémité du réservoir

\mathbf{M}_s : moment stabilisant par rapport a un point a l'extrémité du réservoir

3.2.2. Ballottement

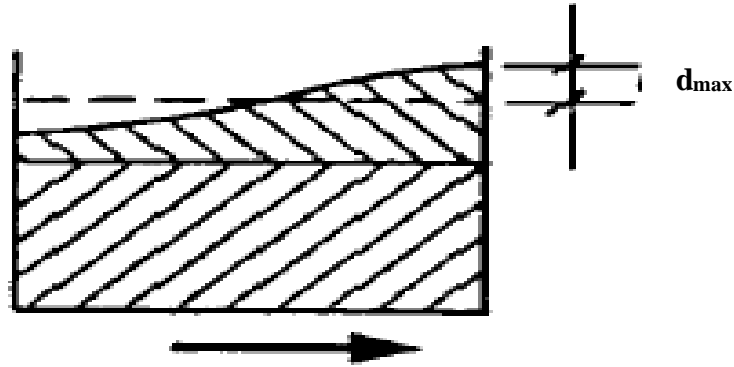
La fonction d'état limite correspondant au mode de ruine par ballottement est donnée par la relation (3.4) qui suit :

$$\mathbf{G}_2(\{\mathbf{X}\}) = \mathbf{d}_{\max} - \mathbf{H}_0 \quad (3.4)$$

\mathbf{d}_{\max} est la hauteur maximale des vagues. Elle est calculée par la relation (2.9) (voir chapitre2) selon (Eurocode 8), (figure 3.2)

\mathbf{H}_0 : est la hauteur calculer par la relation (3.5) suivante :

$$\mathbf{H}_0 = \mathbf{h}_v + \mathbf{h}_{cs} + (\mathbf{H}_e - \mathbf{H}_t) \quad (3.5)$$

Figure 3.2 : hauteur des vagues d_{max}

Avec :

h_v : hauteur au dessus du niveau libre d'eau ;

h_{cs} : hauteur de la ceinture supérieur ;

H_e : hauteur maximale d'eau ;

H_t : hauteur d'eau en fonction de temps ;

3.2.3. Etat limite de compression

La fonction d'état limite correspondant au mode de ruine pour la résistance a la compression est donnée par la relation (3.6) (BEAL)

$$G_3(\{X\}) = \sigma_{bc} - \sigma_{max} \quad (3.6)$$

La contrainte de compression σ_{bc} du béton est calculée comme suite :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (3.7)$$

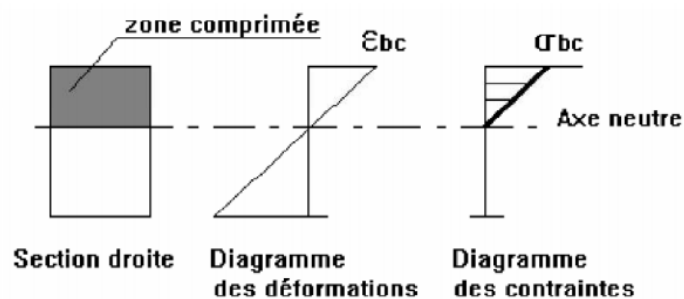


Figure 3.3 : contrainte de compression du béton

3.2.4. Etat limite de traction

La fonction d'état limite correspondant à l'ouverture des fissures sous contrainte de traction est donnée par la relation (3.8) suivante :

$$G_4(\{X\}) = \sigma_{bt} - \sigma_{min} \quad (3.8)$$

D'après le (Fascicule 74) , Les contraintes de traction du béton dans les sections entièrement tendues et celles développées sur la face mouillée des parois, calculées vis-à-vis de l'état limite de service et en section homogénéisée, ne peuvent excéder la valeur σ_{bt} donnée par la relation (3.9) :

$$\sigma_{bt} = 1,1 \varphi f_{t28} \quad (3.9)$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \quad (3.10)$$

- $\varphi = 1$ dans le cas de la traction simple ;
- $\varphi = 1 + (2 e_0)/(3h_0)$ dans le cas de la flexion plane composée, la force de traction extérieure ayant une excentricité inférieure à l'épaisseur h_0 de la paroi ;
- $\varphi = 5/3$ dans les autres cas ;

Nous adoptons dans notre cas $\varphi = 5/3$

3.3. Méthode de Monté Carlo (Dehmous. 2007)

Il s'agit de la technique la plus ancienne et la plus intuitive d'évaluation de la probabilité de défaillance. Basée sur l'application de la loi des grands nombres, elle consiste à déterminer un estimateur de P_f par succession de tirages aléatoires indépendants.

On réalise ainsi un nombre N important de tirages des variables aléatoires en accord avec leur loi de distribution conjointe.

En générale la méthode de Monté Carlo consiste à résoudre un problème déterministe de nombreuse fois pour mettre en place une distribution statistique de la sortie (les variables de sortie : déplacements, contraintes,...). La figure (3.4) suivante illustre le principe de Monte-Carlo classique.

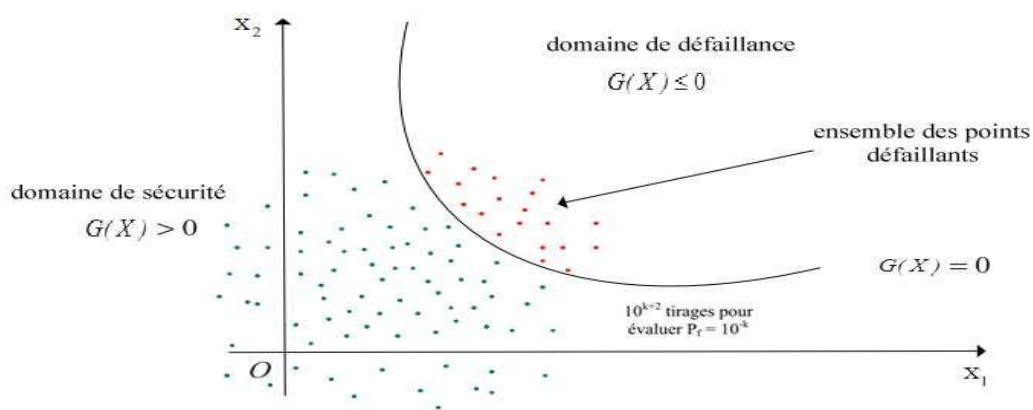


Figure 3.4 : illustration de la simulation de Monté Carlo.

Les valeurs des variables de base (le vecteur $\{X\}$) sont échantillonnées aléatoirement en fonction des distributions de probabilité de $\{X\}$. Le nombre de tirage N_f tombant dans le domaine de défaillance D_f , c'est-à-dire le nombre de tirage satisfaisant la condition de $G(X) \leq 0$, est identifié. La probabilité de défaillance P_f est alors évaluée par la relation (3.11) suivante :

$$P_f = \int_{G(X) \leq 0} f_X(\mathbf{X}) d_{X_1} \dots d_{X_n} = \int_{D_f} f_X(\mathbf{X}) I_{G(X) \leq 0}(\mathbf{X}) d_{X_1} \dots d_{X_n} \quad (3.11)$$

Où $f_X(x)$ est la densité conjointe de probabilité du vecteur aléatoire X et D_f le domaine d'intégration. La fonction $I_{G(X) \leq 0}(\cdot)$ est une fonction d'indicateur identifiant le domaine de défaillance (Lemaire, 2007).

Avec :

$$I_{G(X) \leq 0} = \begin{cases} 1 & \text{si } G(X) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G(X) > 0 \end{cases} \quad (3.12)$$

Pour N_s simulations des vecteurs aléatoires X , la probabilité de défaillance P_f est approchée par la moyenne des :

$$P_i = I_{G(X) \leq 0}(X_i) \quad (3.13)$$

Soit :

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I_{G(X) \leq 0}(X_i) \quad (3.14)$$

3.4. Identification des variables

Les paramètres intervenant dans le calcul hydrodynamique du réservoir posé au sol sont dictés par le phénomène physique et sont représentés dans le tableau 3.1. Les composantes de notre modèle déterministe sont affectées par de nombreuses incertitudes. Pour notre étude fiabiliste deux variables aléatoires seront considérées, à savoir le coefficient d'accélération de zone **A** et la résistance du béton à la compression à 28 jour **fcj**. La variabilité aléatoire de ces paramètres incertains peut jouer un rôle significatif sur la stabilité de l'ouvrage.

Tableau 3.1 : Nature des variables utilisées dans le calcul probabiliste

Symboles	Notation	Unité	Observation
D	Diamètre intérieur de la cuve	[m]	Déterministe
V	Capacité de réservoir	[m ³]	Déterministe
He	Hauteur maximale d'eau	[m]	Déterministe
Vréel	Capacité réelle de réservoir	[m ³]	Déterministe
Ri	Rayon intérieur de du réservoir	[m]	Déterministe
Er	Épaisseur du radier général	[m]	Déterministe
EP	Épaisseur paroi	[m]	Déterministe
G	Accélération de la pesanteur	[m/s ²]	Déterministe
Fcj	Résistance à la compression du béton	[Mpa]	Probabiliste (aléatoire)
Re	Rayon extérieur de du réservoir	[m]	Déterministe
P	Poids par mètre linéaire du réservoir	[Kn/ml]	Déterministe
HO	Hauteur au-dessus de niveau libre d'eau	[m]	Déterministe
Hcs	Hauteur de la ceinture supérieure	[m]	Déterministe
Ht	Hauteur totale du réservoir	[m]	Déterministe
C	La cohésion	[KN/m ²]	Déterministe
Af	Air de la fondation au contact du sol	[m ²]	Déterministe
Φ	Angle de frottement interne du sol de fondation	[°]	Déterministe
Nu	Poids total de réservoir vide	[kN]	Déterministe
Se	Accélération maximale du spectre	[m/s²]	Probabiliste (aléatoire)
γl	Coefficient d'importance	[-]	Déterministe
Agr	Accélération maximale de référence au niveau d'un sol A	[m/s²]	Probabiliste (aléatoire)
Ag	L'accélération de calcul pour un sol de classe A	[m/s²]	Probabiliste (aléatoire)
Q	Facteur de qualité de la structure	[-]	Déterministe
R	Coefficient de comportement global	[-]	Déterministe
H	Facteur de correction d'amortissement	[-]	Déterministe
T	Période fondamentale du réservoir	[s]	Déterministe
T1	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site	[s]	Déterministe
T2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site	[s]	Déterministe
h1*	Niveau d'application des pressions d'impulsion engendrant un moment de renversement	[m]	Déterministe
Hi	Niveau d'application des pressions d'impulsion	[m]	Déterministe
Ho	Niveau d'application des pressions d'oscillation	[m]	Déterministe
ho*	Niveau d'application des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la bas	[m]	Déterministe
M	Moment de flexion dû à l'action sismique sur la paroi (impulsion et oscillation)	[KNm]	Déterministe
Me	Masse de l'eau dans le réservoir	[t]	Déterministe
Ξ	Pourcentage d'amortissement critique	%	Déterministe
Mfi	Moment de flexion d'impulsion	[KNm]	Déterministe
Mfo	Moment de flexion d'oscillation	[KNm]	Déterministe
Mi	Masse d'impulsion	[t]	Déterministe
Mo	Masse d'oscillation	[t]	Déterministe
Mri	Moment de renversement d'impulsion	[KNm]	Déterministe
Mro	Moment de renversement d'oscillation	[KNm]	Déterministe
Pouv	Poids d'ouvriers	[t]	Déterministe
Pc	Poids de la coupole	[t]	Déterministe
Pet	Poids de l'étanchéité	[t]	Déterministe

Pcs	Poids de la ceinture	[t]	Déterministe
Pp	Poids de la paroi	[t]	Déterministe
Pend	Poids des enduits	[t]	Déterministe
Prad	Poids radier	[t]	Déterministe
Pcor	Poids de la corniche	[t]	Déterministe

3.5. Génération des variables aléatoires

Définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leur valeur. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité. On caractérise généralement les lois de probabilité par leur valeur moyenne μ et leur écart-type σ ou leur coefficient de variation C_v , défini comme le rapport de l'écart-type sur la moyenne :

$$C_v = \frac{\sigma}{\mu} \quad (3.15)$$

➤ Variable aléatoire A

Cette variable représente le coefficient d'accélération de zone. Ces valeurs caractéristiques sont définies par le spectre de RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage tableau 3.2, ainsi par le spectre de RPOA en fonction de la zone sismique et l'importance du pont, comme défini dans le tableau 3.3 :

Tableau 3.2 : Coefficient d'accélération de zone selon RPA99.

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 3.3 : coefficient d'accélération de zone A selon RPOA

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Pour notre cas d'étude nous allons traiter la zone **III** (forte sismicité), la valeur de A est fixée à 0,30.

La variable aléatoire A est générée avec une loi de distribution normale, conformément à la littérature. Les paramètres caractérisant la loi normale sont la moyenne μ et l'écart type σ .

Selon la Norme Européenne NF EN 1990, nous déterminons la moyenne m_u à partir de la valeur caractéristique par la relation (3.16) suivante :

$$m_u = XK \pm K_n \sigma \quad (3.16)$$

Avec :

XK : valeur caractéristique, égale à A ;

σ : l'écart type de l'échantillon en fonction du coefficient de variation C_v et de la moyenne m_u donné par la relation suivante :

$$\sigma = m_u C_v \quad (3.17)$$

➤ Variable aléatoire f_{cj}

La variable aléatoire f_{cj} représente la résistance du béton à la compression choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au m^3 . Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de béton figure (3.5).

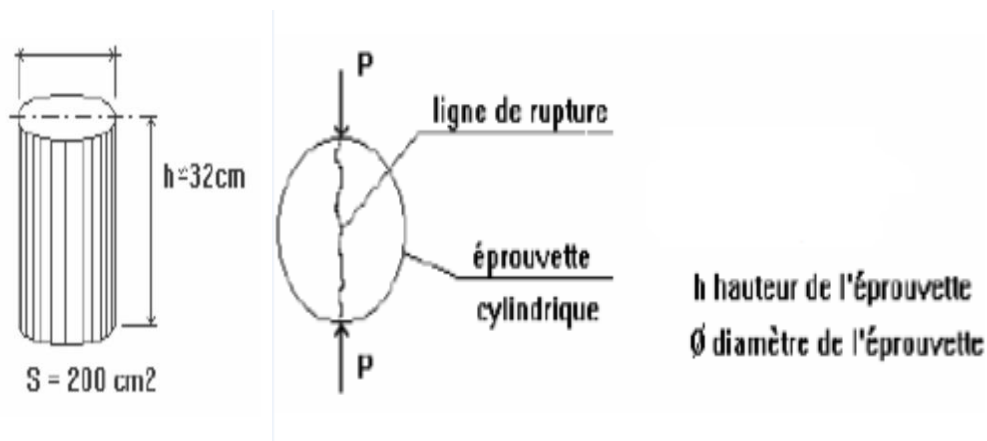
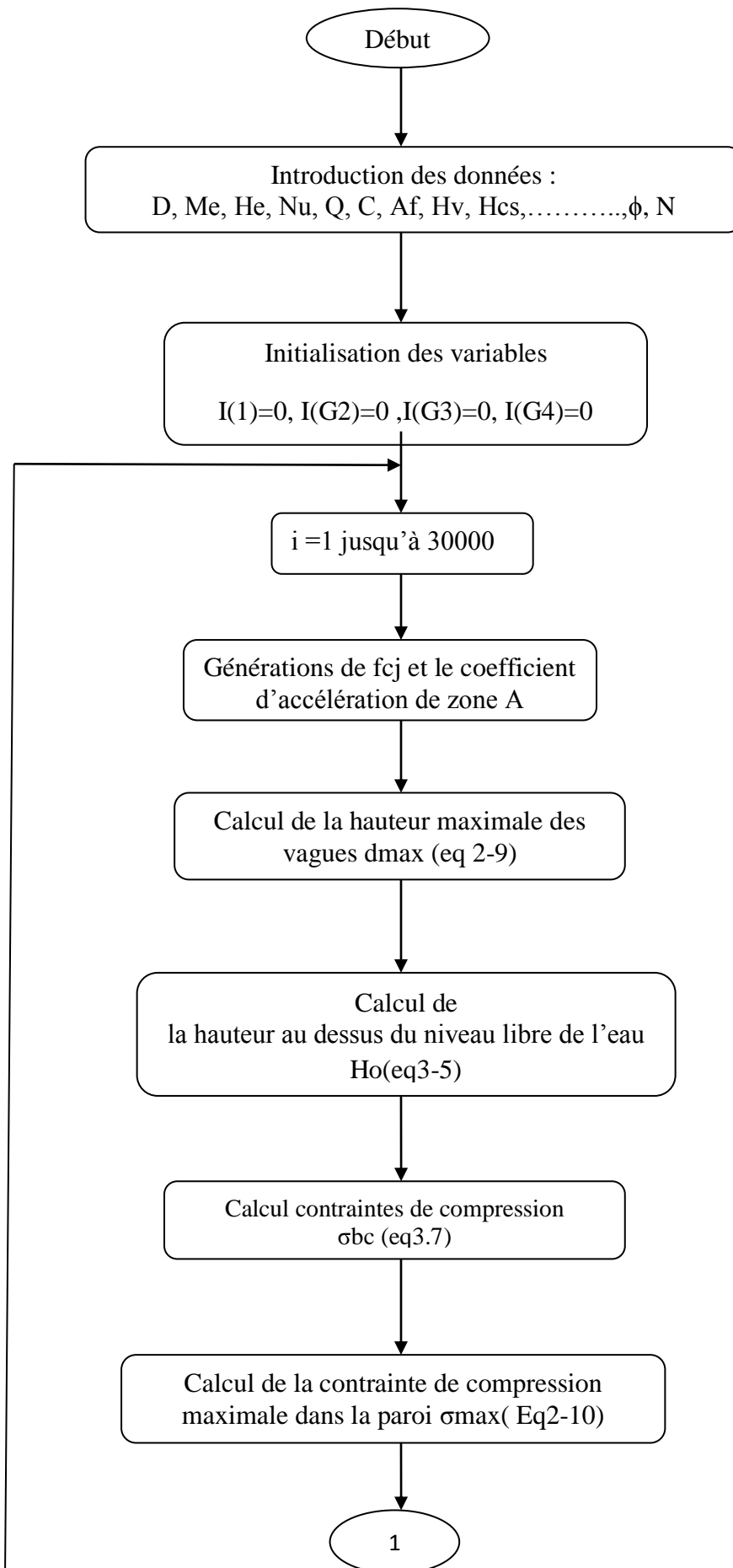


Figure 3.5 : Epreuve cylindrique standard pour le test d'écrasement.

➤ Organigramme de calcul

L'organigramme de calcul présenté en figure 3.6, résume les étapes du calcul de la probabilité de défaillance d'un réservoir posé au sol par la simulation de Monté Carlo classique pour les différents états limite considérées



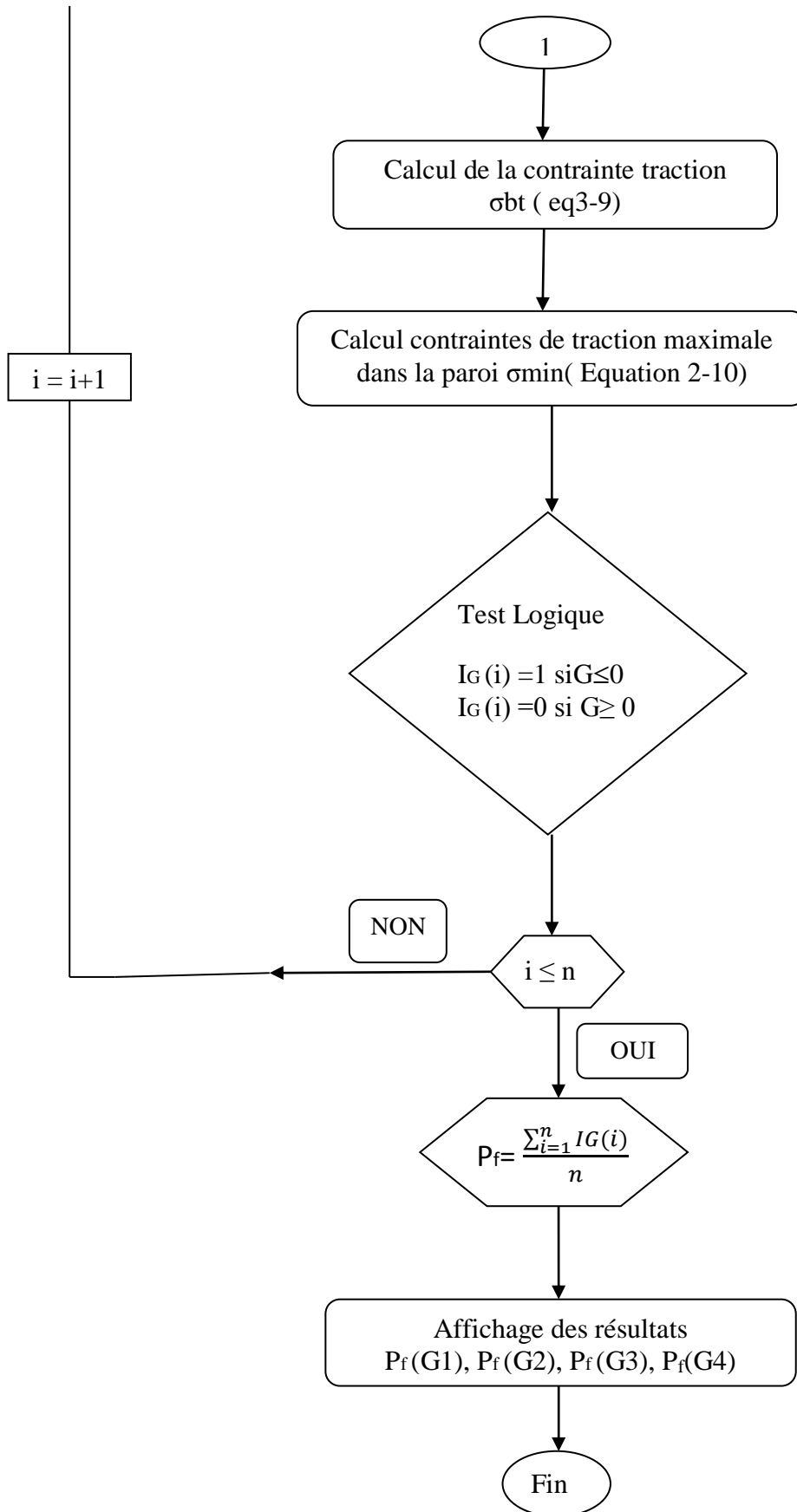


Figure 3.6 : Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.

3.6. Résultats et interprétation

L'influence de la variabilité aléatoire de l'accélération sismique et de la résistance du béton à la compression sur la probabilité de défaillances avec différents coefficients de variation vis-à-vis des différents modes de ruines est représentée sur les courbes de fragilités, pour une hauteur d'eau maximale dans la cuve $H=4,0\text{m}$.

3.6.1. Analyse fiabiliste avec la méthode NF EN 1998-4 (Eurocode 8)

Nous présentons dans ce qui suit les résultats de l'évolution de la probabilité de défaillance du réservoir vis-à-vis des modes de ruines considérés, en utilisant la méthode NF EN 1998-4 (Eurocode 8) sous les deux spectres élastiques et inélastiques du RPA et RPOA.

Pour ce faire nous procédons dans ce qui suit à l'analyse fiabiliste de notre réservoir suivant la méthode NF EN 1998-4 (Eurocode 8) sous deux spectres RPA et RPOA (élastique et inélastique).

➤ Test de convergence

Pour garantir une bonne précision des résultats de calcul de la probabilité de défaillance P_f laquelle dépend fortement du nombre total de tirages ; un test de convergence a été effectué pour les différentes fonctions d'états limite. Le nombre de tirage est arrêté à 30000 valeurs, après un test de convergence (Figure 3.7)

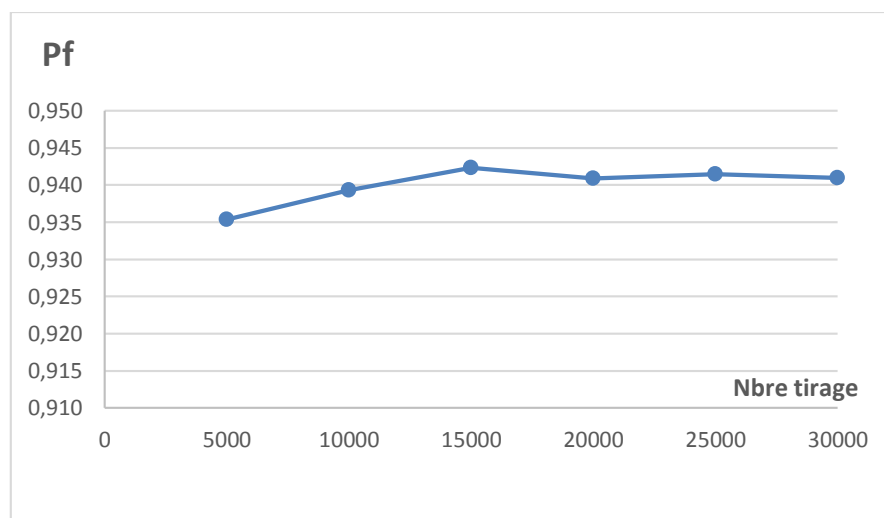


Figure 3.7 : Test de convergence pour le ballottement.

➤ Ballotement

L'évolution de la probabilité de défaillance P_f vis-à-vis de l'état limite de ballotement, est présentée dans le tableau 3.4 pour différentes valeurs et les résultats sont illustrée par la figure 3.6, et ce pour l'état limite de Ballotement.

**Tableau 3.4: Probabilité de défaillance P_f en fonction de C_v
Etat limite de Ballotement.**

Cv	RPA		RPOA	
	élastique pf	inélastique pf	élastique pf	Inélastique Pf
0,1	0,99997	0,01843	0,34230	0,00000
0,2	0,99047	0,15287	0,42253	0,00000
0,3	0,93845	0,24620	0,44703	0,00027

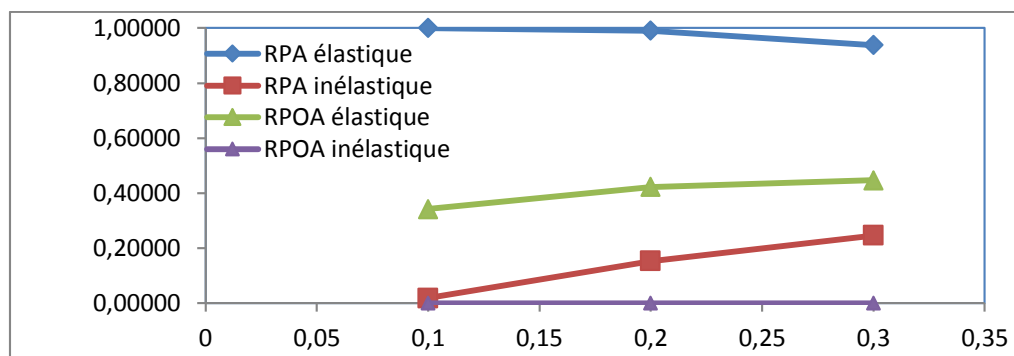


Figure 3.8 : courbe de fragilité pour le ballotement.

Les résultats obtenus nous montrent que pour le spectre inélastique du RPOA il y n'a aucun risque de ruine quelque soit le coefficient de variation car la probabilité de défaillance P_f est inférieure à la probabilité admissible pour le calcul des structures de génie civil, soit $P_{f\text{ adm}} = 10^{-3}$ tel que définie dans le tableau 3.5 (Dehmous 2007). Toutefois, pour les spectres élastiques des deux règlements RPA, et RPOA ainsi que le spectre inélastique du RPA il y a un risque de ruine car la probabilité de défaillance P_f est inférieure à la probabilité admissible ($P_f > P_{f\text{ adm}}$). ce que signifie que pour le spectre élastique la structure simule un comportement élastique non linéaire, et pour le spectre inélastique la structure simule un comportement élastique non linéaire plus réaliste car la structure absorbe de l'énergie en déformation qu'elle restitue après sollicitation ce qui se traduit par une demande sismique moins importante que pour le spectre élastique.

Tableau 3.5 : Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs (Bénadache, Benabi, 2018).

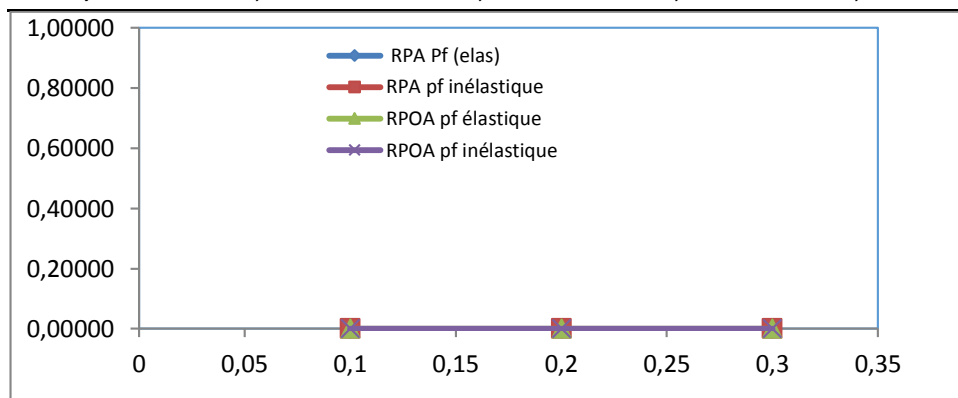
Secteur industriel	Pf
Structure marines	10^{-2} - 10^{-4}
Génie civil	10^{-3}-10^{-8}
Aérospatial	10^{-4} - 10^{-10}
Composant nucléaires	10^{-6} - 10^{-12}

➤ Renversement

L'évolution de la probabilité de défaillance P_f pour différentes valeurs du coefficient de variation C_v , est présentée dans le tableau 3.5 et illustrée par la figure 3.7, et ce pour l'état limite de renversement.

Tableau 3.6: Probabilité de défaillance P_f en fonction de C_v Etat limite de renversement.

Cv	RPA		RPOA	
	élastique Pf	inélastique Pf	élastique Pf	inélastique Pf
0,1	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,2	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,3	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000

**Figure 3.9 : courbe de fragilité pour le renversement.**

Les résultats obtenus montrent que la probabilité de défaillance P_f est nulle quelque soit le coefficient de variation et quelque soit la nature du spectre (élastique et inélastique). Nous concluons que le renversement est toujours vérifié, et le réservoir ne risque aucune défaillance sous l'effet de renversement. C'est la particularité des réservoirs posés au sol.

➤ Etat limite de compression

L'évolution de la probabilité de défaillance P_f pour différentes valeurs du coefficient de variation C_v est présentée dans le tableau 3.6 et illustrée par la figure 3.7 et ce pour l'état limite de compression.

**Tableau 3.7 : Probabilité de défaillance Pf en fonction de Cv
Etat limite de compression**

Cv	RPA		RPOA	
	élastique Pf	inélastique Pf	élastique Pf	inélastique Pf
0,1	0,00003	0,00010	0,00003	0,00000
0,2	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,3	0,00050	0,00067	0,00033	0,00050

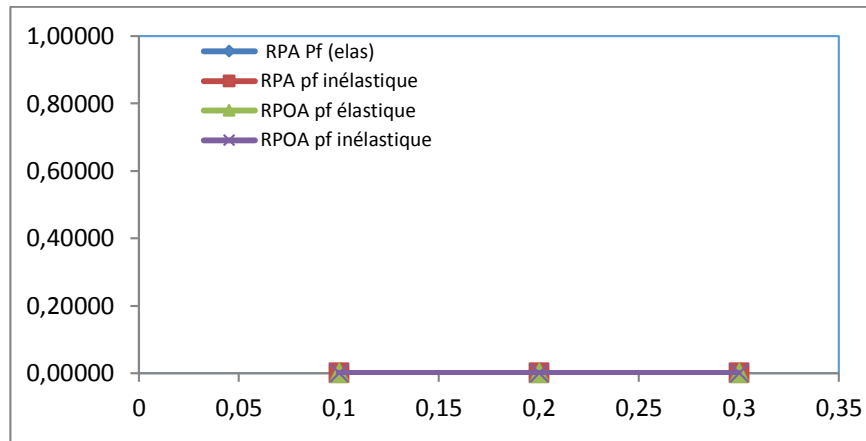


Figure 3.10 : Courbe de fragilité pour la contrainte de compression.

Les résultats obtenus montrent que la probabilité de défaillance Pf est nulle quelque soit le coefficient de variation Cv et quelque soit la nature de spectre. Nous concluons que la contrainte de compression est toujours vérifiée, et le réservoir ne risque aucune défaillance sous l'effet de la compression.

➤ Etat limite de traction

L'évolution de la probabilité de défaillance Pf pour différentes valeurs du coefficient de variation Cv, est présentée dans le tableau 3.7 et illustrée par la figure 3.8, pour l'état limite de traction.

**Tableau 3.8: Probabilité de défaillance Pf en fonction de Cv
Etat limite de traction.**

Cv	RPA		RPOA	
	élastique Pf	inélastique Pf	élastique Pf	inélastique Pf
0,1	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,2	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,3	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000

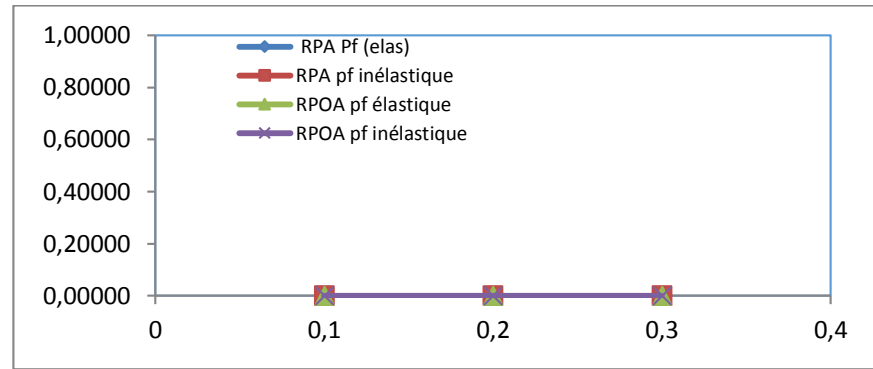


Figure 3.11 : courbe de fragilité pour la contrainte de traction.

Les résultats obtenus montrent que la probabilité de défaillance P_f est nulle, quelque soit le coefficient de variation C_v et quelque soit le type du spectre (élastique et inélastique) ; donc la contrainte de traction est toujours vérifiée et le réservoir ne risque aucun endommagement sous l'effet de la traction.

Conclusion

Dans l'analyse fiabiliste du réservoir en béton arme ayant fait l'objet de notre étude mener avec la méthode NF EN 1998-4 (Eurocode 8) sous deux spectres RPA et RPOA (élastique et inélastique), nous avons défini quatre modes de ruines ; le ballonnement, le renversement, l'état limite de compression et l'état limite de traction, à partir des modèles mécaniques développés dans notre calcul déterministe. Deux variables aléatoires sont considérées, à savoir l'accélération sismique et la résistance caractéristique du béton à la compression. La loi normale est ajustée à ces deux variables. La probabilité de défaillance P_f est calculée par la simulation de Monté Carlo classique pour un nombre de tirage arrêté à 30000 valeurs.

Les résultats de la probabilité de défaillance obtenus pour les états limites étudiés ont montré que :

- ✓ L'état limite de compression est vérifié quelque soit le type de spectre, l'ouvrage ne présente aucun risque vis-à-vis de cet état limite.
- ✓ L'état limite de renversement est vérifié quelque soit le type de spectre, l'ouvrage ne présente aucun risque vis-à-vis de cet état limite.
- ✓ L'état limite de traction est vérifié quelque soit le type de spectre, l'ouvrage ne présente aucun risque vis-à-vis de cet état limite.
- ✓ En ce qui concerne l'état limite de ballonnement les résultats ont montré que pour le spectre inélastique du RPOA le réservoir ne présente aucun risque ruine ($P_f < P_{f adm}$)

quel que soit le coefficient de variation C_v , par contre pour les spectres élastiques des deux règlements RPA et RPOA ainsi que le spectre inélastique du RPA le réservoir présent un risque de ruine pour toutes les valeurs de C_v .

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances des ouvrages et ainsi limiter au maximum les pertes économiques et éviter les pertes en vie humaine. L'objectif de notre mémoire de fin d'étude a consisté en l'évaluation du comportement sismique d'un réservoir circulaire en béton armé.

- ✓ L'analyse des deux règlements parasismique algériens RPOA(2008) et RPA99/Vs 2003 a révélé une similitude dans l'approche de la construction des spectres de réponse, la classification des sites ainsi que dans la classification des groupes d'usages des ouvrages, ils adoptent un zonage sismique similaire et mêmes coefficients d'accélération de zones.
- ✓ L'analyse hydrodynamique de notre réservoir posé au sol est menée par une approche déterministe, et ce en adoptant la méthode NF EN 1998-4 de l'Eurocode 8, sous différents spectres (élastiques et inélastiques) des deux règlements RPA et RPOA. Les résultats obtenus nous ont permis de constater que la méthode NF EN 1998-4 sous spectre inélastique du RPOA(2008) donne de meilleurs résultats sur le plan de la stabilité du réservoir vis-à-vis le renversement et du ballotement et vis-à-vis de la hauteur des vagues d_{max} .
- ✓ La méthode NF EN 1998-4 de l'Eurocode 8 sous spectre du RPA99/Vs 2003 obtient des résultats moins satisfaisants sur le plan de la stabilité du réservoir vis-à-vis du ballotement en vue des résultats de la hauteur des vagues exagérées et surestimées par les deux spectres (élastiques et inélastiques).
- ✓ Une approche fiabiliste est mise en œuvre sur la base du modèle déterministe, en tenant compte des variables aléatoires que sont l'accélération sismique et la résistance caractéristique à la compression du béton pour la méthode NF EN 1998-4 de l'Eurocode 8 sous spectres élastiques et inélastique du RPA et du RPOA. A cet effet, quatre fonctions d'états limites ont été considérées :
 - Le renversement
 - Le ballotement
 - Eclatement du béton sous contraintes de compression
 - Fissurations du béton sous contraintes de traction

Le calcul de la probabilité de défaillance de la structure vis-à-vis de ces états limites est effectué par la simulation de Monte Carlo classique. Les variables aléatoires A (accélération sismique) et f_{cj} (résistance caractéristique à la compression du béton) sont générées par une loi normale avec différents coefficients de variation C_v .

Le nombre de tirage a été arrêté à 30000 valeurs, après le test de convergence. Enfin, la gestion informatique de la méthode a été conduite sur un classeur Excel. Les résultats du calcul de la probabilité de défaillance obtenus pour le réservoir de Boumerdes, implanté en zone III démontre sa stabilité ($P_f = 0$) vis-à-vis des trois modes de ruines à savoir le renversement, l'éclatement du béton sous contraintes de compression et la fissuration du béton sous contraintes de traction.

Toutes fois, en ce qui concerne le mode de ruine par ballotement, pour les spectres élastiques et inélastiques du RPOA la probabilité de défaillance de l'ouvrage est presque nulle ($P_f = 0$). Pour les spectres élastiques et inélastiques du RPA, le réservoir risque de subir des dommages au niveau de la coupole et des parois sous l'effet des vagues créés par l'accélération sismique.

Le fait que le RPA et le RPOA n'abordent pas la conception et calcul des réservoirs de stockage et les ouvrages hydrauliques en général revêt une difficulté majeure pour l'ingénieur civil Algérien le conduisant à se baser sur des méthodes développées par différents chercheurs et les réglementations étrangères pour la conception et le dimensionnement de ses ouvrages.

Nous avons pu mettre en évidence que la mise en œuvre de la méthode de l'Eurocode 8 pour l'analyse hydrodynamique d'un réservoir est simple à l'utilisation, efficace et facile à programmer, et conduit à des résultats très satisfaisant comme démontrer tout au long de ce projet de fin d'étude.

La méthode de l'Eurocode 8 peut de ce fait se présenter comme une très bonne alternative étant donné qu'on peut lui adjoindre le spectre de réponse du RPOA.

- ❖ **Aoues Y.**, Optimisation fiabiliste de la conception et de la maintenance des structures, Thèse de doctorat, à l'Ecole polytechnique d'Alger, 2008.
- ❖ **BAEL 99**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ **Davidovici, V., &Haddadi, A.**, Calcul pratique de réservoirs en zone sismique. Annales de l'ITBTP, N° 409, 1982.
- ❖ **Dehmous H.**, Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de laroin, thèse de Doctorat, à l'Institut National Polytechnique de Toulouse, 2007.
- ❖ **DTR B-C. 2-48. (2003).** Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 - addenda 2003),. CGS, Alger.
- ❖ **Eurocode-8. (2003).** Design of structures for earthquake resistance-Part 4 (Draft No:2): silos, tanks and pipelines. European Committee for Standardization, 65.
- ❖ **Fascicule 74**, texte officiel, construction des reservoirs en béton – cahier des clauses techniques générales,Ministère de l'équipement des transports et du logement , Paris,mars 1998.
- ❖ **Hammoum, H., Bouzelha, K., & Hannachi, N. E.**, Analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire en béton arme, posé au sol. Annales du BTP, Edition Eska, N° 2-3, Paris, 13-22, 2010.
- ❖ **Housner, G . w.** The dynamic behavior of water tanks. Bulletin Of The Seismological Society Of America, 53 (2), 381-387. 1963.
- ❖ **Jacobsen, L.** Impulsive hydrodynamics of fluid inside a cylindrical tank and of fluidsur-rounding a cylindrical pier. Bulletin of the Seismological Society of America, 39 (3), 189-204, 1949.
- ❖ **Lauzin X.**, Le calcul des réservoirs en zone sismique- Guide d'application de l'Eurocode 8, 2013.
- ❖ **Lemaire, M., Chateauneuf,A. ,Mitteau, J.C.**, Fiabilité des structures (Lavoisiered.), France (Etat limite, monte carlo, intégrale 2005).

- ❖ **Westgaard, H. M.**Water, pressures on dams during earthquakes. Transactions, ASCE, 98-472, 1933.