

N° d'ordre : 3352

THESE

En vue de l'obtention du : **DOCTORAT**

Centre de Recherche : Centre de Recherche en Energie

Structure de Recherche : Equipe de Mécanique des Matériaux

Discipline : Physique

Spécialité : Génie Civil

Présentée et soutenue le 17/10/2020 par :

EL Mehdi NCHITI

Etude comparative de la vulnérabilité sismique et au tsunami des constructions côtières ; Cas des constructions côtières des villes marocaines.

JURY

BENSALAH Mohammed Ouadi	PES, Université Mohammed V, Faculté des Sciences - Rabat	Président
EL HAMMOUMI Abdallah	PES, Université Mohammed V, Faculté des Sciences - Rabat	Directeur de Thèse
IBEN BRAHIM Aomar	PES, Université Mohammed V, Institut Scientifique - Rabat	Rapporteur/ Examineur
GEURAOUI Kamal	PES, Université Mohammed V, Faculté des Sciences - Rabat	Rapporteur/ Examineur
EL HARROUNI Khalid	PES, Ecole Nationale d'Architecture - Rabat	Rapporteur/ Examineur
KERROUM Mohammed	PES, Université Mohammed V, Faculté des Sciences - Rabat	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements :

Ce mémoire de thèse est préparé au sein de l'*Equipe de Mécanique des Matériaux* (EMM), *Centre de Recherche en Energie* (CRE) au centre des études doctorales en 'Sciences et Technologies' de la faculté des sciences, Université Mohammed V de Rabat, Maroc.

Mes remerciements s'adressent aux **Pr. MZERD Ahmed** responsables du Centre de Recherche en Energie et **Pr. BENSALAH Mohammed Ouadi** de l'Equipe de Mécanique des Matériaux, pour m'avoir accueilli.

Je tiens à exprimer mes remerciements les plus respectueux à Monsieur **Abdallah EL HAMMOUMI**, Professeur de l'enseignement supérieur à la Faculté des Sciences de Rabat, qui a dirigé cette thèse, orienté la réalisation de ce travail par ses compétences scientifiques, ses précieux conseils, sa disponibilité et sa patience dont il a fait preuve durant toutes les années de cette thèse, aussi pour ses réelles qualités humaines.

Monsieur **BENSALAH Mohammed Ouadi** Professeur de l'enseignement supérieur à la Faculté des Sciences de Rabat qui m'a fait l'honneur de présider le jury de cette thèse.

Je remercie vivement les membres du jury de cette thèse :

Monsieur **IBEN BRAHIM Aomar** Professeur de l'enseignement supérieur à l'Institut Scientifique de Rabat d'avoir accepté d'être rapporteur et examinateur de ce travail.

Monsieur **GEURAOUI Kamal** Professeur d'enseignement supérieur à la Faculté des Sciences de Rabat d'avoir accepté d'être rapporteur et examinateur de ce travail.

Monsieur **EL HARROUNI Khalid**, Professeur de l'enseignement supérieur à l'Ecole Nationale d'Architecture d'avoir accepté d'être rapporteur et examinateur de ce travail.

Monsieur **KERROUM Mohammed** Professeur d'enseignement supérieur à la Faculté des Sciences de Rabat d'avoir accepté d'être examinateur de ce travail.

Je suis très reconnaissant à Monsieur **IBEN BRAHIM Aomar**, Professeur de l'enseignement supérieur à l'Institut Scientifique de Rabat, qui a montré son intérêt pour mon travail, par ses remarques, ses conseils efficaces et ses appréciations, qui m'ont donné des améliorations importantes pour mes travaux.

Au sein du Centre National d'Etudes et de Recherches Routières (CNER), Direction des Routes, Ministère de l'Équipement et du Transport, de la Logistique et de l'Eau, je remercie Monsieur **QACHAR Mohamed** Directeur du CNER et Madame **ORAICHE Fatiha** Chef du Service Systèmes de Gestion Routière, qui m'ont grandement aidé et m'ont fait profiter de leurs conseils et de leurs connaissances approfondies sur le système d'information géographique. Merci beaucoup de votre aide.

Enfin, et sans oublier personne, mes remerciements à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin tout au long de cette thèse.

Dédicace :

A ma Mère et mon Père,

A toute ma famille, et à tous mes proches...

Résumé :

Le Maroc connaît depuis longtemps de nombreuses catastrophes naturelles qui ont engendrées des pertes humaines et matérielles importantes, Ces dégâts ont montré la nécessité de mettre en place une approche prévisionnelle fiable pour une bonne gestion des risques naturels, elle vise à définir les zones les plus menacées et l'état de la vulnérabilité des bâtis dans ces zones sur le territoire national. La présente étude développe une méthode originale pour la détermination de la vulnérabilité aux tsunamis, à savoir : la connaissance du tsunami, de ses forces, de ses caractéristiques et de ses risques destructeurs. La méthode repose essentiellement sur la réponse temporelle de la structure sous le chargement du tsunami par des calculs en dynamiques des structures et par la statique non linéaire, de type Pushover face au risque sismique. L'étude abouti aussi à une comparaison des méthodes de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments pour le cas d'étude de la zone urbaine de la ville de Taroudannt et des comparaisons de la vulnérabilité sismique et aux tsunamis pour les constructions des zones côtières des villes marocaines appliquées aux villes de Rabat, Salé et Agadir. Notre analyse comparative de la vulnérabilité sismique et au tsunami, montre que les bâtiments de types C et D auront besoin de renforts supplémentaires pour résister à l'impact du tsunami. Ces résultats peuvent être généralisés pour toutes les constructions côtières marocaines en termes de gestion des risques naturels pour les aléas sismiques et au tsunami, puisque la grande majorité des bâtis côtiers sont de type C et D avec des structures similaires. Ce travail de thèse a décrit en détail les dégâts structuraux causés par les tsunamis sur les structures bâtiments, avec des illustrations et les différentes méthodes d'intervention pour la réduction ces dommages.

Mots clés :

Vulnérabilité Sismique, Vulnérabilité aux Tsunamis, Catastrophes Naturelles, Courbes de Fragilité, Indice de Vulnérabilité, Classe de Vulnérabilité, SIG.

Abstract:

Morocco has long known numerous natural disasters which have generated significant human and material losses. These damages have shown the necessity to establish a reliable predictive approach for a good management of natural risks, it aims to identify areas at risk and the level of building vulnerability in these areas on the national territory. The present study develops an original method for the determination of the tsunami vulnerability, i.e. the study of the tsunami, its forces, its characteristics; it is essentially based on calculations of the temporal response of the structure under tsunami loading, dynamic and static non-linear calculations by finite elements, Pushover type, for seismic loading. The study also allowed a comparison of seismic vulnerability assessment methods for buildings in the urban area of Taroudant city as well as a comparison of seismic vs tsunami vulnerability in the coastal areas of the cities of Rabat-Salé and Agadir. Our comparative analysis of seismic and tsunami vulnerability indicates that Type C and D buildings will require additional reinforcements to resist the tsunami impact. These results are important for natural risk management within Morocco as most of the type C and D buildings on the Moroccan Atlantic and Mediterranean coasts are quite similar and the results of this study can thus, be generalized to other coastal cities in Morocco. This thesis work describes in detail structural damages caused by tsunamis to buildings structures, with illustrations and the different intervention methods for reducing damages.

Keywords:

Seismic vulnerability, Tsunami vulnerability, Natural disasters, Fragility curves, Vulnerability Index, Vulnerability Class, GIS.

Plan général:

Remerciements :	2
Dédicace :	4
Résumé :	5
Abstract:.....	6
Plan général:.....	7
Plan détaillé:.....	8
Liste des figures :	12
Liste des tableaux :	18
Liste des abréviations, sigles et acronymes :	21
Chapitre 1 : Introduction : Problématique et Finalités de la Thèse.	24
Chapitre 2 : Risque et Vulnérabilité Sismique des Bâtiments Existants au Maroc.....	29
Chapitre 3 : Evaluation de la Résistance au Tsunami des Constructions Côtières, Cas des Villes Côtières Marocaines	76
Chapitre 4 : Cas d'Etude : Etude à Grande Echelle dans la Zone Côtière de Rabat-Salé et la Baie d'Agadir.	109
Chapitre 5 : Réhabilitation des Structures Existantes et Méthodologie d'Intervention.	135
Chapitre 6 : Conclusion générale : limites et orientations de la recherche.....	146
Bibliographie Générale :.....	148

Plan détaillé:

Remerciements :	2
Dédicace :	4
Résumé :	5
Abstract:	6
Plan général:	7
Plan détaillé:	8
Liste des figures :	12
Liste des tableaux :	18
Liste des abréviations, sigles et acronymes :	21
Chapitre 1 : Introduction : Problématique et Finalités de la Thèse.	24
Chapitre 2 : Risque et Vulnérabilité Sismique des Bâtiments Existants au Maroc.	29
I. Introduction :	29
II. L'action sismique au Maroc :	29
1. Activité sismique enregistrée sur le territoire marocain :	30
2. Mesure des séismes :	30
3. Enregistrement des séismes :	31
III. Réponse sismique des structures :	32
1. Étude des structures dans le domaine élastique linéaire :	35
1.1. Réponse temporelle par intégration directe :	35
1.2. Spectre de réponse :	38
1.3. Calcul dynamique par décomposition modale :	41
1.4. Décomposition des réponses spectrales :	42
2. Étude des structures dans le domaine non linéaire, élasto plastique :	43
2.1. Réponse non linéaire :	43
2.2. Spectre de réponse anélastique :	45
IV. Vulnérabilité sismique :	45
1. Références réglementaires parasismiques :	45
1.1. Réglementations marocaines :	46
1.2. Réglementations européennes :	46
1.3. Tableau de comparaison entre les articles des RPS2000 et de l'Eurocode 8 :	47
2. Méthodes de calcul sismique :	49
2.1. Méthode statique linéaire :	49
2.2. Méthode dynamique linéaire :	50
2.3. Méthode statique non linéaire :	50

2.4. Méthode dynamique non linéaire :	53
3. Évaluation de la vulnérabilité.....	54
3.1. Approche déterministe :	54
3.2. Approche probabiliste ou statistique :	57
V. Vulnérabilité sismique des bâtiments existants dans la zone urbaine de Taroudant, au Maroc, par différentes approches :	63
1. Description de la zone étudiée, données et ressources :	63
2. Typologie des bâtiments et modes constructifs :	64
2.1. Type et ancienneté des logements :	64
2.2. Définition des typologies et des classes de vulnérabilité associées :	65
3. Vulnérabilité sismique par approche déterministe :	69
4. Vulnérabilité sismique par approche d'ensemble :	72
VI. Conclusion :	74
Chapitre 3 : Evaluation de la Résistance au Tsunami des Constructions Côtières, Cas des Villes Côtières Marocaines	76
I. Introduction :	76
II. L'action du tsunami au Maroc :	76
1. L'aléa tsunami :	77
2. Synthèse de la connaissance historique de l'aléa tsunami au Maroc :	78
2.1. Aperçu historique des tsunamis potentiels au Maroc :	78
2.2. Modélisation des tsunamis :	81
2.2.1. Méthodes de modélisation numérique :	81
2.2.2. Les données de base pour la modélisation des tsunamis :	85
2.3. Résultats de la simulation du tsunami de Lisbonne 1755 sur les côtes marocaines :	86
III. Vulnérabilité des bâtiments sur les côtes marocaines :	88
1. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité aux tsunamis :	89
1.1. Évaluations qualitatives et quantitatives :	89
1.1.1. Méthode PTVAM (Papathoma Tsunami Vulnerability Assessment Model):	89
1.1.2. Méthodes adoptées au Maroc :	91
1.2. Fonctions de fragilité et courbes d'endommagement :	93
1.3. Avantages et limites des approches méthodologiques citées :	95
2. Méthodologie proposée pour l'évaluation de la vulnérabilité aux tsunamis :	95
2.1. Méthodologie adoptée :	95
2.2. Chargement du Tsunami :	97
2.2.1. Forces hydrostatiques :	97
2.2.2. Forces hydrodynamiques :	98
2.2.3. Forces impulsives :	98

2.2.4.	Force d'impact des débris :.....	99
2.2.5.	Forces de barrage des débris :.....	99
2.2.6.	Force de soulèvement :	99
2.2.7.	Charge de gravité supplémentaire de l'eau retenue :	100
2.3.	Analyse temporelle sous un chargement du tsunami :.....	101
IV.	Simulation de l'impact du tsunami sur une structure en béton armé localisé en zone côtière :	102
1.	Description et modélisation de la structure retenue :.....	102
2.	Résultats et Discussions :.....	104
V.	Conclusion :.....	106
	Chapitre 4 : Cas d'Etude : Etude à Grande Echelle dans la Zone Côtière de Rabat-Salé et la Baie d'Agadir.	109
I.	Introduction :	109
II.	Etude à grande échelle en zone côtière Rabat-Salé, Maroc :	109
1.	Le stock des bâtiments de la zone côtière de Rabat-Salé :.....	109
2.	Vulnérabilité sismique et aux tsunamis de la zone étudiée :	116
2.1.	Vulnérabilité sismique par LMI method :	116
2.2.	Vulnérabilité des bâtiments sous l'action des tsunamis :.....	116
2.3.	Analyse comparative :	121
III.	Comparaisons de la vulnérabilité sismique et au tsunami des bâtiments situés dans la baie d'Agadir :	124
1.	Type et ancienneté des logements de la zone urbaine d'Agadir :	124
2.	Définition des typologies et des classes de vulnérabilité associées :	125
3.	Dommmages sismiques de la zone côtière d'Agadir :.....	127
4.	Vulnérabilité au tsunami :.....	127
5.	Etude comparative entre les effets du tsunami et sismique sur les constructions de la zone côtière d'Agadir :	132
IV.	Conclusion :.....	133
	Chapitre 5 : Réhabilitation des Structures Existantes et Méthodologie d'Intervention.	135
I.	Introduction :	135
II.	Principes de conception des structures para-tsunami :.....	135
1.	Dommmages structurels et méthodologie d'intervention.....	135
2.	Fondations :.....	139
III.	Principes de réhabilitation des structures existantes :.....	140
1.	Réhabilitation sismique et Méthodologie d'intervention :.....	140
2.	Principes de modification et de réhabilitation des structures existantes, cas du tsunami :	144

IV. Conclusion :.....	145
Chapitre 6 : Conclusion générale : limites et orientations de la recherche.....	146
Bibliographie Générale :.....	148

Liste des figures :

Chapitre 1 :

Figure 1.1 : Démarche principale relative à l'évaluation de la vulnérabilité des bâtis.25

Chapitre 2 :

Figure 2.1 : Exemple : Enregistrement du séisme Kobe (Japan) du 16 janvier1995.32

Figure 2.2 : Modélisation d'un bâtiment de N étage.....33

Figure 2.3 : Exemple : la réponse temporelle d'un oscillateur simple (1DDL) avec une période T de 0.5s, un facteur d'amortissement de 5% sous l'action des 40 premières secondes du séisme Kobe (Japan) du 16 janvier1995.38

Figure 2.4 : Exemple : Spectre de réponse en déplacement, pseudo-vitesse et pseudo-accélération du séisme Kobe (Japan) du 16 janvier1995 avec un facteur d'amortissement de 5%.....40

Figure 2.5 : Représentation du comportement non linéaire (Pecker, 2011).43

Figure 2.6 : Exemple : la réponse temporelle non linéaire d'un oscillateur simple (1DDL) avec une période T de 0.5s, un facteur d'amortissement de 5% et un facteur de réduction $R=2$, sous l'action du séisme Kobe (Japan) du 16 janvier1995.45

Figure 2.7 : Exemple : Spectres anélastique et élastique de réponse en accélération du séisme Kobe (Japan) du 16 janvier1995 avec un facteur d'amortissement de 5% et une ductilité de 2.45

Figure 2.8 : Listes des Eurocodes.....46

Figure 2.9 : Paramètres de l'approche statique équivalente du RPS2000 version 2011.50

Figure 2.10 : Résultats de l'analyse 'Pushover'.....53

Figure 2.11 : Description de la méthodologie proposée par le projet RISK-UE pour l'estimation des courbes de fragilités sismique d'une structure.55

Figure 2.12 : les courbes de fragilité et les pourcentages des dommages de la structure étudiée.57

Figure 2.13 : Localisation de la zone d'étude.....64

Figure 2.14 : Structure des logements par type de résidence et son ancienneté (en %).65

Figure 2.15 : a. Répartition spatiale des bâtiments par classe dans la zone urbaine de Taroudant.	67
Figure 2.16 : b. Répartition spatiale des bâtiments par classe dans la zone d'étude #1.	68
Figure 2.17 : c. Répartition spatiale des bâtiments par classe dans la zone d'étude #2.	68
Figure 2.18 : d. Répartition spatiale des bâtiments par classe dans la zone d'étude #3.	69
Figure 2.19 : e. Répartition spatiale des bâtiments par classe dans la zone d'étude #4.	69
Figure 2.20 : Plan, vues en élévation et détails du bâtiment de type C sélectionné.	70
Figure 2.21 : Simulation numérique, Déplacement résultant du bâtiment sélectionné pour l'analyse Push-over.	71
Figure 2.22 : Combinaison des spectres de capacité et réponse.	71
Figure 2.23 : Courbes de fragilité pour un bâtiment type C.	72
Figure 2.24 : Synthèse des probabilités de fragilité pour le bâtiment sélectionné.	72
Figure 2.25 : Courbes de fragilité pour différentes classes sismiques.	73
Chapitre 3 :	
Figure 3.1 : Différents termes liés au tsunami.	77
Figure 3.2 : Eventuels tsunamis survenus sur les côtes marocaines selon les données de l'NOAA.	80
Figure 3.3 : Comparaison des hauteurs Run-up et sources probables du Tsunami 1755 données par trois auteurs (Leone et al., 2012).	81
Figure 3.4 : Principaux éléments décrivant les équations hydrodynamiques utilisées pour l'étude des tsunamis, u et v sont les composantes de la vitesse dans les directions x et y, respectivement ; η est l'élévation de la surface libre ; h est la profondeur de l'océan (la bathymétrie).	83
Figure 3.5 : Zones de sources tsunamigènes avec leurs failles associées dans le Golfe de Cadiz (OMIRA, 2010).	87
Figure 3.6 : Temps d'arrivée et hauteurs maximales des vagues de Tsunami 1755 pour différentes villes côtières du Maroc (Mellas et al., 2012).	88
Figure 3.7 : Fonctions de dommages pour les classes de bâtiments A, B, C, D, E1 utilisées dans le cadre du projet SCHEMA (European commission et al., 2011).	95

Figure 3.8 : Méthodologie proposée pour la génération des courbes de fragilité des tsunamis.	96
Figure 3.9 : Définition de la poussée ascendante exercée sur un plancher (Heintz and Mahoney, 2008).	98
Figure 3.10 : Description de la force de soulèvement d'un plancher (Heintz and Mahoney, 2008).	100
Figure 3.11 : Charges gravitaires exercées sur un plancher (Heintz and Mahoney, 2008). ...	100
Figure 3.12 : Charges dues au tsunami appliquées sur un bâtiment modèle (Heintz and Mahoney, 2008).	101
Figure 3.13 : a. Série temporelle typique de la charge et de la capacité (Palermo et al., 2012)	102
b. Le modèle simplifié adopté pour l'analyse.	102
Figure 3.14 : Cas d'étude : schéma descriptif.	103
Figure 3.15 : Courbe de capacité du tsunami.	104
Figure 3.16 : hauteur d'inondation (m) – déplacement (cm).	104
Figure 3.17 : Courbes de fragilité du bâtiment étudié en fonction de la hauteur d'inondation.	105
Figure 3.18 : Comparaison des courbes de fragilités obtenues avec les courbes empiriques de (Suppasri et al., 2013) (Nchiti et al., 2020b).	105
Figure 3.19 : Comparaison des pourcentages de dommages.	106
Chapitre 4 :	
Figure 4.1 : Couches d'information SIG pour la zone côtière de Rabat-salé.	111
Figure 4.2 : a. Répartition spatiale de la vulnérabilité des bâtiments dans l'aire urbaine de Rabat-Salé (Nchiti et al., 2020b).	112
Figure 4.3 : b. Répartition spatiale de la vulnérabilité des bâtiments dans l'aire urbaine de Rabat-Salé, arrondissement Hassan (Nchiti et al., 2020b).	113
Figure 4.4 : c. Répartition spatiale de la vulnérabilité des bâtiments dans l'aire urbaine de Rabat-Salé, arrondissement Yacoub El Mansour (Nchiti et al., 2020b).	114
Figure 4.5 : d. Répartition spatiale de la vulnérabilité des bâtiments dans l'aire urbaine de Rabat-Salé, arrondissement Bab Lamrissa (Nchiti et al., 2020b).	115

Figure 4.6 : Courbes de fragilité pour différentes classes sismiques de l'aire urbaine Rabat-Salé (Nchiti et al., 2020b).....	116
Figure 4.7 : Configuration géométrique des modèles structurels en béton armé retenus : a. 6 niveaux, b. 5 niveaux, c. 4 niveaux, d. 3 niveaux, e. 2 niveaux. F_d , F_s , F_{dm} , F_i , F_b et F_u sont les forces hydrodynamique, impulsive, de barrage de débris, d'impact de débris, de poussée et de soulèvement (Nchiti et al., 2020b).	117
Figure 4.8 : Configuration géométrique du modèle structurel de type B retenu : a. Vue latérale à 3 niveaux b. Vue latérale à 2 niveaux. F_h , F_d , F_i , F_b et F_u sont respectivement les forces : hydrostatique, hydrodynamique, d'impact des débris, de poussée et de soulèvement (Nchiti et al., 2020b).	118
Figure 4.9 : Courbes de capacité du tsunami pour les classes sismiques C et D (Nchiti et al., 2020b).....	119
Figure 4.10 : Courbes de capacité du tsunami pour les classes sismiques B (Nchiti et al., 2020b).	119
Figure 4.11 : Les courbes de fragilité des bâtiments des classes de vulnérabilité C et D sous chargement de tsunami en fonction de la hauteur d'inondation (Nchiti et al., 2020b).	120
Figure 4.12 : Les courbes de fragilité des bâtiments de classe sismique B sous chargement de tsunami en fonction de la hauteur d'inondation (Nchiti et al., 2020b).	120
Figure 4.13 : Méthodologie d'élaboration des cartes des dommages.	121
Figure 4.14 : a. Comparaison des courbes de fragilités obtenues avec les courbes empiriques de (Suppasri et al., 2013) pour les structures en Béton armé de 2 étages (Nchiti et al., 2020b).	122
Figure 4.15 : b. Comparaison des courbes de fragilités obtenues avec les courbes empiriques de (Suppasri et al., 2013) pour les structures en Béton armé ≥ 3 étages (Nchiti et al., 2020b)... ..	122
Figure 4.16 : c. Comparaison des courbes de fragilités obtenues avec les courbes empiriques de (Suppasri et al., 2013) pour les structures de type B (Nchiti et al., 2020b).....	123
Figure 4.17 : Comparaison des pourcentages de dommages (Nchiti et al., 2020b).	124
Figure 4.18 : La répartition géographique des bâtiments dans la baie d'Agadir (Nchiti et al., 2020a).	125
Figure 4.19 : la répartition géographique des bâtiments du secteur Marina (Nchiti et al., 2020a).	126

Figure 4.20 : la répartition géographique des bâtiments dans le secteur du tourisme (Nchiti et al., 2020a).....	126
Figure 4.21 : courbes de fragilité pour les classes C et D (Nchiti et al., 2020a).....	127
Figure 4.22 : Configuration géométrique des modèles structurels en béton armé retenus : a. 5 niveaux, b. 4 niveaux, c. 3 niveaux, d. 2 niveaux, e. 1 niveaux. Fd, Fs, Fdm, Fi, Fb et Fu sont la force hydrodynamique, impulsive, de barrage de débris, d'impact de débris, de poussée et de soulèvement (Nchiti et al., 2020a).....	128
Figure 4.23 : Tsunami Capacity curves for the class C and D (Nchiti et al., 2020a).	128
Figure 4.24 : a. Les courbes de fragilité des bâtiments de classe sismique C sous chargement de tsunami en fonction des hauteurs d'inondation (Nchiti et al., 2020a).	129
Figure 4.25 : b. Les courbes de fragilité des bâtiments de classe sismique D sous chargement de tsunami en fonction des hauteurs d'inondation (Nchiti et al., 2020a).....	130
Figure 4.26 : a. Niveaux des dommages des bâtiments du secteur Marina (Nchiti et al., 2020a).	131
Figure 4.27 : b. Niveaux des dommages des bâtiments du secteur touristique (Nchiti et al., 2020a).	131
Figure 4.28 : Comparaison des dommages Tsunami/Sismique (Nchiti et al., 2020a).	133
Chapitre 5 :	
Figure 5.1 : Mur de digue à face incurvée en béton armé sur des pieux et une photo montrant la réflexion des vagues vers la mer (Manual, 1984).	136
Figure 5.2 : La fonction de protection des arbres et des bâtiments sur les infrastructures situées derrière eux au Thaïlande (Leonard et al., 2011)	137
Figure 5.3 : Rupture de la connexion poteaux-poutres (Saatcioglu et al., 2005).....	138
Figure 5.4 : Effondrement progressif des étages supérieurs d'un garage de stationnement en raison des dommages subis sur les poteaux du niveau inférieur suite à l'impact d'un casino voisin installé sur une barge (Saatcioglu et al., 2005).	138
Figure 5.5 : Rupture par flexion négative d'un système de plancher en raison des forces de soulèvement (Heintz and Mahoney, 2008).	139
Figure 5.6 : Affouillements autour des fondations superficielles (Leonard et al., 2011).	140

Figure 5.7: Illustration graphique de la recommandation FEMA P646 sur l'altitude des refuges (Heintz and Mahoney, 2008). 145

Liste des tableaux :

Chapitre 2 :

Tableau 2.1 : Tableau comparatif entre les articles du RPS2000 et la partie 1 de l'Eurocode 8.	47
Tableau 2.2 : Définition des états de dommages en fonction aux déplacements limite proposée par le RISK-UE (Milutinovic and Trendafiloski, 2003).....	55
Tableau 2.3 : Différenciation des structures en classes de vulnérabilité proposée par EMS98 (Grünthal, 1998).	57
Tableau 2.4 : description des dommages observables proposée par EMS98 (Grünthal, 1998).	58
Tableau 2.5 : Matrices de probabilités des dommages pour l'identification des dégâts sismiques par classes de vulnérabilité (Milutinovic and Trendafiloski, 2003).	59
Tableau 2.6 : Description de la typologie RISK-UE et valeurs de V_I^* (Milutinovic and Trendafiloski, 2003).	61
Tableau 2.7 : Classification des bâtiments de l'aire urbaine du Taroudant.	65
Tableau 2.8 : Illustration de la classification des bâtiments retenue.	66
Tableau 2.9 : Paramètres sismique du bâtiment suivant le RPS2000 version 2011 (Nchiti et al., 2020b).	70
Tableau 2.10 : Définition des états limites en fonction des déplacements spectraux (m).	71
Tableau 2.11 : Indice de vulnérabilité pour différentes classes de bâtiments dans la zone d'étude.	73

Chapitre 3 :

Tableau 3.1 : Echelle Imamura – Iida (Medina et al., 2016).	78
Tableau 3.2 : Inventaire des éventuels tsunamis survenus sur les côtes marocaines (F. Kaabouben et al., 2009).	79
Tableau 3.3 : Les paramètres de la faille considérés pour la simulation dans le Golfe de Cadiz L : longueur de la faille, l : largeur de la faille, Long. : Longitude de l'épicentre, Lat. : Latitude de l'épicentre, D : Profondeur de l'eau à l'aplomb de la faille (km), Slip : rejet, Strike Direction	

du plan de faille, Dip : Plongement, Rake : pendage, μ Module de cisaillement, Mw : magnitude (Omira et al., 2010).	87
Tableau 3.4 : Les critères et leurs valeurs qui influencent la vulnérabilité structurelle d'un bâtiment BV (Dall'Osso et al., 2009).....	90
Tableau 3.5 : Les critères et leurs valeurs qui influencent le niveau de protection d'un bâtiment Prot (Dall'Osso et al., 2009).	91
Tableau 3.6 : Les variables originales et redimensionnées utilisées dans le calcul des indices RVI pour chaque bâtiment (Dall'Osso et al., 2009).	91
Tableau 3.7 : Classification des bâtiments retenue dans l'indice BTV (Omira et al., 2010). ...	92
Tableau 3.8 : les facteurs de classification de la zone inondable (Omira et al., 2010).	92
Tableau 3.9 : Les classes de protection maritime (Omira et al., 2010).	93
Tableau 3.10 : Les facteurs de pondération Fw (Omira et al., 2010).	93
Tableau 3.11 : Valeurs des forces du tsunami calculées.	103
Tableau 3.12 : Définition des états limites en fonction des déplacements (cm).	104
Chapitre 4 :	
Tableau 4.1 : Structure des logements par type de résidence (Nchiti et al., 2020b).	109
Tableau 4.2 : Différenciation des structures en classes de vulnérabilité (Nchiti et al., 2020b).	110
Tableau 4.3 : Indice de vulnérabilité pour différentes classes de bâtiments (Nchiti et al., 2020b).	116
Tableau 4.4 : Seuils des états de dommage en fonction des déplacements (Milutinovic and Trendafiloski, 2003).	121
Tableau 4.5 : Evolution du parc logement urbain d'Agadir selon le type d'habitat ("RGPH 2014 Téléchargements Site institutionnel du Haut-Commissariat au Plan du Royaume du Maroc," 2014).....	124
Tableau 4.6 : Evolution de l'âge du parc constructions d'Agadir ("RGPH 2014 Téléchargements Site institutionnel du Haut-Commissariat au Plan du Royaume du Maroc," 2014).....	124
Tableau 4.7 : Valeurs possibles de l'indice de vulnérabilité V_I (Nchiti et al., 2020a).....	127

Tableau 4.8 : Paramètres des courbes de capacité pour les modèles étudiés (Nchiti et al., 2020a).	129
Tableau 4.9 : Seuils des états de dommage en fonction des déplacements (Milutinovic and Trendafiloski, 2003).	130
Tableau 4.10 : déplacements et hauteurs d'inondation limites (Nchiti et al., 2020a).	130
Tableau 4.11 : Comparaison des pourcentages des dommages Tsunami/sismique (Nchiti et al., 2020a).	132
Chapitre 5 :	
Tableau 5.1 : Tableau descriptif de la réhabilitation parasismique des bâtiments.	140

Liste des abréviations, sigles et acronymes :

$\ddot{u}_g(t)$	Accélération du sol
PGA	Accélération maximale au sol
NOAA	Agence américaine d'observation océanique et atmosphérique
FEMA	Agence fédérale des situations d'urgence
JMA	Agence météorologique japonaise
$\Phi_{R,1}$	Amplitude du premier mode propre au Nième étage
f_r	Charge de gravité supplémentaire de l'eau retenue
G	Charges permanentes
V_c	Classe de vulnérabilité
C / C_u	Coefficient de calcul
α_1	Coefficient de la masse modale du premier mode propre
C_d	Coefficient de traînée
I	Coefficient d'importance
C_m	Coefficient massique de majoration
CQC	Combinaison quadratique complète
Ex	Degré d'exposition
μ_D	Degré moyen de dommage
ρ_s	Densité du fluide y compris les sédiments
Δ_R	Déplacement en tête
Δ_y	Déplacement limite élastique
S_d	Déplacement spectral
D_y	Déplacement spectrale limite élastique
D_u	Déplacement spectrale ultime
Δ_u	Déplacement ultime
μ	Ductilité
β	Écart-type log-normal
IMM	Echelle d'intensité de Mercalli
EMS98	Echelle Macrosismique Européenne
V	Effort tranchant
ξ	Facteur d'amortissement
D(T)	Facteur d'amplification dynamique
Fc.i	Facteur de classification de la zone inondable
Fc.b	Facteur de classification du bâtiment
Fc.s	Facteur de classification du type de protection maritime
K	Facteur de comportement
f	Facteur de Coriolis
PF1	Facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration
$(hu^2)_{max}$	Flux de quantité de mouvement maximal
PDF	Fonction de densité de probabilité
CDF	Fonction de distribution cumulative
P [ds/Sd]	Fonction de probabilité
Φ	Fonction de répartition de probabilité de la loi normale
F_{dm}	Force de barrage des débris
F_u	Force de soulèvement
F_i	Force d'impact des débris
$p_{eff}(t)$	Force effective du séisme
F_d	Force hydrodynamique
F_h	Force hydrostatique

F_s	Force impulsive
f_c	Forces d'amortissement
f_I	Forces d'inertie
f_s	Forces élastiques
Ψ_Q	Fraction de la charge d'exploitation
h_{max}	Hauteur d'inondation
h_r	Hauteur d'eau retenue
h_w	Hauteur du mur entièrement submerge
R^*	Hauteur maximale Run up
R	Hauteur Run-up
V_I	Indice de vulnérabilité
S	Influence de site
I	Intensité macrosismique
$[V_I^-; V_I^+]$	Intervalle possible de V_I
Z_w	L'élévation à la base du mur
η	L'élévation de la vague
B	Largeur de la structure
B_d	Largeur du barrage de débris
b	Largeur du mur
φ	Latitude terrestre
$[V_I^{max}; V_I^{min}]$	Limites supérieure et inférieure des valeurs possibles de V_I
ψ	Longitude terrestre
C	Matrice d'amortissement
M	Matrice de masse
K	Matrice de rigidité
φ_i	Mode propre
PTVAM	Modèle d'évaluation de la vulnérabilité au tsunami de Papathoma
ΔV_m	Modificateur de comportement
N DLD	N° degrés de liberté dynamiques
T	Période
W	Poids de la construction
f_b	Poussée d'Archimède
S_a	Pseudo-accélération
ω_D	Pseudo-pulsation
S_v	Pseudo-vitesse
ω	Pulsation propre
ω_i	Pulsation propre
SRSS	Racine carrée de la somme des carrés
RGPH	Recensement général de la population et de l'habitat
RPS	Règlement de construction parasismique
RSMB	Règlement Sismique Marocain du Bâtiment
$z_i(t)$	Réponse modale
k_{md}	Rigidité effective des debris
A_f	Surface du plancher
SIG	Système d'information géographique
$\tau_{x,y}$	Termes de frottement au fond de l'océan
V_I^*	Valeur la plus probable de V_I
Ω	Vitesse angulaire de rotation de la terre
PGV	Vitesse maximale au sol
u_{max}	Vitesse maximale du fluide

WV	Vulnérabilité à l'intrusion de l'eau
BTV	Vulnérabilité des bâtiments au tsunami
SV	Vulnérabilité Structurelle

Chapitre 1 : Introduction : Problématique et Finalités de la Thèse.

جاء في خطاب صاحب الجلالة الملك محمد السادس بالحسيمة بتاريخ 25 مارس 2004 بعد زلزال الحسيمة:

"..ومن منطلق ما عهدته فينا، شعبي العزيز، من التزام بمصارحتك، فإننا قد استخلصنا الجوانب الإيجابية ومواطن الخلل من هذه المحنة...
ومع ذلك، يجب أن نصارح أنفسنا، بأننا لسنا مؤهلين، على الوجه الأكمل، لمواجهة الطوارئ...".

Extrait du discours de **Sa Majesté le Roi Mohammed VI** à Al Hoceima en date du 25 mars 2004 après le séisme d'Al-Hoceima :

“...Ainsi que tu le sais, cher peuple, Nous avons toujours eu à cœur de te tenir le langage de la franchise. C'est dans cet esprit, aujourd'hui encore que Nous te disons que Nous avons identifié les aspects positifs autant que les lacunes et les carences à l'occasion de cette épreuve ...

Nous avons, néanmoins, à l'égard de nous-mêmes, un devoir de franchise qui nous impose de reconnaître que nous ne sommes pas suffisamment aptes à faire face à des situations d'urgence ...”.

(Discours Royal, 2004)

La cour des comptes a publié en avril 2016 un rapport intitulé ‘**Evaluation de la Gestion des Catastrophes Naturelles**’, A ce sujet, elle relève l’existence d’un ensemble de plans sectoriels en l’absence d’une stratégie nationale clairement définie en matière de prévention et de gestion des risques pour favoriser la résilience du Maroc face à ces risques majeurs liés aux catastrophes naturelles.

(“Cour des comptes - Publications,” 2016)

Problématique :

Parmi les catastrophes naturelles qui sont les plus destructrices et qui affectent les zones côtières, les séismes et les tsunamis. Au Maroc, la plupart des bâtiments existants sont des maisons à usage d'habitation construites durant la période 1965-2014, avant la formulation des codes sismiques récents. Les performances des bâtiments sont donc en apparence médiocres, en raison de l'absence du code de la construction et de son application, ainsi que de la dégradation des matériaux et du manque d'entretien.

En ce qui concerne la prévention et la protection des structures de génie civil face au risque sismique ou des tsunamis, la modélisation par éléments finis constitue une technique performante pour l'évaluation de la vulnérabilité structurelle. Il s'agit des calculs dynamiques et statiques non linéaires pour une bonne connaissance du comportement des structures sous sollicitations sismiques ou aux tsunamis.

Pour l'évaluation de la vulnérabilité d'une ou d'un ensemble de structures, plusieurs méthodes seront examinées. Une étude de vulnérabilité exhaustive englobe souvent trois phases successives : identification des aléas, analyse structurelle et évaluation des dommages comme indique-la *Figure 1.1*.

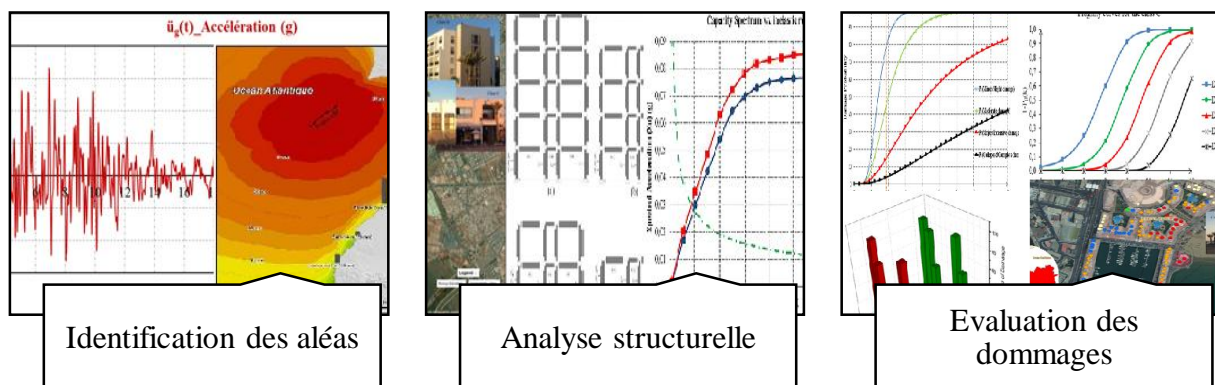


Figure 1.1 : Démarche principale relative à l'évaluation de la vulnérabilité des bâtis.

L'analyse structurelle consiste à mettre en place des modèles qui permettent d'obtenir la capacité structurelle face à un risque donné et à partir de cette capacité, il est possible de définir la réponse de la structure soumise à une excitation donnée. Il est reconnu que ce modèle de capacité permet de bien cerner la définition des états limites ou les performances souhaitées. Une fois le modèle de capacité mis en place, un modèle de calcul de probabilité de dommages est nécessaire. Il s'agit de la construction des courbes de fragilité sous forme d'une fonction de distribution de probabilité de la loi log-normale.

Les procédures servant à évaluer la vulnérabilité ou à construire les courbes de fragilité varient suivant la nature et la quantité des données recueillies et la finalité recherchée, à savoir

une estimation de la vulnérabilité pour un bâtiment unique ou un ensemble de bâtiments. Il convient de faire une distinction entre les méthodes déterministes établies sur la base de simulations numériques pour une structure définie par un modèle spécifique, et les méthodes probabilistes ou statistiques élaborées en se basant sur des données statistiques regroupant plusieurs typologies de structures ayant des propriétés structurelles similaires subiront des dommages similaires sous un chargement donné. A cet effet, ce travail utilise ces deux approches comme techniques pour estimer la vulnérabilité du bâti existant et une comparaison des résultats sera envisagée dans le cadre de cette thèse.

Objectifs de la thèse :

La problématique de la recherche développée dans le cadre de cette thèse est de construire une méthodologie permettant d'évaluer la vulnérabilité des bâtiments face aux risques de tsunamis. Pour cela, plusieurs démarches sont accomplies :

- Une étude comparative des différentes méthodologies existantes pour l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments sismique ou au tsunami, en vue d'identifier les éléments pouvant fournir des résultats satisfaisants ainsi que les lacunes à combler.
- Elaboration d'une méthodologie apte à estimer les réponses sismiques et des tsunamis des bâtiments avec des niveaux de précision raisonnables, facile à mettre en pratique et à exécuter. Il faut aussi faire la représentation cartographique des dégâts probables via le système d'information géographique (SIG) pour une répartition spatiale des dommages.
- Validation de la méthodologie proposée, par comparaison aux résultats empiriques.

Plan de la thèse :

La thèse se compose de sept chapitres. Le premier chapitre expose les problématiques et les objectifs de ce travail.

Le deuxième chapitre donne une vue détaillée sur les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des constructions à l'échelle urbaine. Un aperçu de l'activité sismique enregistrée sur le territoire marocain sera présenté au début de ce chapitre et les définitions nécessaires relatives aux outils de mesure et d'enregistrement sismiques seront exposées. Les méthodes les plus utilisées pour la détermination de la réponse sismique dans le domaine élastique ainsi que dans le domaine non-linéaire seront citées, avec des notions sur la construction de spectres normalisés. Les bases théoriques de l'analyse Pushover, sur lesquelles reposent les méthodes déterministes d'évaluation de la vulnérabilité, seront également abordées. La vulnérabilité d'une structure en béton armé à Rabat, sera analysée à l'aide de cette méthode. Une vue détaillée sur les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité à l'échelle urbaine qui

pourraient être applicables au Maroc sera donnée à la fin de ce chapitre, avec une évaluation comparative sur le parc de constructions existantes dans la zone urbaine de Taroudant, au Maroc.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation de la méthodologie adoptée dans cette étude pour l'estimation de la vulnérabilité aux tsunamis basée sur l'analyse de la réponse des bâtiments aux sollicitations liées au tsunami par la simulation dynamique temporelle des modèles structuraux. Ce chapitre présente d'abord une synthèse de la connaissance historique de l'aléa tsunami au Maroc. Il donne également un aperçu sur la littérature antérieure sur les différentes approches utilisées pour l'évaluation du risque de tsunami à savoir : les évaluations qualitatives et quantitatives, approches statistiques et probabilistes. Pour mettre en valeur l'approche proposée, une simulation de l'impact du tsunami sur une structure courante en béton armé se trouvant dans la zone côtière du Rabat-Salé sera détaillée. Finalement, une étude comparative de la vulnérabilité sismique et au tsunami de la structure étudiée sera également développée en se référant aux résultats de la vulnérabilité sismique établis dans le chapitre précédent.

Le chapitre quatre présente deux cas d'étude d'application des différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique et au tsunami, proposées dans les chapitres précédents, sur les villes côtières de Rabat-Salé et d'Agadir. La dernière partie de ce chapitre sera consacrée à une analyse comparative des résultats obtenus.

Le chapitre cinq décrit les principales notions intervenant dans le cadre de la conception des bâtiments para-tsunami ainsi que la réhabilitation des structures existantes permettant de réduire les pertes importantes laissées par le passage d'un tsunami.

Le sixième chapitre présente la conclusion générale de la thèse, en indiquant les contributions et les limites des résultats proposés et enfin quelques perspectives de recherche sur le sujet.

Chapitre 2 : Risque et Vulnérabilité Sismique des Bâtiments Existants au Maroc.

Chapitre 2 : Risque et Vulnérabilité Sismique des Bâtiments Existants au Maroc.....	29
I. Introduction :	29
II. L'action sismique au Maroc :.....	29
III. Réponse sismique des structures :.....	32
IV. Vulnérabilité sismique :.....	45
V. Vulnérabilité sismique des bâtiments existants dans la zone urbaine de Taroudant, au Maroc, par différentes approches :.....	63
VI. Conclusion :	74

Chapitre 2 : Risque et Vulnérabilité Sismique des Bâtiments Existants au Maroc.

I. Introduction :

Les études de vulnérabilité sismique sont indispensables pour définir le risque sismique. Elles constituent un élément fondamental de l'évaluation des dommages potentiels affectant une structure ou un ensemble de structures à un niveau d'aléa sismique donné. À cet effet, la sismicité historique et instrumentale de la zone d'étude doit être connue pour quantifier les effets sismiques permettant de définir les intensités maximales et les enregistrements sismiques. La vulnérabilité sismique est également un élément clé pour dimensionner les structures à risque et prévoir les dégâts éventuels sur les structures existantes pour fournir des mesures d'intervention appropriées.

L'estimation de la vulnérabilité sismique des structures ou, en d'autres termes, l'établissement de courbes de fragilité repose essentiellement sur les calculs dynamiques de la résistance des structures aux séismes. Les méthodes linéaires sont donc insuffisantes pour une analyse complète du comportement des structures. Par conséquent, l'étude du comportement détaillé des éléments structuraux nécessite le développement des modèles de calculs dynamiques et statiques non linéaires par éléments finis. Pour estimer les états de dommages, plusieurs approches déterministes, probabilistes ou statistiques sont proposées.

Ce chapitre donnera un aperçu de l'activité sismique enregistrée sur le territoire marocain en introduisant les définitions nécessaires relatives aux outils de mesure et d'enregistrement sismiques. Dans ce chapitre, les méthodes les plus utilisées pour la détermination de la réponse sismique dans le domaine élastique ainsi que dans le domaine non-linéaire seront citées, avec des notions sur la construction de spectres normalisés. Les bases théoriques de l'analyse Pushover, sur lesquelles reposent les méthodes déterministes d'évaluation de la vulnérabilité, seront également abordées. La vulnérabilité d'une structure en BA à Rabat, sera analysée à l'aide de cette méthode. Ce chapitre de donne une vue détaillée des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité à l'échelle urbaine qui pourraient être applicables au Maroc avec une évaluation comparative sur le parc constructions existantes dans la zone urbaine de Taroudant, au Maroc.

II. L'action sismique au Maroc :

La sismicité du Maroc a connu une évolution notable avec le développement et le renforcement du réseau sismologique et les divers travaux de recherche, études en matière d'évaluation de la vulnérabilité sismique, visant à limiter les pertes humaines et les dommages

matériels, en prenant en compte les paramètres essentiels : Données macrosismiques, cartes sismiques, magnitudes, intensités sismiques ... (Birouk et al, 2020)

1. Activité sismique enregistrée sur le territoire marocain :

Le Maroc a connu des séismes destructeurs, plus particulièrement à Agadir (1731, 1761 et 1960), Fès (1522, 1624, 1755), Marrakech (1719, 1755), Meknès (1624, 1755), Melillia (1821, 1848), Rabat-Salé (1755), Tanger (1755, 1773). Pendant le XXe siècle, La sismicité enregistrée a été relativement modérée. Le séisme d'Agadir, avec une magnitude de 5,9 sur l'échelle de Richter, a été le plus meurtrier et le plus violent, avec plus de 12 000 victimes, plus des deux tiers des bâtiments et des infrastructures de la ville ont disparu. De même, le séisme d'Al Hoceima (2004), avec une magnitude de 6,3 sur l'échelle de Richter, a engendré la mort de 629 personnes (EL Mouraouah et al., 2004; Talhaoui et al., 2005).

Les raisons de ces degrés de dommages élevés peuvent être attribuées à plusieurs causes : Construction et développement résidentiels de mauvaise qualité, urbanisation excessive, contrôle / supervision inefficace de la conception et de la construction, réglementations avec des mécanismes d'application limités.

La sismicité historique a longue période (plusieurs siècles). Par contre la sismicité instrumentale est limitée à quelques décennies, mais elle fournit des informations précises et nécessaires pour une meilleure connaissance et compréhension des phénomènes sismiques, une évaluation de l'aléa sismique ainsi que des mesures préventives à mettre en œuvre. L'estimation de l'aléa sismique est l'étape initiale vers l'estimation du risque sismique et la vulnérabilité des structures.

2. Mesure des séismes :

Pour les séismes historiques, l'intensité est donc le seul moyen pour mesurer la force des séismes. Les indicateurs utilisés historiquement dans les échelles d'intensité sont classés en quatre catégories : Les êtres vivants : hommes et animaux, Objets ordinaires, Bâtiments et l'environnement naturel (Coburn and Spence, 2003; Grünthal, 1998; Guéguen, 2009).

De nombreuses échelles d'intensité servant à exprimer le degré de gravité des séismes à un lieu donné, dont la plupart sont des modifications ou des adaptations aux échelles précédentes. Les plus utilisées actuellement sont : L'échelle d'intensité de Mercalli élaborée en 1902 puis Mercalli Modifiée en 1956 (IMM), contient 12 niveaux, cette échelle est appliquée principalement aux États-Unis. L'échelle de l'agence météorologique japonaise (JMA), comprend sept niveaux utilisés au Japon. L'Echelle Macrosismique Européenne (EMS98) est la plus utilisée actuellement en Europe, elle possède douze degrés, du plus faible au plus élevé.

Cette échelle sera détaillée dans la partie IV.3.2 (Coburn and Spence, 2003; Combescore et al., 2005; Grünthal, 1998).

Il existe plusieurs types de magnitudes. En général, La magnitude d'un séisme est obtenue à partir de l'amplitude du mouvement du sol enregistrée par les instruments sismologiques. La magnitude est une grandeur logarithmique de l'amplitude qui reflète la grandeur d'une source sismique [2.1] (Lestuzzi et al., 2008; Stein and Wyssession, 2009):

$$M = \log (A/T) + f(r) + c \quad [2.1]$$

Où :

A : l'amplitude maximale du signal sismique.

T : la période correspondant à A.

r : la distance à la source.

f(r) : est une fonction de correction de la variation d'amplitude avec la distance r.

c : un terme de calibration.

3. Enregistrement des séismes :

Les séismes sont enregistrés par des sismomètres ou des sismographes pour chaque direction dans l'espace. Les sismographes sont des oscillateurs permettant d'enregistrer un sismogramme exprimé en fonction du déplacement, de la vitesse ou des accélérations sous forme d'accélérogrammes (Coburn and Spence, 2003; Lestuzzi et al., 2008).

Durant un séisme, le sol se déplace simultanément dans les directions horizontale et verticale, de manière complexe et rapide. Un sismographe moderne de mesure des mouvements sismiques enregistre trois composantes de la vitesse du sol en un point : une dans la direction verticale et deux dans les autres directions horizontales (Coburn and Spence, 2003; Lestuzzi et al., 2008). Alors qu'un accélérographe enregistre l'accélération du sol en un point.

L'accélération maximale du sol (PGA : Peak Ground Acceleration) est la valeur maximale de l'accélération du sol pendant son mouvement. Il s'agit d'un paramètre fréquemment utilisé pour déterminer la gravité du mouvement du sol. Elle représente le maximum de la valeur absolue de l'accélération. La vitesse maximale du sol peut être également obtenue par l'enregistrement réalisé à travers d'un sismographe. La vitesse et le déplacement maximum du sol (PGV : Peak Ground Velocity) et (PGD : Peak Ground Displacement) sont obtenus par intégration du signal accélérométrique (Figure 2.1) (Coburn and Spence, 2003).

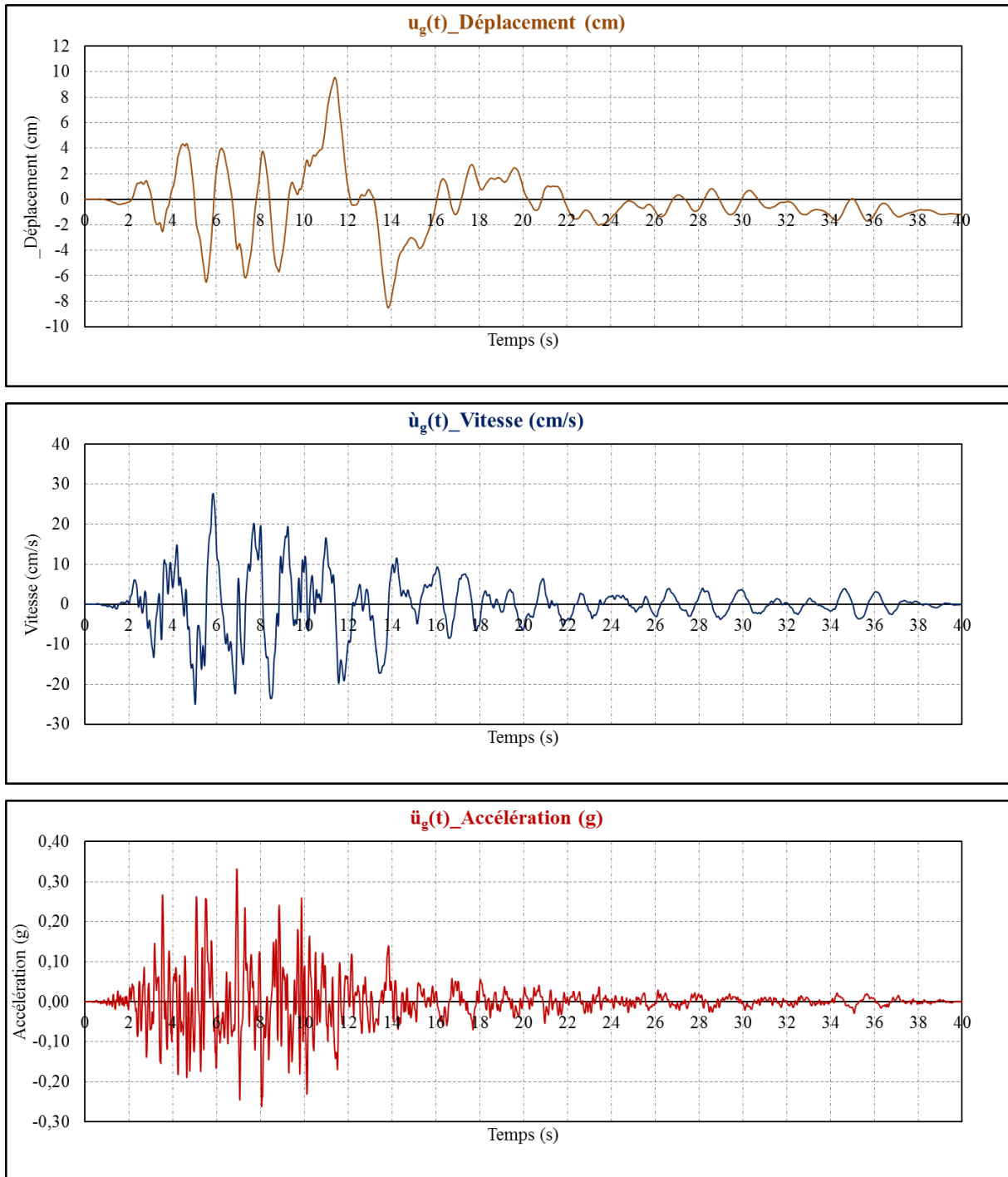


Figure 2.1 : Exemple : Enregistrement du séisme Kobe (Japan) du 16 janvier 1995.

III. Réponse sismique des structures :

L'une des applications les plus importantes de la théorie de la dynamique des structures est l'analyse de la réponse des structures aux mouvements du sol causés par les séismes. Ce problème revient à la résolution d'équation de mouvement. Dans le domaine de l'ingénierie, la variation temporelle de l'accélération du sol ($\ddot{u}_g(t)$) est le moyen le plus utile pour définir les vibrations causées par un séisme.

L'équation de mouvement d'une structure à un chargement dynamique est de type :

$$f_I + f_C + f_S = p(t) \quad [2.2]$$

Avec : f_I est le vecteur des forces d'inertie ;

$$f_I = M\ddot{u} \quad [2.3]$$

f_C est le vecteur des forces d'amortissement ;

$$f_C = C\dot{u} \quad [2.4]$$

f_S est le vecteur des forces élastiques ;

$$f_S = Ku \quad [2.5]$$

$p(t)$ est le vecteur correspondant au chargement ;

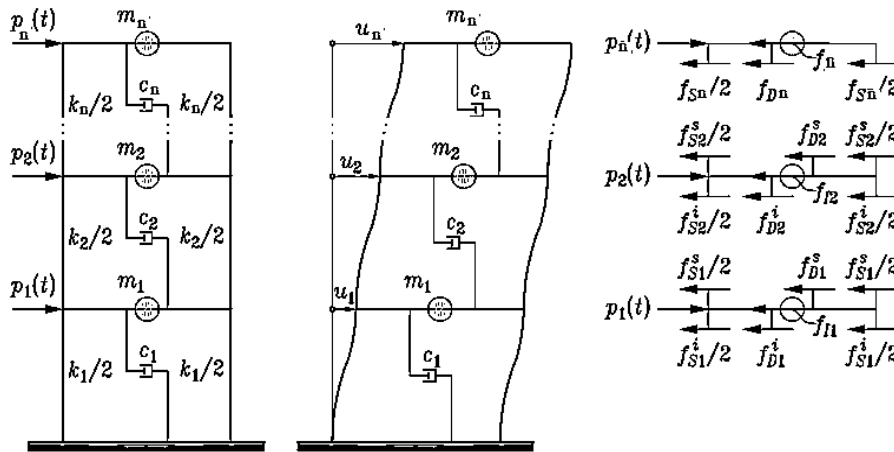


Figure 2.2 : Modélisation d'un bâtiment de N étage.

Dans le cas de l'analyse d'une structure à une excitation sismique, cette équation a pour expression :

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = p_{\text{eff}}(t) = -rM\ddot{u}_g(t) \quad [2.6]$$

Avec :

M : Matrice d'amortissement

C : Matrice de masse

K : Matrice de rigidité

$p_{\text{eff}}(t)$ est la force effective du séisme et $r = [11...1]^T$ un vecteur d'ordre n dont toutes les composantes sont égales à 1.

La réponse temporelle sismique d'une structure peut être obtenue par l'intégrale de Duhamel. Considérant que la force sismique effective est donnée par le produit de la masse (m) concentrée au niveau du plancher et de l'accélération ($\ddot{u}_g(t)$) du sol ($p_{\text{eff}}(t) = -m\ddot{u}_g(t)$), la

liaison est de type viscoélastique linéaire ($f(t) = c\dot{u}(t) + ku(t)$). On obtient par l'intégrale de Duhamel [2.7] :

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_D(t-\tau) d\tau \quad [2.7]$$

Avec : ω Pulsation propre :

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad [2.8]$$

ω_D Pseudo-pulsation :

$$\omega_D = \omega \sqrt{1-\xi^2} \quad [2.9]$$

ξ Facteur d'amortissement :

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \quad [2.10]$$

La variation temporelle de la vitesse relative est obtenue par dérivation de l'équation [2.7] :

$$\dot{u}(t) = -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos\omega_D(t-\tau) d\tau + \frac{\xi\omega}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_D(t-\tau) d\tau \quad [2.11]$$

L'accélération totale peut être obtenue à partir de l'équation [2.12] décrivant le mouvement d'un système soumis à une excitation sismique à son support :

$$m\ddot{u}^t(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p_{\text{eff}}(t) \quad [2.12]$$

Cette équation peut être écrite sous la forme suivante :

$$\ddot{u}^t(t) = -2\xi\omega\dot{u}(t) - \omega^2 u(t) \quad [2.13]$$

Où ($\ddot{u}^t(t) = \ddot{u}_g(t) + \ddot{u}(t)$) est l'accélération totale de la masse m .

La variation temporelle de l'accélération totale est obtenue en combinant les équations [2.7] et [2.11] avec l'équation [2.13] (Betbeder-Matibet, 2008; Paultre, 2013).

$$\ddot{u}^t(t) = \frac{\omega(1-2\xi^2)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_D(t-\tau) d\tau + 2\xi\omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos\omega_D(t-\tau) d\tau \quad [2.14]$$

A partir de ces matrices et de ces équations, il reste seulement, pour obtenir les réponses recherchées, à choisir la méthode de calcul appropriée. Le choix de la méthode de calcul est conditionné par la précision recherchée et les moyens de calcul disponibles.

1. Étude des structures dans le domaine élastique linéaire :

1.1. Réponse temporelle par intégration directe :

Les méthodes d'intégration directe sont basées principalement sur deux techniques mathématiques d'approximation : les développements limités et les différences finies, plus connues en dynamique des structures par la méthode de l'accélération linéaire et la méthode de la différence centrale. Plusieurs méthodes permettent l'intégration directe des équations du mouvement. Parmi celles-ci, citons la méthode de Newmark, Houbolt, Wilson- θ , HHT- α ... Le principe de ces méthodes peut se résumer en deux étapes :

- Supposer certaines fonctions décrivant la variation temporelle du déplacement, de la vitesse et de l'accélération pendant un intervalle de temps Δt .
- Satisfaire l'équation de mouvement, non pas à un moment t quelconque, mais à un intervalle de temps constant Δt . Cet intervalle de temps est appelé pas de temps.

Ceci signifie que l'équilibre statique entre l'inertie, l'amortissement et les forces de rappel et la charge dynamique est appliquée à des multiples du pas de temps Δt , soit au temps $\Delta t, 2\Delta t, \dots, t, t + \Delta t, \dots, t_d$, où t_d est la durée totale de la charge (Paultre, 2013).

Or, une intégration directe de l'équation du mouvement est généralement utilisée pour calculer les déplacements maximaux pour différentes structures afin de déterminer les spectres de réponse. Il est recommandé d'utiliser la méthode d'intégration des fonctions linéaires par morceaux présentée ci-dessous.

Dans ce cas, l'intégration peut être considérée comme exacte, puisque l'historique des temps d'accélération est défini à des intervalles de temps réguliers et que l'interpolation linéaire est utilisée entre les points de données. La procédure tient compte du fait que les accélérogrammes ont été digitalisés à intervalles réguliers Δt (Nigam and Jennings, 1968; Paultre, 2013).

La méthode peut également être envisagée pour la charge sismique pour laquelle les accélérogrammes sont généralement définis à des pas de temps constants habituellement égaux à 0,005 s, 0,01 s ou 0,02 s.

Or, la variation linéaire de la fonction de chargement entre t_i et t_{i+1} permet d'écrire :

$$\ddot{u}_g(\tau) = \ddot{u}_{gi} + b\tau \quad , \quad 0 \leq \tau \leq t_{i+1} - t_i \quad [2.15]$$

Avec :

$$\mathbf{b} = \frac{(\ddot{u}_{gi+1} - \ddot{u}_{gi})}{(t_{i+1} - t_i)} \quad [2.16]$$

Donc, l'équation de mouvement peut être écrite sous la forme suivante :

$$\ddot{u}(\tau) + 2\xi\omega\dot{u}(\tau) + \omega^2u(\tau) = \ddot{u}_{gi} + b\tau \quad [2.17]$$

La réponse $u(\tau)$ est constituée d'une solution homogène $u_h(\tau)$ et d'une solution particulière $u_p(\tau)$.

$$u(\tau) = u_h(\tau) + u_p(\tau) \quad [2.18]$$

Pour un système faiblement amorti, la solution complémentaire de l'équation homogène peut s'écrire comme :

$$u_h(\tau) = e^{-\xi\omega\tau} (A \cos \omega_D\tau + B \sin \omega_D\tau) \quad [2.19]$$

Où A et B sont des constantes réelles. On peut facilement vérifier, en substituant cette expression et ses dérivées temporelles dans l'équation [2.17], qu'une solution particulière est :

$$u_p(\tau) = \frac{1}{\omega^2} (\ddot{u}_{gi} + b\tau) - \frac{2\xi b}{\omega^3} \quad [2.20]$$

Les constantes A et B peuvent être déterminées à partir des conditions initiales u_i et \dot{u}_i à $\tau = 0$, ce qui donne :

$$A = u_i - \frac{\ddot{u}_{gi}}{\omega^2} + \frac{2\xi b}{\omega^3} \quad [2.21]$$

$$B = \frac{\dot{u}_i}{\omega_D} - \frac{b}{\omega^2\omega_D} + \frac{\xi\omega}{\omega_D} \left(u_i - \frac{\ddot{u}_{gi}}{\omega^2} + \frac{2\xi b}{\omega^3} \right) \quad [2.22]$$

En remplaçant les équations [2.19] et [2.20] par l'équation [2.18] et en tenant compte des expressions de A et B, la réponse de déplacement $u(\tau)$ peut être écrite comme suit :

$$u(\tau) = A_0 + A_1\tau + A_2e^{-\xi\omega\tau} \cos \omega_D\tau + A_3e^{-\xi\omega\tau} \sin \omega_D\tau \quad [2.23]$$

Avec :

$$\begin{aligned} A_0 &= \frac{\ddot{u}_{gi}}{\omega^2} - \frac{2\xi b}{\omega^3} \\ A_1 &= \frac{b}{\omega^2} \\ A_2 &= u_i - A_0 \\ A_3 &= \frac{1}{\omega_D} (\dot{u}_i + \xi\omega A_2 - A_1) \end{aligned} \quad [2.24]$$

En prenant la dérivée temporelle de l'équation [2.23], on obtient l'expression de la vitesse :

$$\dot{u}(\tau) = A_1 + (\omega_D A_3 - \xi \omega A_2) e^{-\xi \omega \tau} \cos \omega_D \tau - (\omega_D A_2 + \xi \omega A_3) e^{-\xi \omega \tau} \sin \omega_D \tau \quad [2.25]$$

Une formulation plus simple peut être obtenue si l'on utilise un pas de temps constant. De fait, pour un pas de temps constant $\Delta t_i = \Delta t$, les équations [2.23] et [2.25] peuvent être écrites dans les formules de récurrence suivantes :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{u}_{i+1} \\ \dot{\mathbf{u}}_{i+1} \end{bmatrix} = \mathbf{A} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_i \\ \dot{\mathbf{u}}_i \end{bmatrix} + \mathbf{L} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_{gi} \\ \ddot{\mathbf{u}}_{gi+1} \end{bmatrix} \quad [2.26]$$

Où les coefficients de la matrice A sont :

$$\begin{aligned} A_{11} &= e^{-\xi \omega \Delta t} \left(\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right) \\ A_{12} &= e^{-\xi \omega \Delta t} \left(\frac{1}{\omega_D} \sin \omega_D \Delta t \right) \\ A_{21} &= e^{-\xi \omega \Delta t} \left(\frac{\omega}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin \omega_D \Delta t \right) \\ A_{22} &= e^{-\xi \omega \Delta t} \left(\cos \omega_D \Delta t - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin \omega_D \Delta t \right) \end{aligned} \quad [2.27]$$

Où les coefficients de la matrice L sont :

$$\begin{aligned} L_{11} &= \frac{1}{\omega^2} \left\{ \frac{2\xi}{\omega \Delta t} + e^{-\xi \omega \Delta t} \left[\left(\frac{1-2\xi^2}{\omega_D \Delta t} - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \right) \sin \omega_D \Delta t - \left(1 + \frac{2\xi}{\omega \Delta t} \right) \cos \omega_D \Delta t \right] \right\} \\ L_{12} &= \frac{1}{\omega^2} \left\{ 1 - \frac{2\xi}{\omega \Delta t} + e^{-\xi \omega \Delta t} \left(\frac{2\xi^2 - 1}{\omega_D \Delta t} \sin \omega_D \Delta t + \frac{2\xi}{\omega \Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right) \right\} \\ L_{21} &= \frac{1}{\omega^2} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\xi \omega \Delta t} \left[\left(\frac{\omega}{\sqrt{1-\xi^2}} + \frac{\xi}{\Delta t \sqrt{1-\xi^2}} \right) \sin \omega_D \Delta t + \frac{1}{\Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right] \right\} \\ L_{22} &= \frac{1}{\omega^2 \Delta t} \left\{ 1 - e^{-\xi \omega \Delta t} \left[\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right] \right\} \end{aligned} \quad [2.28]$$

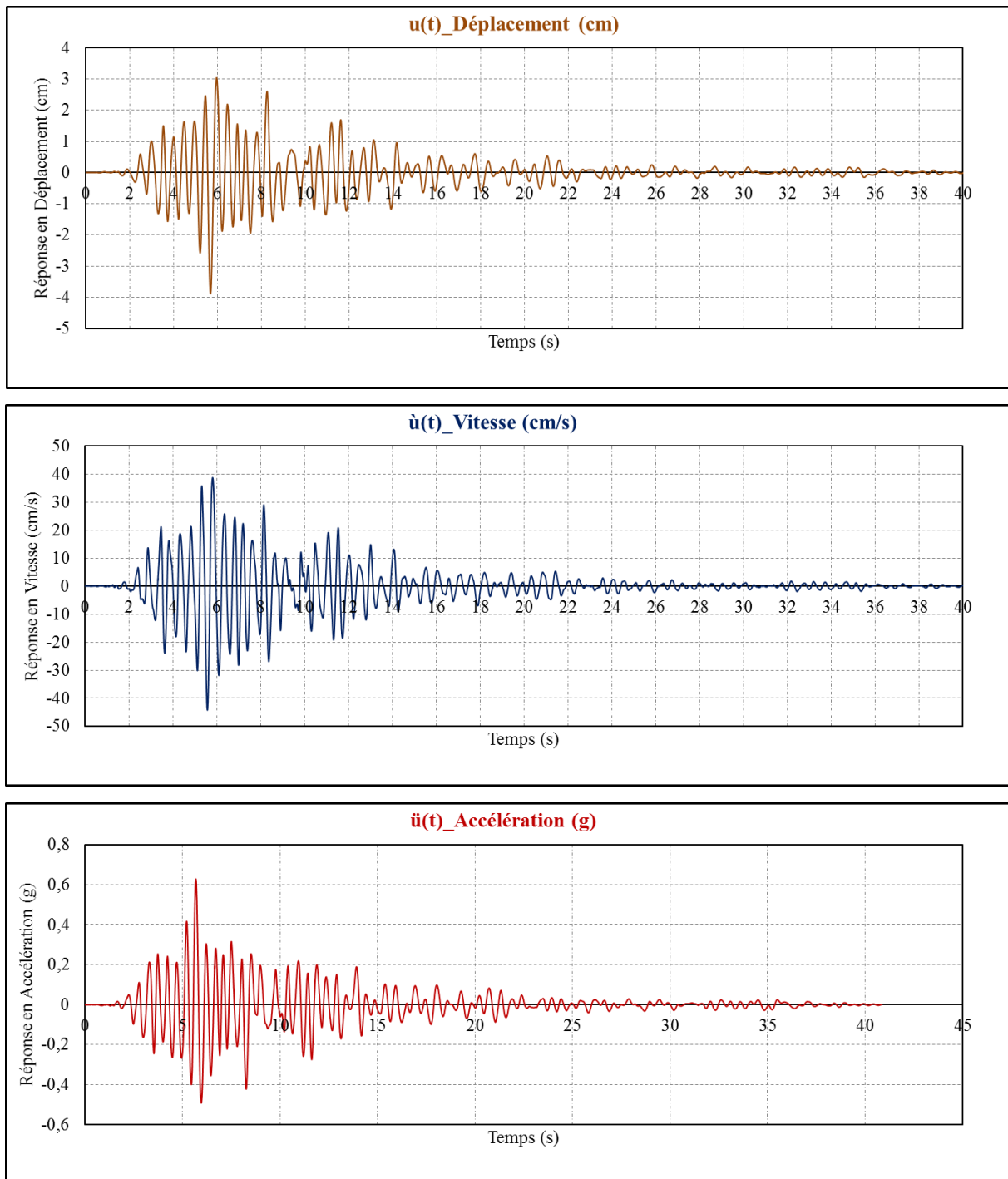


Figure 2.3 : Exemple : la réponse temporelle d'un oscillateur simple (1DDL) avec une période T de 0.5s, un facteur d'amortissement de 5% sous l'action des 40 premières secondes du séisme Kobe (Japan) du 16 janvier 1995.

1.2. Spectre de réponse :

La recherche de la variation temporelle de la réponse sismique n'est pas nécessaire pour le dimensionnement d'une structure et seule la valeur maximale de cette grandeur est requise. La notion du spectre de réponse de la sollicitation donne la possibilité d'évaluer cette valeur. Un spectre de réponse est un graphique représentant la valeur maximale des paramètres

déplacement, vitesse ou accélération en fonction de la période (ou fréquence) d'un système (Paultre, 2013; Stein and Wyssession, 2009):

Spectre de réponse en déplacement :

$$SD(\omega_D, \xi) = \max_t |u(t, \omega_D, \xi)| = \max_t \left| -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_D(t-\tau) d\tau \right| \quad [2.29]$$

Spectre de réponse en vitesse :

$$SV(\omega_D, \xi) = \max_t \left| \begin{array}{l} -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos\omega_D(t-\tau) d\tau \\ + \frac{\xi\omega}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_D(t-\tau) d\tau \end{array} \right| \quad [2.30]$$

Spectre de réponse en accélération :

$$SA(\omega_D, \xi) = \max_t |\ddot{u}(t, \omega_D, \xi)| = \max_t \left| \begin{array}{l} \frac{\omega(1-2\xi^2)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_D(t-\tau) d\tau \\ + 2\xi\omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos\omega_D(t-\tau) d\tau \end{array} \right| \quad [2.31]$$

Les spectres de réponse sont obtenus en évaluant numériquement les intégrales des équations [2.29], [2.30] et [2.31] pour un séisme connu par son accélérogramme, un coefficient d'amortissement et une série de fréquences.

Le processus peut être simplifié en tenant compte que $\omega \approx \omega_D$ pour les petites valeurs d'amortissement utilisées en génie civil, en supposant que les termes ξ et ξ^2 sont petits. Nous pouvons obtenir :

$$S_v(\omega, \xi) = \max_t \left| -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega(t-\tau) d\tau \right| = \max_t |V(t)| \quad [2.32]$$

Notant que S_v est le spectre de réponse en pseudo-vitesse et $V(t)$ est la variation temporelle de la pseudo-vitesse.

$$V(t) = -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega(t-\tau) d\tau \quad [2.33]$$

Le spectre en pseudo-accélération est obtenu de la même façon :

$$S_a(\omega, \xi) = \max_t \left| \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \omega \sin\omega(t-\tau) d\tau \right| = \max_t |A(t)| \quad [2.34]$$

La variation temporelle de la pseudo-accélération est comme suit :

$$A(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \omega \sin\omega(t-\tau) d\tau \quad [2.35]$$

En comparant les équations [2.32], [2.34] et le spectre en pseudo-déplacement [2.29] $S_d = SD$, on peut écrire :

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad [2.36]$$

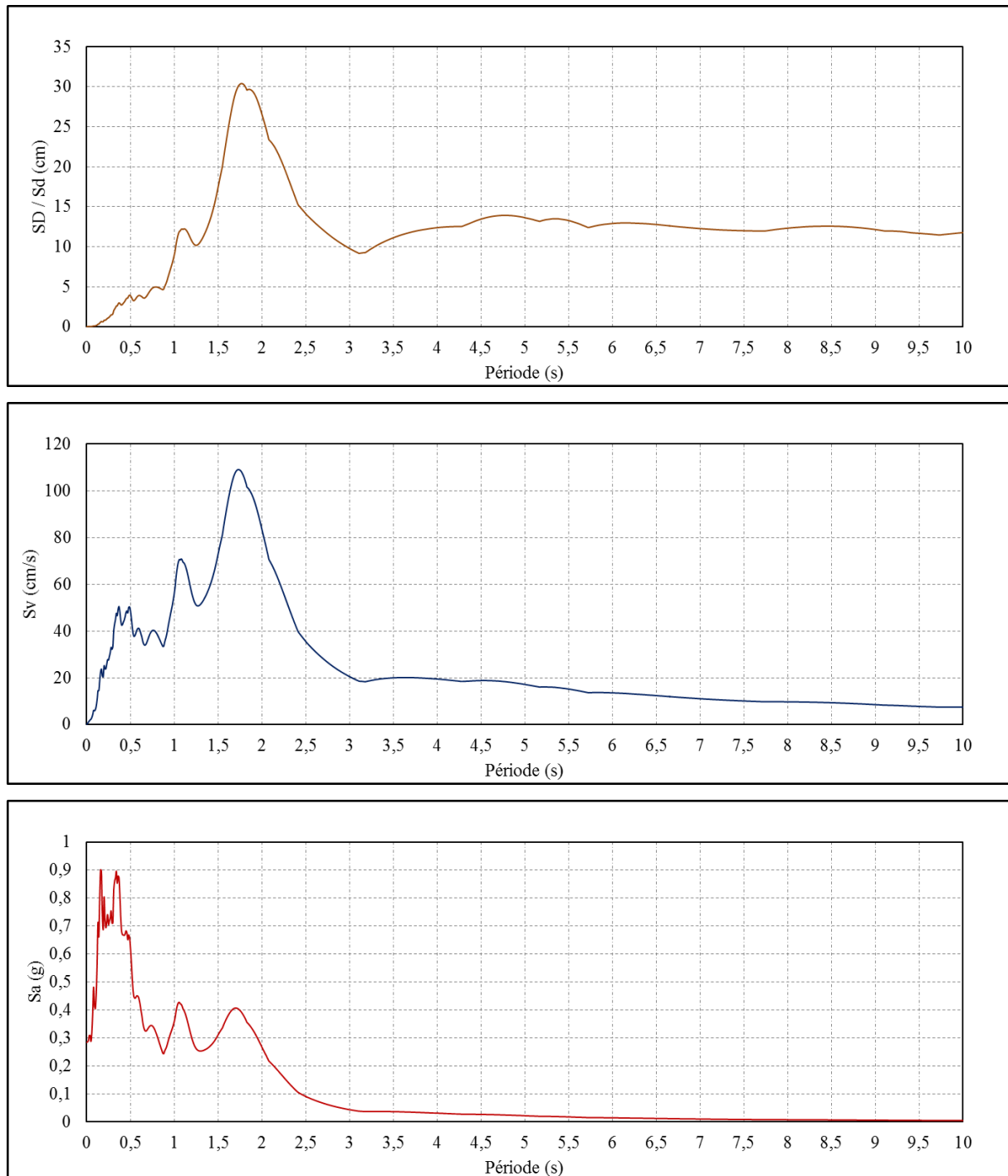


Figure 2.4 : Exemple : Spectre de réponse en déplacement, pseudo-vitesse et pseudo-accelération du séisme Kobe (Japan) du 16 janvier 1995 avec un facteur d'amortissement de 5%.

L'utilisation des spectres de réponse des séismes enregistrés instrumentalement dans le passé constitue une base logique pour la conception parasismique des structures. La plupart des

règles de conception parasismique (EC8, RPS2000...) indiquent que les spectres de réponse réglementaire sont exprimés en fonction des niveaux de sismicité liés à des zones de sismicité homogène (zonage sismique), en fonction de l'importance de la construction (classification des structures) puisque différents niveaux de performance sismique seront pris en compte et des conditions du site (classe de sol) (Code, 2005; du Maroc, 2001).

1.3. Calcul dynamique par décomposition modale :

Cette méthode de calcul diffère de celle utilisée précédemment. Cette fois, nous ne calculons pas la réponse de chaque mode à un séisme donné (par exemple, par l'intégrale de Duhamel) mais nous obtenons la réponse maximale de chaque mode à un séisme en utilisant son spectre de réponse. En répétant cette procédure de calcul pour chaque mode, il est possible d'obtenir la réponse de chaque mode. Pour obtenir la réponse totale de la structure, il suffit de combiner ces réponses (Paultre, 2013).

La procédure de calcul de la réponse temporelle des structures linéaires par décomposition modale est comme suit :

- Calcul de n pulsations ω_i et les modes propres ϕ_i pour un problème de vibration libre non amortie, ce qui se réduit au problème de valeur propre suivant :

$$K\phi = M\phi A \quad [2.37]$$

Avec : ϕ la matrice des modes propres ϕ_i et A la matrice diagonale dont les éléments diagonaux sont les ω_i .

- Calcul de la masse généralisée et de la charge liée à chaque mode :

$$\begin{aligned} \tilde{m}_i &= \phi_i^T M \phi_i \\ \tilde{p}_i(t) &= \phi_i^T p_{\text{eff}}(t) = \phi_i^T M r \ddot{u}_g(t) = -L_i \ddot{u}_g(t) \end{aligned} \quad [2.38]$$

- Ecriture de N équations de mouvement indépendantes :

$$\ddot{z}_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{z}_i(t) + \omega_i^2 z_i(t) = -\frac{L_i}{\tilde{m}_i} \ddot{u}_g(t) \quad [2.39]$$

- Calcul de la réponse modale par analogie avec l'équation de [2.7], la réponse des systèmes faiblement amortis peut-être exprimée par l'intégrale de Duhamel :

$$z_i(t) = \frac{L_i}{\tilde{m}_i} D_i(t) = -\frac{L_i}{\tilde{m}_i \omega_i} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i (t-\tau) d\tau \quad [2.40]$$

En supposant que $\omega_{D_i} = \omega_i$. La réponse temporelle peut être obtenue par intégration numérique en analogie avec l'équation de [2.40].

- Calcul de la réponse dans le système de coordonnées géométriques à partir de la réponse modale $z_i(t)$ par :

$$u_i(t) = \phi_i z_i(t) = \phi_i \frac{L_i}{\tilde{m}_i} D_i(t) \quad [2.41]$$

- Le vecteur de déplacement total est la somme de toutes les composantes modales :

$$u(t) = \phi z(t) = \phi \left\{ \frac{L_i}{\tilde{m}_i} D_i(t) \right\} \quad [2.42]$$

Où $\left\{ \frac{L_i}{\tilde{m}_i} D_i(t) \right\}$ est un vecteur dont les composantes sont la réponse en déplacement de chaque mode considéré dans l'analyse.

1.4. Décomposition des réponses spectrales :

La méthode de décomposition des modes peut être utilisée pour calculer la réponse maximale complète d'un système à N DDL. Or, au niveau du dimensionnement des structures, l'ingénieur s'intéresse généralement à la valeur maximale de la réponse et non à la réponse temporelle complète. Après découplage des équations N d'un système à N DDL par l'analyse modale, la réponse de chaque mode peut être considérée comme la réponse d'un système à un DDL. En conséquence, le déplacement modal pour le mode i peut être écrit comme :

$$z_{i,\max} = \frac{L_i}{\tilde{m}_i} S_d(\xi_i, T_i) \quad [2.43]$$

Le déplacement maximal du mode i dans de système est donné par :

$$u_{i,\max} = \phi_i z_{i,\max} = \phi_i \frac{L_i}{\tilde{m}_i} S_d(\xi_i, T_i) \quad [2.44]$$

Plusieurs méthodes ont été proposées pour estimer la valeur probable de la réponse maximale à partir des valeurs maximales des réponses modales. L'une des plus simples est la méthode de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS : Square Root of the Sum of the Squares), qui peut s'écrire (Paultre, 2013):

$$R_d = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n (R_i)_{\max}^2 \right)} \quad [2.45]$$

Or, cette approche n'est pas appropriée lorsque les modes sont proches. Une autre méthode, la CQC (Complete Quadratic Combination), prend en compte ce couplage éventuel des modes en posant :

$$R_a = \left(\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n k_{ij} \varepsilon_{ij} R_i R_j \right)^{1/2} \quad [2.46]$$

Avec :

$$k_{ij} = \begin{cases} i = j \rightarrow 1 \\ i \neq j \rightarrow 0 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + r\xi_j) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_i \xi_j r(1+r^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) r^2} \quad [2.47]$$

$$r = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

2. Étude des structures dans le domaine non linéaire, élasto plastique :

L'analyse dynamique non linéaire repose sur l'hypothèse que le comportement des éléments de la structure peut être défini par un modèle analytique élasto-plastique. Ce modèle, typiquement représenté dans la *Figure 2.5* :

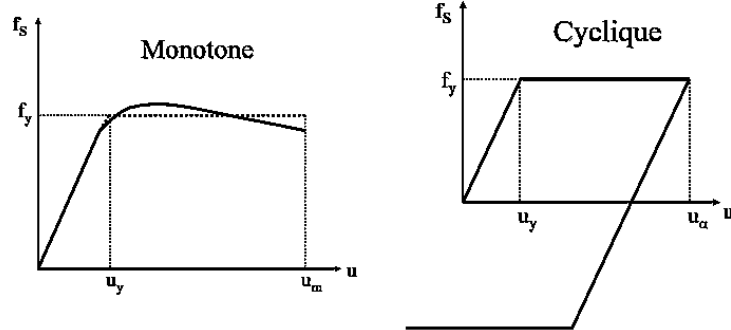


Figure 2.5 : Représentation du comportement non linéaire (Pecker, 2011).

2.1. Réponse non linéaire :

Pour les vibrations d'amplitude modérée, l'étude de l'oscillateur simple à un degré de liberté avec une loi de comportement linéaire (viscoélastique) est acceptable. Dès que ces amplitudes sont fortes, le matériau constitutif est sollicité au-delà de sa limite d'élasticité et le comportement du système devient non linéaire. Cette situation est particulièrement rencontrée lorsque les structures sont soumises à des secousses sismiques modérées à fortes (Paultre, 2013; Stein and Wyssession, 2009).

L'équation de mouvement pour un système à 1 DDL non linéaire s'écrit :

$$\ddot{u}(t) + 2\omega\xi\dot{u}(t) + \frac{f_s(u,t)}{m} = -\ddot{u}_g(t) \quad [2.48]$$

Où : $f_s = (u, t)$ est la force élastique ;

Le facteur de réduction de la force sismique R se définit comme suit :

$$R = \frac{f_{s0}}{f_{sy}} = \frac{u_0}{u_y} \quad [2.49]$$

Où : f_{s0} , la force maximale générée par un séisme du système linéaire ;

u_0 , le déplacement maximum du système linéaire correspondant à f_{s0} ;

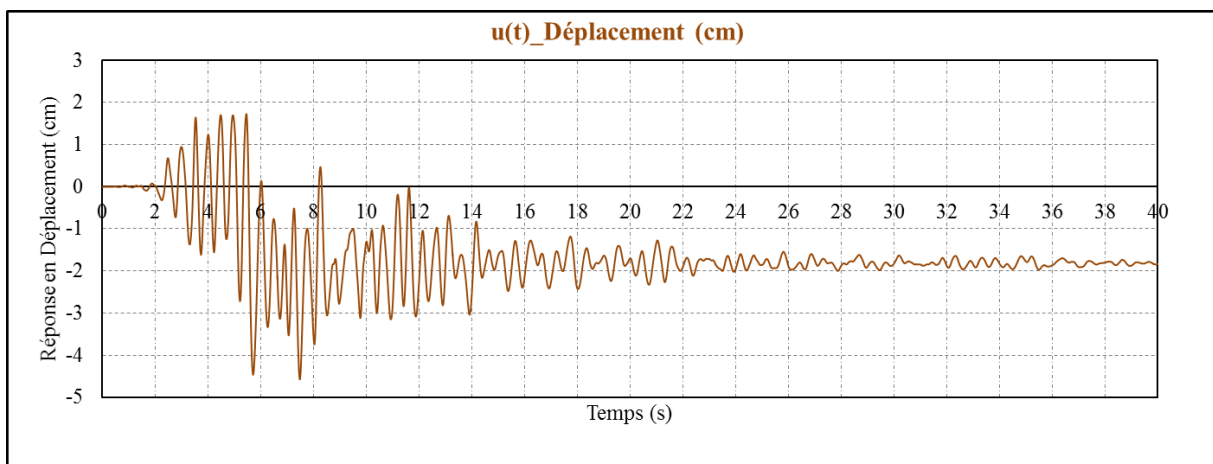
$f_{smax} = f_{sy}$, la limite d'élasticité du système élasto-plastique ;

u_y , le déplacement correspondant à $f_{smax} = f_{sy}$;

Le paramètre fondamental utilisé dans la réponse non linéaire d'un système est la ductilité structurelle :

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \quad [2.50]$$

Où : u_{max} , le déplacement maximum du système non-linéaire ;



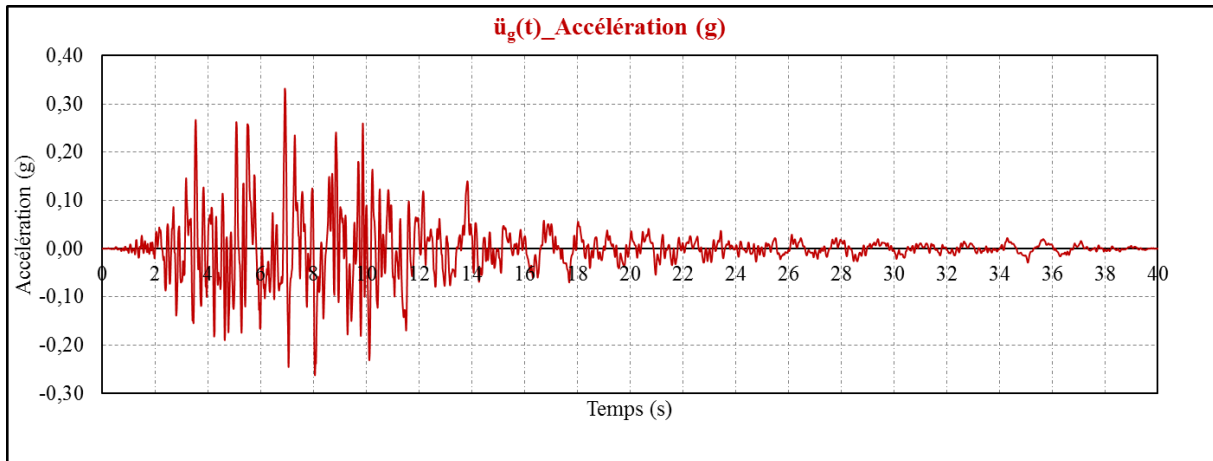


Figure 2.6 : Exemple : la réponse temporelle non linéaire d'un oscillateur simple (1DDL) avec une période T de 0.5s, un facteur d'amortissement de 5% et un facteur de réduction $R=2$, sous l'action du séisme Kobe (Japan) du 16 janvier 1995.

2.2. Spectre de réponse anélastique :

Comme pour la procédure décrite pour l'oscillateur linéaire, il est possible de définir une approche qui permet d'évaluer directement le déplacement maximal de l'oscillateur élasto-plastique sans avoir besoin de faire des calculs temporels donnant l'historique complet de la réponse. Le spectre de réponse anélastique en pseudo-accelération est l'ensemble des valeurs

$$\ddot{u}_y = \omega^2 u_y \text{ fonction de la période élastique } T \text{ et la ductilité } \mu = \frac{u_{\max}}{u_y} .$$

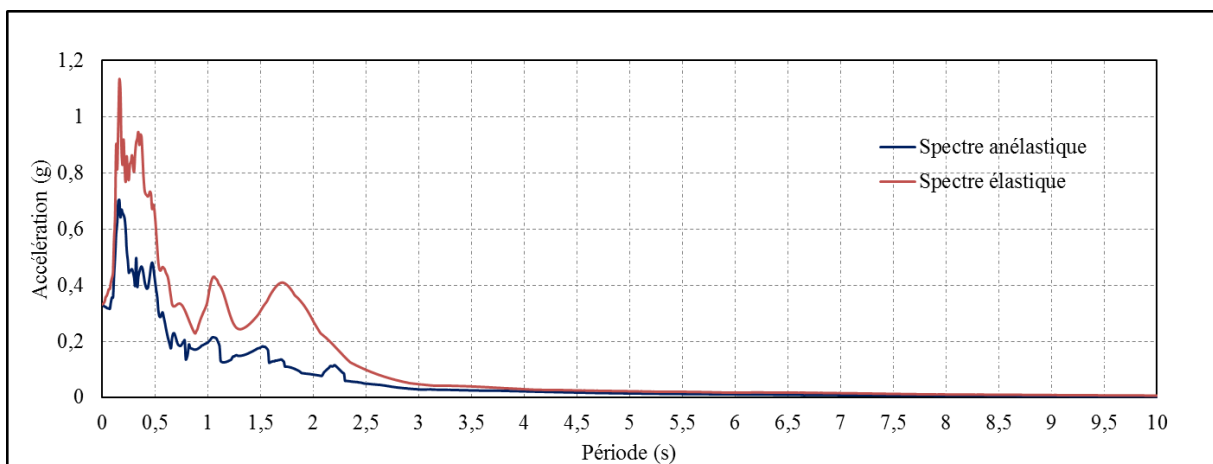


Figure 2.7 : Exemple : Spectres anélastique et élastique de réponse en accélération du séisme Kobe (Japan) du 16 janvier 1995 avec un facteur d'amortissement de 5% et une ductilité de 2.

IV. Vulnérabilité sismique :

1. Références réglementaires parasismiques :

Les règlements de construction décrivent l'excitation sismique par ses effets sur les structures. Les spectres de réponse élastique donnent la réponse maximale des oscillateurs linéaires élastiques pour un niveau sismique donné par rapport à une structure géotechnique

donnée. Si le comportement de la structure est similaire à celui d'un oscillateur, le maximum de sa réponse est obtenu par la lecture directe des spectres. Au cas où son comportement dynamique est fonction d'un ensemble de modes propres, la réponse maximale est obtenue par les méthodes des combinaisons quadratiques détaillées dans la section III.1.1.4 (Mekki, 2015).

L'action sismique réglementaire définie dans les réglementations sismiques est exprimée sous la forme de spectres de réponse, pour les directions horizontale et verticale. Les spectres sont définis par une forme spectrale normalisée et forfaitaire, qui dépend de la zone sismique et de la classe de sol.

Cette section vise à donner une description de la réglementation sismique européenne et marocaine.

1.1. Réglementations marocaines :

La réglementation sismique marocaine a fait son apparition après le séisme du 29 février 1960 à Agadir. Les règlements adoptés pour les constructions parasismiques suite à ce séisme sont :

- Les normes d'Agadir NA1960 : Ces normes n'étaient applicables que pour la ville d'Agadir et non pour tout le territoire marocain.
- Le règlement de construction parasismique RPS2000 : Le CSMB2000 "Code Sismique Marocain du Bâtiment" est sa première appellation. Une deuxième version a suivi avec le titre RSMB2000 "Règlement Sismique Marocain du Bâtiment". Le règlement actuel est le RPS2000 version 2011 applicables aux bâtiments, il est approuvé par le décret n°2-12-682 du 17 regeb 1434 (28 mai 2013) modifiant le décret n°2-02-177 du 9 hija 1422 (22 février 2002).

1.2. Réglementations européennes :

En vue des règles techniques de construction communes en Europe, la Commission européenne a lancé un projet sur les Eurocodes structurels. Les Eurocodes sont édités sous la forme de normes européennes dans le but de substituer progressivement aux normes nationales européennes.

EC0	Bases des calculs
EC1	Actions sur les structures
EC2 EC3 EC4 EC5 EC6 EC9	Conception et calculs par matériau
EC7 EC8	Géotechnique et sismique.

Figure 2.8 : Listes des Eurocodes.

L'Eurocode 8 se réfère à la conception et à la construction de bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zones sismiques. Il définit des exigences de performance et des critères de conformité. Ses buts en cas de séisme sont les suivants :

- Protéger les vies humaines et limiter les dommages matériels.
- Garantir le fonctionnement des structures importantes pour la protection civile.

L'Eurocode 8 se compose de six parties, la partie 1 concerne 'les règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments'. Elle est divisée en dix chapitres ; les premiers (1 à 4) concernent le dimensionnement des bâtiments, les suivants (5 à 9) définissent les règles propres aux différents matériaux applicables pour les bâtiments et le dernier (10) a pour sujet l'isolation à la base des bâtiments (Code, 2005; Milutinovic and Trendafiloski, 2003).

1.3. Tableau de comparaison entre les articles des RPS2000 et de l'Eurocode 8 :

Le *Tableau 2.1* suivant indique une comparaison entre les articles du RPS2000 et ceux de la partie 1 de l'Eurocode 8 liés à l'évaluation de l'effort sismique (de Construção, 2018; Elghazouli, 2016; Fardis et al., 2015).

Tableau 2.1 : Tableau comparatif entre les articles du RPS2000 et la partie 1 de l'Eurocode 8.

RPS 2000	Eurocode 8
- Définition de l'action sismique :	
v : Coefficient de vitesse de zones données par le zonage sismique. I : Coefficient de priorité. K : Facteur de comportement. D : Spectre d'amplification dynamique. W : La charge prise en poids de la structure S : Coefficient du site.	Spectre de calcul $S_d(T)$ γ_1 coefficient d'importance de l'ouvrage. a_g : accélération de calcul un niveau d'un sol de classe A : $a_g = a_{gR} \times \gamma_1$ ST : coefficient d'amplification topographique. η : coefficient correctif d'amortissement S : coefficient de sol
- Actions sismiques - masses à prendre en compte	
$W = G + \psi Q$ La charge W de la structure correspond à la totalité des charges permanentes G et une fraction q des charges d'exploitation Q en fonction de la nature des charges et leur durée	$W = G + \psi_{Ei} Q = G + (\phi \psi_{2i}) Q$ ϕ, ψ_{2i} Coefficients de combinaison pour les actions variables.
- Spectre de calcul / spectre de dimensionnement :	
Spectre de calcul défini pour un coefficient d'amortissement égal à 5 % pour le site S1, en fonction du facteur d'amplification sismique D et la période T .	Le spectre de calcul est en fonction des paramètres S, TB, TC et TD .
- Classification/Caractéristiques de sol :	

5 classes de sites en fonction de leurs conditions géologique et géotechnique : S1, S2, S3, S4 et S5	Les sols sont classés en 7 catégories en fonction de leurs propriétés mécaniques : A, B, C, D et E. S1 et S2																																																			
- Zonage sismique / Accélération du sol :																																																				
Accélération en fonction de la zone de sismicité : zonage sismique comporte 5 zones (0 à 4) reliées à l'accélération horizontale maximale du sol A_{max} ($Z_a = 0 ; 1 ; 2 ; 3 ; 4$) et à la vitesse horizontale maximale du sol V_{max} ($Z_v = 0 ; 1 ; 2 ; 3 ; 4$), pour une probabilité d'apparition de 10% en 50 ans, ce qui correspond à une période de retour de 475 ans.	Zones sismiques en fonction de l'aléa local, il est pris en compte par un seul paramètre, l'accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A, est égale à l'accélération a_{gr} de calcul au niveau d'un sol de classe A multipliée par le coefficient d'importance γ_I .																																																			
- Classification des structures/ Classe de risque des ouvrages :																																																				
Les structures sont classées en 3 classes : classe I, II et III avec 3 valeurs de coefficient d'importance I.	Les ouvrages sont répartis en 4 catégories d'importance : I, II, III, IV																																																			
- Coefficient correcteur d'amortissement :																																																				
Pour des valeurs du coefficient d'amortissement différentes de 5 %, les corrections des spectres normalisés sont obtenues en multipliant les D du spectre de calcul par le coefficient $m = \left(\frac{5}{X}\right)^{0.4}$	Pas de coefficient correctif pour le spectre de calcul. Ce sont les valeurs du coefficient de comportement qui tiennent compte des amortissements relatifs différents de 5%.																																																			
- Facteur de comportement K/ Coefficient de comportement des structures en BA :																																																				
Le facteur de réduction de la force sismique de calcul, ou coefficient de ductilité K, caractérise la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique. En fonction du type du système de contreventement et du niveau de ductilité choisi.	le coefficient de comportement q est défini en fonction du type de structure, des matériaux constitutifs et de la capacité de déformation des éléments.																																																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Système de contreventement</th> <th>ND 1</th> <th>ND2</th> <th>ND 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="4" style="text-align: center;">OSSATURES EN BÉTON ARMÉ</td> </tr> <tr> <td>Portiques en Béton armé</td> <td>2</td> <td>3.5</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>Voile et Portique</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>Voile</td> <td>1.4</td> <td>2.1</td> <td>2.8</td> </tr> <tr> <td>Voiles couplés</td> <td>1.8</td> <td>2.5</td> <td>3.5</td> </tr> <tr> <td colspan="4" style="text-align: center;">OSSATURES EN ACIER</td> </tr> <tr> <td>Portique à nœuds rigides</td> <td>3</td> <td>4.5</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>Ossature contreventée</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>	Système de contreventement	ND 1	ND2	ND 3	OSSATURES EN BÉTON ARMÉ				Portiques en Béton armé	2	3.5	5	Voile et Portique	2	3	4	Voile	1.4	2.1	2.8	Voiles couplés	1.8	2.5	3.5	OSSATURES EN ACIER				Portique à nœuds rigides	3	4.5	6	Ossature contreventée	2	3	4	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Type structural</th> <th>DCM</th> <th>DCH</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplés</td> <td>3,0 α_0/α_1</td> <td>4,5 α_0/α_1</td> </tr> <tr> <td>Système de murs non couplés</td> <td>3,0</td> <td>4,0 α_0/α_1</td> </tr> <tr> <td>Système à noyau</td> <td>2,0</td> <td>3,0</td> </tr> <tr> <td>Système en pendule inversé</td> <td>1,5</td> <td>2,0</td> </tr> </tbody> </table>	Type structural	DCM	DCH	Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplés	3,0 α_0/α_1	4,5 α_0/α_1	Système de murs non couplés	3,0	4,0 α_0/α_1	Système à noyau	2,0	3,0	Système en pendule inversé	1,5	2,0
Système de contreventement	ND 1	ND2	ND 3																																																	
OSSATURES EN BÉTON ARMÉ																																																				
Portiques en Béton armé	2	3.5	5																																																	
Voile et Portique	2	3	4																																																	
Voile	1.4	2.1	2.8																																																	
Voiles couplés	1.8	2.5	3.5																																																	
OSSATURES EN ACIER																																																				
Portique à nœuds rigides	3	4.5	6																																																	
Ossature contreventée	2	3	4																																																	
Type structural	DCM	DCH																																																		
Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplés	3,0 α_0/α_1	4,5 α_0/α_1																																																		
Système de murs non couplés	3,0	4,0 α_0/α_1																																																		
Système à noyau	2,0	3,0																																																		
Système en pendule inversé	1,5	2,0																																																		
- Régularité structurale / Critères de régularité en plan et en élévation :																																																				

<p>Les structures sont classées selon sa configuration, en plan et en élévation, la distribution régulière de la rigidité et de la masse dans la structure, en structure régulière ou irrégulière.</p> <p>L'approche d'Analyse statique équivalente est valable pour les structures régulières.</p> <p>L'approche dynamique est admise pour les structures irrégulières. Analyse par spectre de réponse 'approche modale', analyse par accélérogrammes ou calcul direct.</p>	<p>Les critères en plan et en élévation sont pris séparément pour déterminer la régularité d'un bâtiment.</p> <table border="1" data-bbox="788 349 1394 607"> <thead> <tr> <th colspan="2">Régularité</th> <th colspan="2">Simplifications admises</th> </tr> <tr> <th>Plan</th> <th>Élévation</th> <th>Modèle</th> <th>Analyse élastique linéaire</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Oui</td> <td>Oui</td> <td>Plan</td> <td>Force latérale ^{a)}</td> </tr> <tr> <td>Oui</td> <td>Non</td> <td>Plan</td> <td>Modale</td> </tr> <tr> <td>Non</td> <td>Oui</td> <td>Spatial ^{b)}</td> <td>Force latérale ^{a)}</td> </tr> <tr> <td>Non</td> <td>Non</td> <td>Spatial</td> <td>Modale</td> </tr> </tbody> </table>	Régularité		Simplifications admises		Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	Oui	Oui	Plan	Force latérale ^{a)}	Oui	Non	Plan	Modale	Non	Oui	Spatial ^{b)}	Force latérale ^{a)}	Non	Non	Spatial	Modale
Régularité		Simplifications admises																							
Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire																						
Oui	Oui	Plan	Force latérale ^{a)}																						
Oui	Non	Plan	Modale																						
Non	Oui	Spatial ^{b)}	Force latérale ^{a)}																						
Non	Non	Spatial	Modale																						
<p>- Evaluation de l'effort sismique : approches / forces statiques équivalentes</p>																									
<p>La force sismique latérale équivalente représentant la réponse élastique F :</p> $F = vSDIW / K$ <p>La force sismique latérale totale F est répartie sur la hauteur de la structure :</p> $F_n = (F - F_t) (W_n h_n / \sum(W_i h_i))$	<p>Méthode d'analyse par forces latérales-effort tranchant à la base de la structure.</p> <p>Effort tranchant sismique à la base :</p> $F_b = S_d(T_1)m\lambda$ <p>T₁ est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;</p> <p>Les effets de l'action sismique à tous les étages :</p> $F_i = F_b(z_i m_j / \sum(z_i m_j))$																								

2. Méthodes de calcul sismique :

Les codes parasismiques visent principalement à garantir un niveau optimal de sécurité et de fonctionnement face aux risques sismiques. A cette fin, ils suggèrent des procédures de calcul. Leurs objectifs sont de définir une structure capable de résister, sans effondrement, aux déformations générées par l'action sismique. Ces codes proposent des méthodes différentes d'analyse : statique linéaire, statique non linéaire, dynamique linéaire et dynamique non linéaire (Barbosa, 2011; Mekki, 2015; Tai, 1981; Tataie, 2011).

2.1. Méthode statique linéaire :

La procédure d'analyse statique linéaire est la méthode de calcul classique pour le dimensionnement des bâtiments, Elle est basée sur l'exigence que le comportement structurel est déterminé par le mode fondamental de vibration. Elle est réservée aux bâtiments de faible et moyenne régularité (Elghazouli, 2016; Fardis et al., 2015).

Conformément aux codes ou réglementations parasismiques, par exemple Eurocode 8 et le RPS2000 version 2011..., l'étude de la réponse des structures des bâtiments sous l'action sismique est assurée par des méthodes simplifiées basées sur le spectre de réponse pour satisfaire la vérification de la stabilité, de la résistance et des déformations limites des éléments de la structure (du Maroc, 2001).

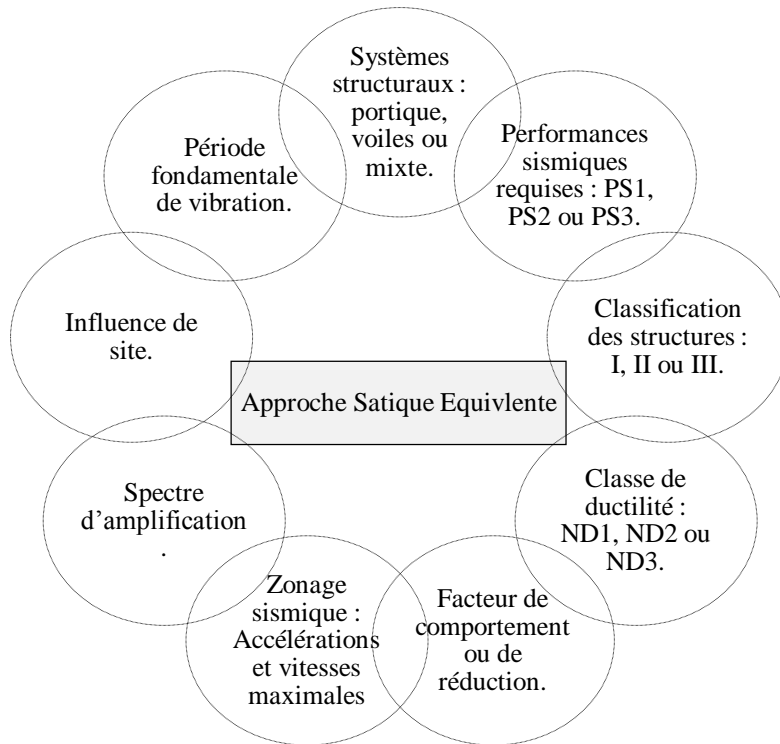


Figure 2.9 : Paramètres de l'approche statique équivalente du RPS2000 version 2011.

2.2. Méthode dynamique linéaire :

La procédure d'analyse dynamique linéaire consiste à faire une intégration temporelle directe des équations du mouvement. Cette méthode permet le calcul des réponses en force et en déplacement au moyen de :

a- Analyse modale spectrale :

Cette analyse consiste à déterminer les modes propres du mouvement libre et à introduire le spectre de dimensionnement qui donne la réponse maximale à un instant donné. La réponse maximale d'une structure durant un séisme est plus importante que la réponse temporelle du mouvement.

b- Analyse temporelle :

Sur la base des accélérogrammes, elle donne la réponse temporelle du mouvement de la structure. L'analyse temporelle est une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accéléromogramme. Par conséquent, elle se distingue principalement de l'analyse modale ou spectrale par le fait que pour cette dernière méthode, le spectre de réponse de l'oscillateur donne directement l'accélération maximale pour chaque mode mais non pas sa variation.

Le calcul de la réponse temporelle des structures linéaires à l'excitation sismique par décomposition modale ou analyse temporelle sont détaillés dans la section III.1.3.

2.3. Méthode statique non linéaire :

L'analyse 'Pushover' ou 'poussée progressive' est une procédure statique non-linéaire. C'est l'une des méthodes de conception basées sur la performance. Il s'agit d'une analyse statique progressive utilisée pour déterminer la relation force-déplacement, ou la courbe de capacité, pour une structure ou un élément structurel. L'analyse consiste à appliquer des charges horizontales (séismes, tsunamis...) à la structure de manière croissante, c'est-à-dire en poussant la structure et en traçant la force de cisaillement totale appliquée et le déplacement latéral associé à chaque augmentation, jusqu'à ce que la structure ou l'état d'effondrement soit atteint.

L'intensité de la charge latérale est augmentée progressivement et la progression des fissures de la formation de liaisons plastiques et de la défaillance de divers composants structurels sont enregistrées. L'analyse 'Pushover' peut fournir un aperçu significatif de la performance sismique d'une structure.

Pour l'application de l'analyse 'Pushover', plusieurs méthodes de même fondement théorique sont utilisées. La méthode prospectée dans une partie de ce travail de thèse est la méthode spectre de réponse – capacité de (Chopra and Goel, 1999). Elle est basée sur la méthode du spectre de capacité développée initialement par (Freeman, 1975) et (Freeman, 1978). (Belmouden, 2004; Chopra and Goel, 2001; Dautaj et al., 2015; Fajfar, 2000).

Elle se déroule en plusieurs étapes :

Etape 1 : Elaboration d'une courbe V d'effort tranchant en fonction du déplacement en tête Δ_R , sous un chargement latérale monotone, elle est obtenue au moyen d'une modélisation de la structure en éléments finis, appelée courbe 'Pushover' (V- Δ_R).

Etape 2 : Conversion de la courbe de capacité (V- Δ_R) en spectre de capacité (A-D), basant sur les formulations suivantes :

$$A = \frac{V}{\alpha_1 \cdot W} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1} \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2 \right)} \quad [2.51]$$

$$D = \frac{\Delta_R}{PF_1 \cdot \phi_{1,R}} \quad ; \quad PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad [2.52]$$

A / D : Accélération spectrale / déplacement spectrale ;

W / m_i : masse totale de la structure / concentrée au niveau du nième étage ;

α_1 : Coefficient de la masse modale du premier mode propre ;

$\phi_{R,1}$: Amplitude du premier mode propre au Nième étage ;

PF_1 : Facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration ;

Etape 3 : Transformation du spectre de réponse élastique normalisé (A-T) en pseudo-accélération (A-D). Le spectre élastique (A-T) défini dans le RPS2000 par :
 $A(T) = (A_{max} / g)D(T)$ où $D(T)$ est le facteur d'amplification dynamique dépend de la période T , et le déplacement spectrale est $D = (T/2\pi)^2 A$ (même travail pour le spectre de réponse inélastique mais avec l'introduction d'un facteur de réduction K) ;

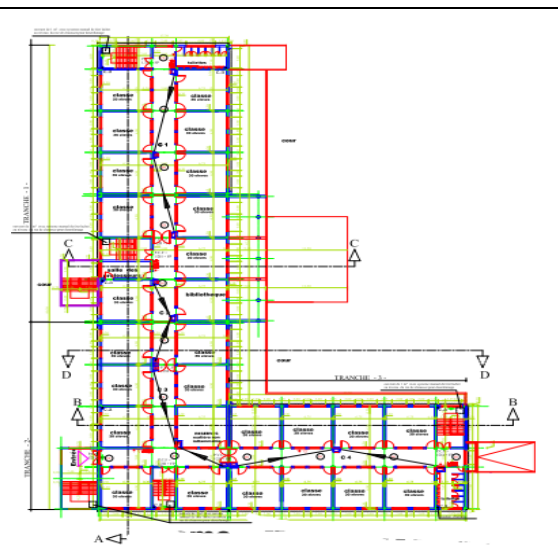
Etape 4 : Combinaison des spectres de capacité et de réponse et détermination du point de performance.

Etape 5 : Conversion du déplacement spectrale en déplacement réel et comparaison avec les valeurs limites des objectifs de performance fixés.

Cette méthode est appliquée sur une structure en béton armé située dans la région de Rabat. Il s'agit d'un bâtiment en béton armé de quatre étages comme présenté dans la *Figure 2.10*. Les dimensions du plan structurel sont de $17,4 \times 25,6 \text{ m}^2$. La structure est modélisée au moyen du logiciel de calcul par éléments finis SAP2000, le chargement latéral sismique a été évalué conformément au RPS2000.



Présentation de l'étude de cas : Plan de masse



Présentation de l'étude de cas : vue en plan

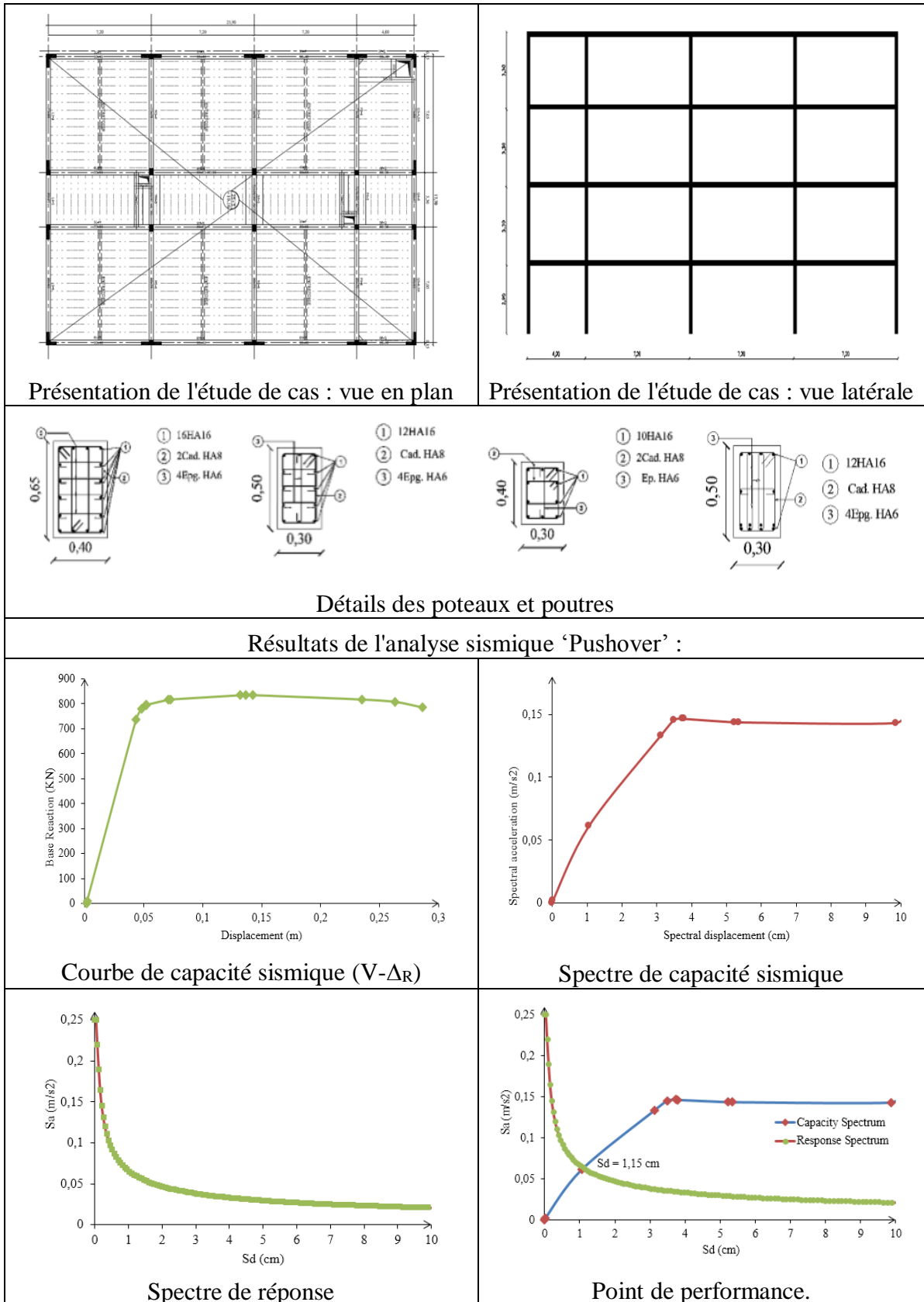


Figure 2.10 : Résultats de l'analyse 'Pushover'.

2.4. Méthode dynamique non linéaire :

Le caractère non linéaire peut résulter des déformations irréversibles du sol, de la matière des éléments structurels, des liaisons entre la structure et le sol, de la nature de la charge dynamique La méthode la plus performante dans le domaine de l'analyse non linéaire est l'intégration temporelle pas à pas, le caractère non linéaire du système est pris en calculant de nouvelles caractéristiques pour l'état déformé pris au début de chaque intervalle de temps, par analogie au calcul linéaire présenté dans la sections III.2.

3. Évaluation de la vulnérabilité

La détermination de la vulnérabilité des structures, qui représente la probabilité d'endommagement (0% à 100%) physique pour un bâtiment à un niveau donné de l'aléa sismique, a une grande importance dans l'identification des bâtiments les plus vulnérables et les zones les plus menacées afin de mettre en place une approche prévisionnelle fiable pour une bonne gestion du risque sismique.

Les procédures servant à évaluer la vulnérabilité ou à construire les courbes de fragilité varient suivant la nature et la quantité des données recueillies et la finalité recherchée, à savoir une estimation de la vulnérabilité sismique pour un bâtiment unique ou un ensemble de bâtiments. Il convient de faire une distinction, dans ce qui suit, entre les méthodes déterministes établies sur la base de simulations numériques pour une structure définie par un modèle spécifique, et les méthodes probabilistes ou statistiques élaborées en se basant sur des données statistiques regroupant plusieurs typologies de structures ayant des propriétés structurelles similaires subiront des dommages similaires sous un chargement sismique donné. A cet effet, ce travail utilise ces deux approches comme techniques pour estimer la vulnérabilité d'une structure en béton armé ainsi que à grande échelle (Combesure et al., 2005; Dang, 2014).

L'ensemble des méthodes disponibles permettant d'évaluer la vulnérabilité sismique est abordé, afin d'établir un état de l'art et de proposer des voies à envisager dans le cadre de cette thèse.

3.1. Approche déterministe :

Cette approche, définie comme l'ensemble des méthodes utilisées pour estimer avec précision les dommages causés par un séisme, repose sur deux modèles : un modèle de demande/capacité sismique obtenu par modélisation dynamique des structures soumises à une charge sismique, abordé dans la section IV.2.3, et un modèle de calcul de la probabilité de dommages à l'aide de courbes de fragilité sous forme d'une fonction de distribution de probabilité de la loi log-normale.

On va aborder plus en détails une procédure, proposée par le projet européen RISK-UE (LM2 Method), plus consistante basée sur les modèles de sollicitation, de résistance sismiques et de calcul probabiliste (Milutinovic and Trendafiloski, 2003; Mouroux and Le Brun, 2006).

Elle se résume à l'aide des étapes suivantes :

Etape 1 : Définition de la courbe / spectre de capacité à partir d'une modélisation dynamique de la structure via un code de calcul d'éléments finis (SAP2000...), dont nous avons traité dans la section IV.2.3, afin de calculer sa réponse, ainsi que l'identification ses états limites. L'intersection du spectre de capacité et de la réponse est le point de performance.

Etape 2 : Définition des états limite ou les performances sismiques souhaitées, peuvent être spécifié à travers des limites sur le paramètre de réponse déplacements.

Figure 2.11 présente les définitions de ces états en fonction des déplacements recommandées par RISK-UE (Milutinovic and Trendafiloski, 2003).

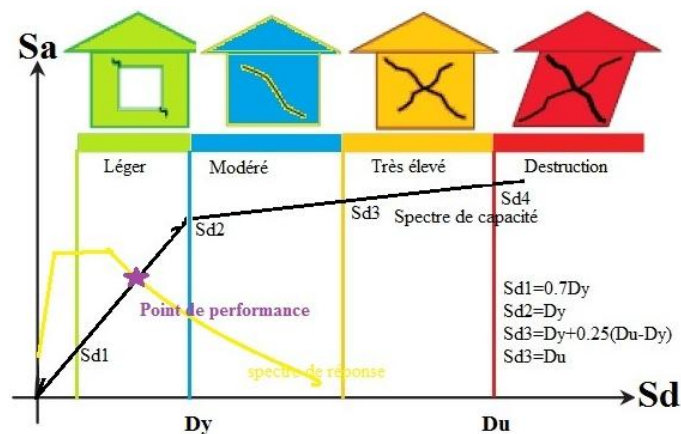


Figure 2.11 : Description de la méthodologie proposée par le projet RISK-UE pour l'estimation des courbes de fragilités sismique d'une structure.

Une autre définition des états de dommages, a été proposée par le RISK-UE, permet de les classifier en cinq états comme indiqué dans le *Tableau 2.2* :

Tableau 2.2 : Définition des états de dommages en fonction aux déplacements limite proposée par le RISK-UE (Milutinovic and Trendafiloski, 2003).

Degré de dommage	Description	Déplacements limite	Déplacements spectraux limite
0	Aucun dommage	$\Delta < 0.7\Delta_y$	$\mathbf{D} < 0.7D_y$
1	Léger	$0.7\Delta_y < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.05\Delta_{uy}$	$0.7D_y \leq \mathbf{D} < D_y$
2	Modéré	$0.7\Delta_y + 0.05\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.20\Delta_{uy}$	$1.0D_y \leq \mathbf{D} < D_y + D_{uy}$
3	Sensible à important	$0.7\Delta_y + 0.20\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.50\Delta_{uy}$	$D_y + D_{uy} \leq \mathbf{D} < D_u$
4	Destruction	$0.7\Delta_y + 0.50\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 1.00\Delta_{uy}$	$D_u \leq \mathbf{D}$
		$\Delta_{uy} = 0.9\Delta_u - 0.7\Delta_y$	$D_{uy} = 0.25(D_u - D_y)$

Avec : D / Δ est le déplacement réel / spectrale maximale de la structure (point de performance).

D_u / Δ_u est le déplacement réel / spectrale ultime.

D_y / Δ_y est le déplacement réel / spectrale limite élastique.

Etape 3 : Développement des courbes de fragilité, dans ce sens, la totalité des travaux ont recours à un modèle de loi cumulative log-normale en tant que modèle de distribution statistique pour représenter les courbes de fragilité d'une structure. Dans ce modèle, deux paramètres de la fonction de probabilité cumulative ($\bar{S}_{d,ds}, \beta_{ds}$), sont utilisés pour définir la probabilité de dépasser un état de dommage :

$$P[ds / S_d] = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right)}{\beta_{ds}} \right] \quad [2.53]$$

Où :

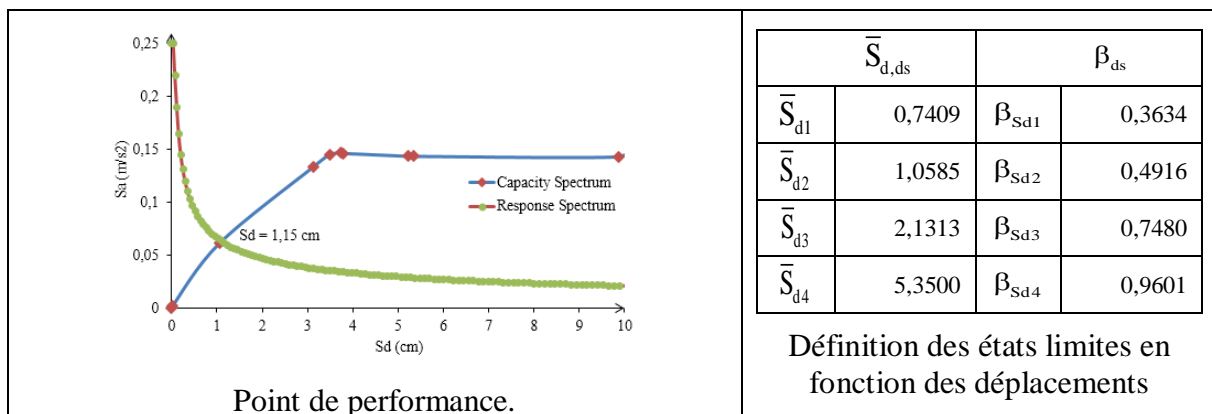
S_d est le paramètre relatif à l'aléa sismique (déplacement spectral) ;

$\bar{S}_{d,ds}$ est la médiane et β_{ds} est l'écart-type du déplacement spectral pour laquelle le bâtiment atteint un certain degré de dommage ds :

$$\begin{cases} \bar{S}_{d1} = 0.7D_y \\ \bar{S}_{d2} = D_y \\ \bar{S}_{d3} = D_y + 0.25(D_u - D_y) \\ \bar{S}_{d4} = D_u \end{cases} ; \begin{cases} \beta_{Sd1} = 0.25 + 0.07 \ln(D_u / D_y) \\ \beta_{Sd2} = 0.2 + 0.18 \ln(D_u / D_y) \\ \beta_{Sd3} = 0.1 + 0.4 \ln(D_u / D_y) \\ \beta_{Sd4} = 0.15 + 0.5 \ln(D_u / D_y) \end{cases} \quad [2.54]$$

Φ est la fonction de répartition de probabilité de la loi normale ;

La [Figure 2.12](#) présente les courbes de fragilité obtenues par l'hypothèse de la loi log-normale de la structure exposée dans la [Figure 2.10](#) :



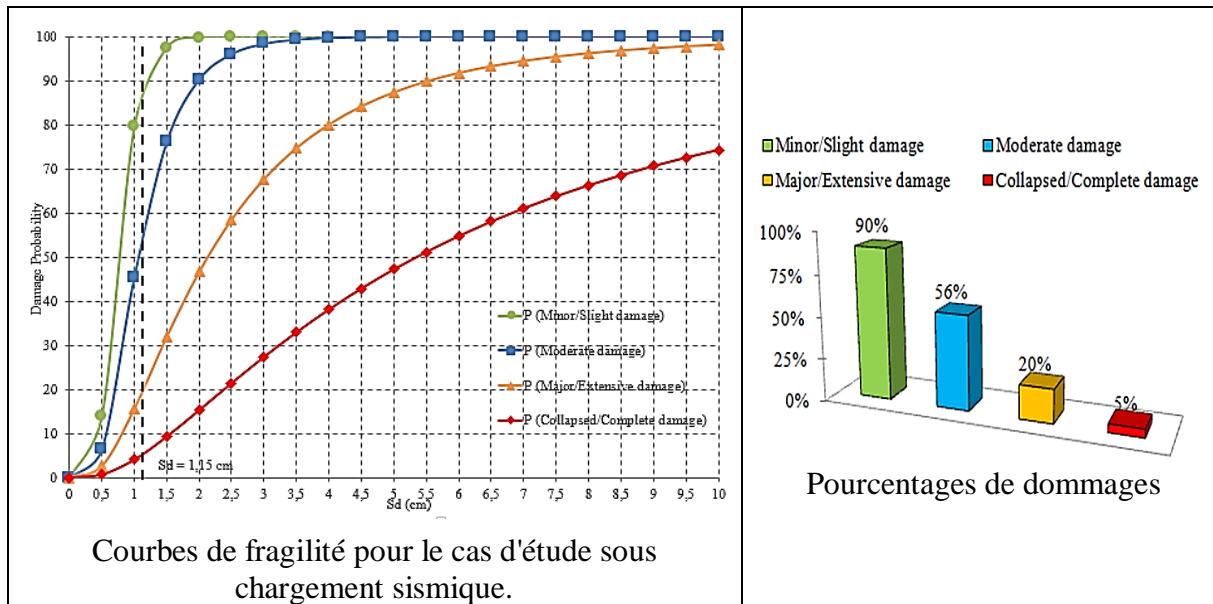


Figure 2.12 : les courbes de fragilité et les pourcentages des dommages de la structure étudiée.

3.2. Approche probabiliste ou statistique :

L'approche probabiliste est l'une des méthodes élaborées pour la prévision des dommages. Elle repose sur le principe : Matrices de probabilité des dommages (DPM : Damage Probability Matrices). Une DPM, qui représente la probabilité d'atteindre un niveau de dommages, correspond à une typologie de structure. Elle sert généralement à l'analyse de la vulnérabilité à grande échelle à travers un recueil de données géographiques visant à définir une différenciation des structures en classes de vulnérabilité selon l'échelle macrosismique européenne (EMS 98) (Grünthal, 1998) suivant le *Tableau 2.3*.




Tableau 2.3 : Différenciation des structures en classes de vulnérabilité proposée par EMS98 (Grünthal, 1998).



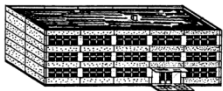
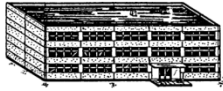



Type de structure	Classe de vulnérabilité					
	A	B	C	D	E	F
MAÇONNERIE	Moellon brut, pierre tout venant	○				
	Brique crue (adobe)	○—				
	Pierre brute	○				
	Pierre massive	○—				
	Non renforcée, avec des éléments préfabriques	○				
	Non renforcée, avec des planchers en béton armé	○—				
	Renforcée ou chaînée	○—				
BÉTON ARMÉ	Ossature sans conception parasismique (CPS)		○			
	Ossature avec un niveau moyen de CPS		○—			
	Ossature avec un bon niveau de CPS		○—			
	Murs sans CPS		○			
	Murs avec un niveau moyen de CPS		○—			
	Murs avec un bon niveau de CPS		○—			
ACIER				○—		
BOIS				○—		

○ Classe de vulnérabilité la plus probable; — Intervalle probable;
 Intervalle de probabilité plus faible, cas exceptionnels

L'échelle macrosismique européenne (EMS 98) fournit une description qualitative de la nature des dommages observables pour 5 degrés de dégâts illustrée dans le [Tableau 2.4](#).

Tableau 2.4 : description des dommages observables proposée par EMS98 ([Grünthal, 1998](#)).

Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie	
	<p>Degré 1 : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux)</p> <p>Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.</p>
	<p>Degré 2 : Dégâts modérés (Dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</p> <p>Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.</p>
	<p>Degré 3 : Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)</p> <p>Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit ; défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons).</p>

	Degré 4 : Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants) Défaillance sérieuse des murs ; défaillance structurale partielle des toits et des planchers.
	Degré 5 : Destruction (dégâts structuraux très importants) Effondrement total ou presque total.
Classification des dégâts aux bâtiments en béton armé	
	Degré 1 : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux) Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.
	Degré 2 : Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs. Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ; chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.
	Degré 3 : Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants) Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, défaillance de certains panneaux de remplissage.
	Degré 4 : Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants) Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence ; perte de l'adhérence barres-béton ; basculement des poteaux. Eroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.
	Degré 5 : Destruction (dégâts structuraux très importants) Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.

Des matrices de probabilité des dommages (DPM) sont proposées par le projet européen RISK-UE ([Milutinovic and Trendafiloski, 2003](#)) pour quantifier les degrés de dommages correspondant à différentes intensités sismiques et pour chaque classe de vulnérabilité, sont présentées au [Tableau 2.5](#).

Tableau 2.5 : Matrices de probabilités des dommages pour l'identification des dégâts sismiques par classes de vulnérabilité ([Milutinovic and Trendafiloski, 2003](#)).

		Classe A				
Degré de dommage	Intensité sismique	1	2	3	4	5
V		Quelques				
VI		Nombreux	Quelques			
VII				Nombreux	Quelques	
VIII					Nombreux	Quelques
IX						Nombreux
X						La plupart

XI					
XII					
Classe B					
Degré de dommage	1	2	3	4	5
Intensité sismique					
V	Quelques				
VI	Nombreux	Quelques			
VII		Nombreux	Quelques		
VIII			Nombreux	Quelques	
IX				Nombreux	Quelques
X					Nombreux
XI					La plupart
XII					
Classe C					
Degré de dommage	1	2	3	4	5
Intensité sismique					
V					
VI	Quelques				
VII		Quelques			
VIII		Nombreux	Quelques		
IX			Nombreux	Quelques	
X				Nombreux	Quelques
XI					Nombreux
XII					La plupart
Classe D					
Degré de dommage	1	2	3	4	5
Intensité sismique					
V					
VI					
VII	Quelques				
VIII		Quelques			
IX		Nombreux	Quelques		
X			Nombreux	Quelques	
XI				Nombreux	Quelques
XII					La plupart
Classe E					
Degré de dommage	1	2	3	4	5
Intensité sismique					
V					
VI					
VII					

VIII					
IX		Quelques			
X		Nombreux	Quelques		
XI			Nombreux	Quelques	
XII					
Classe F					
Degré de dommage	1	2	3	4	5
Intensité sismique					
V					
VI					
VII					
VIII					
IX					
X		Quelques			
XI		Nombreux	Quelques		
XII					

Le projet RISK-EU suggère une typologie plus détaillée que celle de l'EMS98 et une méthode d'évaluation de la vulnérabilité à grande échelle (LM1 Method). Elle est basée sur l'estimation d'un indice de vulnérabilité associé à chaque typologie élaborée. Avec cet indice, des courbes de vulnérabilité et de fragilité en fonction de l'intensité sismique peuvent être définies, permettant d'évaluer la distribution des probabilités de dommages sur une structure.

La méthode RISK-EU de niveau 1 (LM1 Method) est une méthode semi-empirique par laquelle on définit des fonctions de vulnérabilité moyenne semi-empiriques qui mettent en relation le degré moyen de dommage μ_D avec l'intensité macrosismique I et l'indice de vulnérabilité V_I . Cette méthode propose un système de classifications des bâtiments pour les regrouper par indice de vulnérabilité V_I similaire dont ces valeurs varient entre 0 (bâtiment moins vulnérable) et 1 (bâtiment plus vulnérable). Pour chaque type de bâtiment, RISK-UE donne la valeur V_I^* la plus probable, $[V_I^- ; V_I^+]$ l'intervalle possible et $[V_I^{\min} ; V_I^{\max}]$ limites supérieure et inférieure des valeurs possibles de l'indice de vulnérabilité V_I (Tableau 2.6).

Tableau 2.6 : Description de la typologie RISK-UE et valeurs de V_I^* (Milutinovic and Trendafiloski, 2003).

Typologie RISK-UE		Description	Valeurs représentatives de V_I				
			V_I^{\min}	V_I^-	V_I^*	V_I^+	V_I^{\max}
Maçonnerie (M)	M1	Murs porteurs en maçonnerie de pierres					
	M1.1	Moellons	0.620	0.810	0.873	0.980	1.020
	M1.2	Pierres appareillées	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
	M1.3	Pierre de taille	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
	M2	Adobe	0.620	0.687	0.840	0.980	1.020

	M3	Murs porteurs en maçonnerie non armée					
	M3.1	Plancher bois	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
	M3.2	Voûtes en maçonnerie	0.460	0.650	0.776	0.953	1.020
	M3.3	Planchers avec poutrelles métalliques et maçonnerie	0.460	0.527	0.704	0.830	1.020
	M3.4	Plancher béton armé	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
	M4	Murs porteurs en maçonnerie armée ou confinée	0.140	0.330	0.451	0.633	0.700
	M5	Constructions en maçonnerie renforcées dans leur ensemble	0.300	0.490	0.694	0.953	1.020
Béton armé (RC)	RC1	Système poteaux/poutres	-0.020	0.047	0.442	0.800	1.020
	RC2	Murs de refend en béton	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
	RC3	Système poteaux/poutres avec mur de remplissage en maçonnerie non armée					
	RC3.1	Structures régulières avec remplissage	-0.020	0.007	0.402	0.760	0.980
	RC3.2	Structures irrégulières (système porteur ou remplissages irréguliers ou niveau souple)	0.060	0.127	0.522	0.880	1.020
	RC4	Structure mixte en béton armé (portiques et murs en béton)	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
	RC5	Murs en béton préfabriqué	0.140	0.207	0.384	0.510	0.700
Acier (S)	RC6	Structure en béton préfabriqué avec murs de refend en béton	0.300	0.367	0.544	0.670	0.860
	S1	Système poteaux/poutres en acier	-0.020	0.047	0.363	0.640	0.860
	S2	Structure en acier contreventée	-0.020	0.047	0.287	0.480	0.700
	S3	Système poteaux/poutres en acier avec mur de remplissage en maçonnerie non armée	0.140	0.330	0.484	0.640	0.860
	S4	Système poteaux/poutres en acier avec mur de refend en béton coulés en place	-0.020	0.047	0.224	0.350	0.540
	S5	Système de composants acier et béton armé	-0.020	0.257	0.402	0.720	1.020
Bois (W)	W	Structure en bois	0.140	0.207	0.447	0.640	0.860

L'indice de vulnérabilité de base associé à la typologie sera ensuite amplifié conformément aux paramètres constructifs spécifiques à chaque ouvrage. Le degré moyen des dommages est estimé comme suit (Milutinovic and Trendafiloski, 2003) :

$$\mu_D = 2.5 \left[1 + \tanh \frac{I + 6.25V_I - 13.1}{2.3} \right] \quad [2.55]$$

La distribution des dommages est calculée sur la base de la distribution bêta pour chaque classe de vulnérabilité :

Les fonctions de densité de probabilité et de distribution cumulative s'expriment donc par les relations suivantes [2.56] et [2.57] :

$$p_\beta(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(q)\Gamma(t-q)} \frac{(x-a)^{q-t} (b-x)^{t-q-1}}{(b-a)^{t-1}} \quad [2.56]$$

$$P_\beta = \int_a^b p_\beta(\varepsilon) d\varepsilon \quad [2.57]$$

Où : $a=0$, $b=6$, t et q sont les paramètres de la distribution, et x est la variable continue se trouvant entre a et b .

$$q = t(0.007\mu_D^3 - 0.052\mu_D^2 + 0.2875\mu_D) \quad [2.58]$$

La fonction de probabilité de densité bêta discrète est calculée à partir des probabilités associées aux degrés de dommage k et $k+1$ ($k = 0, 1, 2, 3, 4, 5$), comme suit :

$$P_k(k) = P_\beta(k+1) - P_\beta(k) \quad [2.59]$$

La courbe de fragilité qui définit la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain degré de dommage est obtenue à partir de la distribution bêta de la probabilité cumulative :

$$P(D \geq D_k) = 1 - P_\beta(k) \quad [2.60]$$

V. Vulnérabilité sismique des bâtiments existants dans la zone urbaine de Taroudant, au Maroc, par différentes approches :

Cette section présente une étude dans laquelle on a évalué la vulnérabilité et les courbes de fragilité sismique des bâtiments de la zone urbaine de Taroudant, ces derniers sont cartographiés, regroupés en fonction de leurs matériaux de construction, configuration architecturale, caractéristiques structurelles suivant l'EMS-98. Sur cette zone cinq catégories de bâtiments typiques sont retenus, ensuite un type de bâtiment est analysé par deux méthodes d'évaluation de la vulnérabilité de premier niveau (LM-1) et de deuxième niveau (LM-2) abordé dans la partie IV.

1. Description de la zone étudiée, données et ressources :

Taroudant, est une ville du Sud-Ouest du Maroc située dans le cœur de la vallée du Souss, entourée par deux chaînes de montagnes, le Haut-Atlas au nord et à l'est, l'Anti-Atlas au sud, à l'ouest, la plaine s'ouvre sur l'Atlantique. Cette vallée fertile est traversée par l'oued Souss qui longe la ville. Cette étude concerne l'ensemble de l'aire urbaine de Taroudant, couvrant une superficie de 13.3 Km² (*Figure 2.13*). Concernant la sismicité de l'aire d'étude, Taroudant est classée dans la zone sismique 2 en vitesse PVA = 0.10 m/s et 3 en accélération PGA=0.14g selon le Règlement Parasismique du Maroc, qui est la deuxième plus importante zone sismique du Maroc.

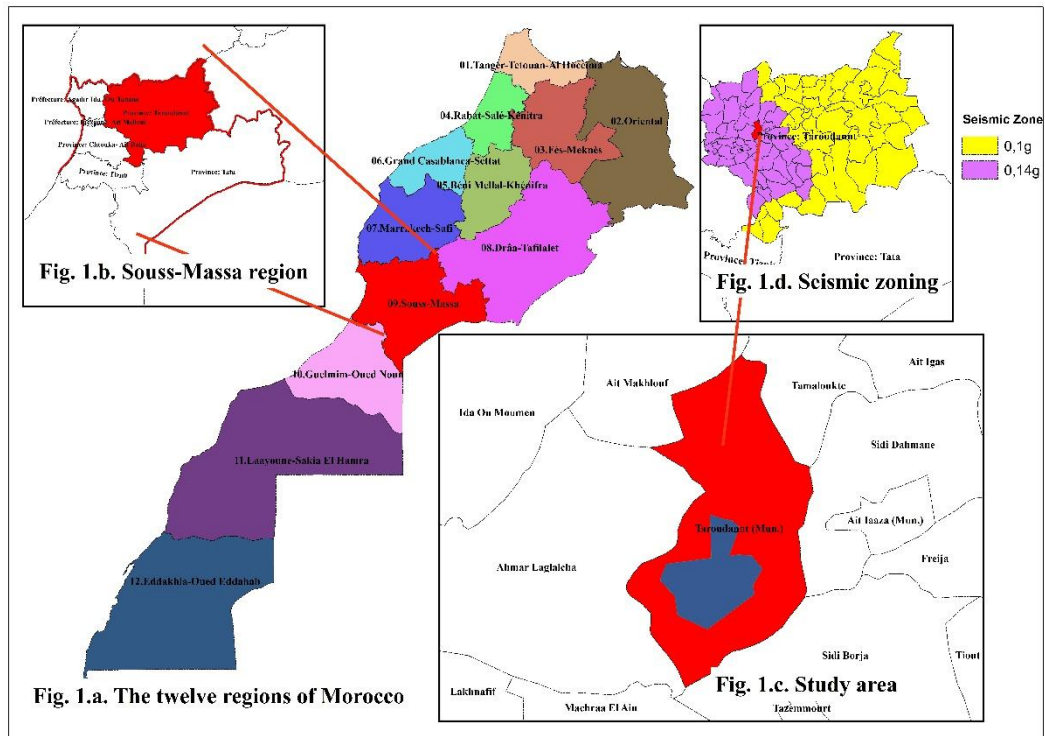


Figure 2.13 : Localisation de la zone d'étude.

2. Typologie des bâtiments et modes constructifs :

Pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique, les bâtiments de la zone urbaine de Taroudant sont classés en 4 typologies standards. Elles sont sélectionnées de manière à ce que chaque type traduise une vulnérabilité distincte face aux aléas sismiques. La sélection des classes provient de l'échelle EMS98 (Grünthal, 1998) et complétée en tenant compte de l'état de vétusté, des matériaux et la qualité de la construction, l'irrégularité de la forme du bâtiment, le niveau de conception parasismique ...afin d'attribuer à chaque classe un indice de vulnérabilité de base.

2.1. Type et ancienneté des logements :

En milieu urbain du Taroudant, L'examen des données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) 2014 du Maroc, il apparaît que, le type de logement le plus répandu est la maison marocaine 80,5%, Les appartements ne représentent que 13,4%, La proportion des villas est de 2,3% tandis que les parts des logements de type rural et sommaires ne dépassent que 1,6% et 0,9% respectivement. De même, une analyse des données sur l'ancienneté du logement montre qu'il y a environ la moitié des ménages urbains habitent des logements construit durant la période 1965-2014 contre 22,8% qui habitent des logements entre 10 et 19 ans, 15,8% résident dans des logements de moins de 10 ans et 13,8% occupent des logements de 50 ans et plus (Figure 2.14).

Or, les performances des bâtiments sont donc en apparence opposées. D'une part, les bâtiments les plus anciens présentent des performances médiocres, en raison de l'absence de code de la construction et de son application, ainsi que de la dégradation des matériaux et du manque d'entretien. D'autre part, les bâtiments sont construits ou réhabilités avec un niveau acceptable de conception parasismique, cela signifie qu'il s'agit de bâtiments plus résistants.

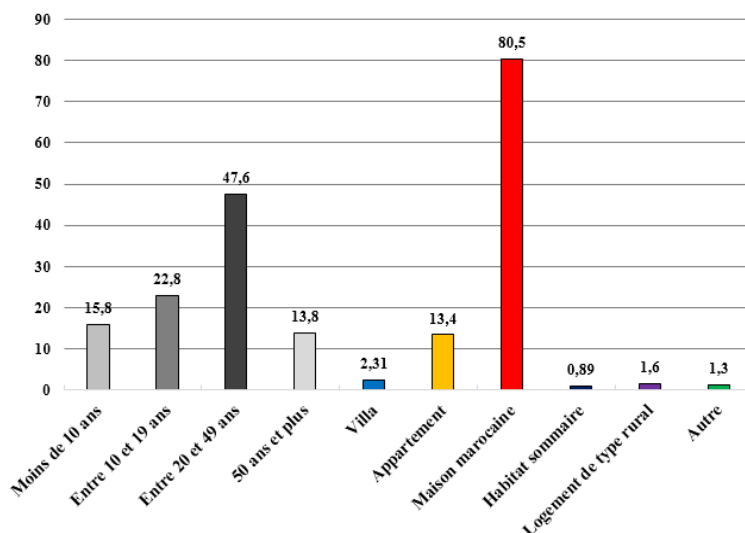


Figure 2.14 : Structure des logements par type de résidence et son ancienneté (en %).

2.2. Définition des typologies et des classes de vulnérabilité associées :

Les données qui ont été collectées et analysées à partir de diverses sources gouvernementales ne contenaient pas d'informations détaillées sur les modes de construction dans la zone urbaine du Taroudant. Ainsi, pour recueillir des informations sur les différentes méthodes de construction locales et classer le parc immobilier de la zone d'étude, nous avons effectué une mission de collecte de données sur le terrain en février 2020. Durant cette visite, plus d'une centaine de photos ont été prises et géo-référencées à l'aide des positions GPS et du système d'information géographique SIG.

Les résultats de l'enquête ont permis d'identifier 5 catégories de bâtiments en fonction des différents matériaux de construction et des types de structures (*Tableau 2.7*) :

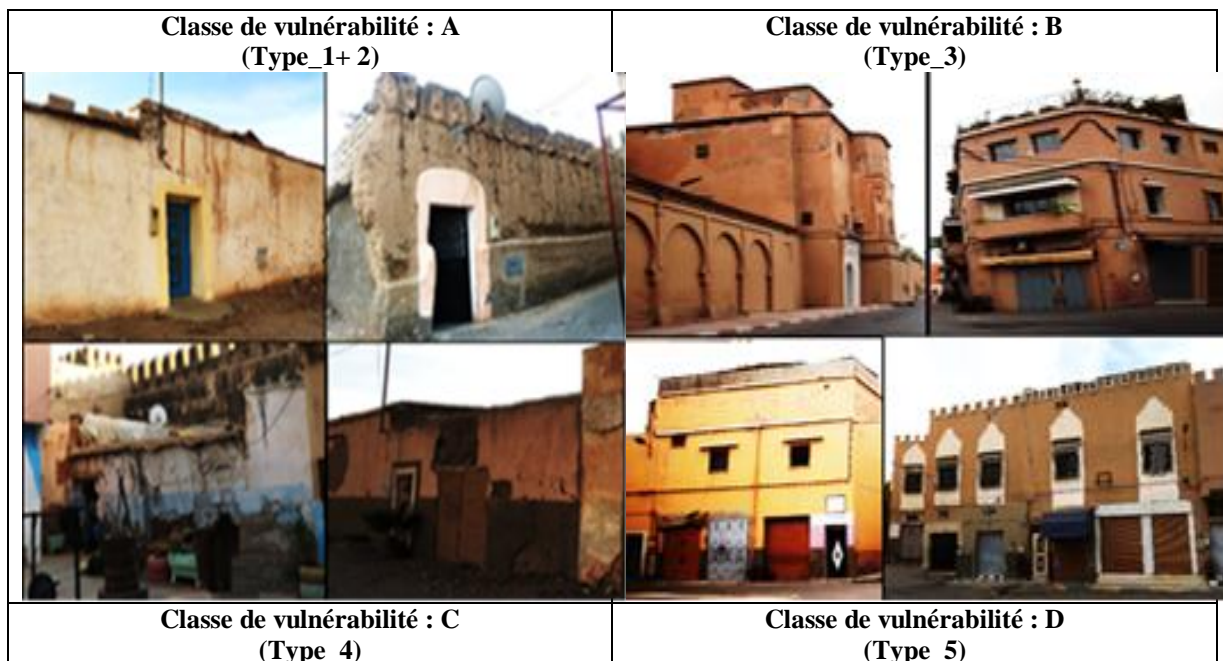
Tableau 2.7 : Classification des bâtiments de l'aire urbaine du Taroudant.

Type de structure	Description
Type-1 : Constructions non renforcées dans leur ensemble en maçonnerie	<ul style="list-style-type: none"> - Sont réalisés suivant un mode constructif sommaire avec des murs constitués de petits éléments en pisé ou en briques crues (adobes), disposées irrégulièrement. - Planchers sont généralement en matériaux mixtes (bois, terre, zinc...). - Aspect spatial non homogène et condensé avec des petites ruelles.
Type-2 : Constructions non renforcées dans leur ensemble en maçonnerie	<ul style="list-style-type: none"> - Sont réalisés en maçonnerie de moellons bruts, pierres taillées ou briques crues, disposées régulièrement.

	<ul style="list-style-type: none"> - Planchers traditionnels généralement construits en bois sur des murs épais et parfois avec une dalle en béton. - Aspect spatial non homogène et condensé.
<p>Type_3 : Constructions renforcées dans leur ensemble en maçonnerie</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Sont principalement construits avec des murs en maçonnerie de brique creuses et des planchers en béton armé. - Sont réalisées sans prise en compte les règles parasismiques qui ont été publiées en 2002 (RPS 2000) (poteaux 20x20...). - Sont de type R, R+1, R+2 ou R+3 et généralement réguliers en plan et en élévation, ces bâtiments sont en contact direct les uns contre les autres. - Aspect spatial géométriquement rectangulaire ou carré.
<p>Type_4 : Bâtiments avec poteaux/poutres et murs de remplissage en briques creuses non renforcées</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Sont principalement construits avec des murs en maçonnerie de brique et des planchers en béton armé. - Sont réalisées avec un niveau acceptable de conception parasismique suivant le RPS 2000. - Les principes constructifs en zones sismiques ne sont pas parfaitement respectés. - Sont de type R+2 ou R+3 et réguliers en plan et en élévation. - Aspect spatial géométriquement rectangulaire ou carré et facile à identifier.
<p>Type_5 : Bâtiments en béton armé : portiques et murs en béton</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Sont principalement construits avec des murs en maçonnerie de brique et des planchers en béton armé. - Sont réalisées avec un niveau moyen de conception parasismique suivant le RPS 2000. - Aspect spatial géométriquement rectangulaire ou carré et facile à identifier.

Ce recueil de données permet de définir des classes de vulnérabilité selon l'échelle macrosismique européenne (EMS 98) et les cartographier, les photos suivantes montrent des exemples de bâtiments qui peuvent être considérés comme représentatifs du parc immobilier de la zone d'étude ([Tableau 2.8](#)).

Tableau 2.8 : Illustration de la classification des bâtiments retenue.





Une base de données SIG des cartes géographiques définissant les différents types de structures des bâtiments en classes de vulnérabilité sur la zone d'étude a été élaborée (Figure 2.19).

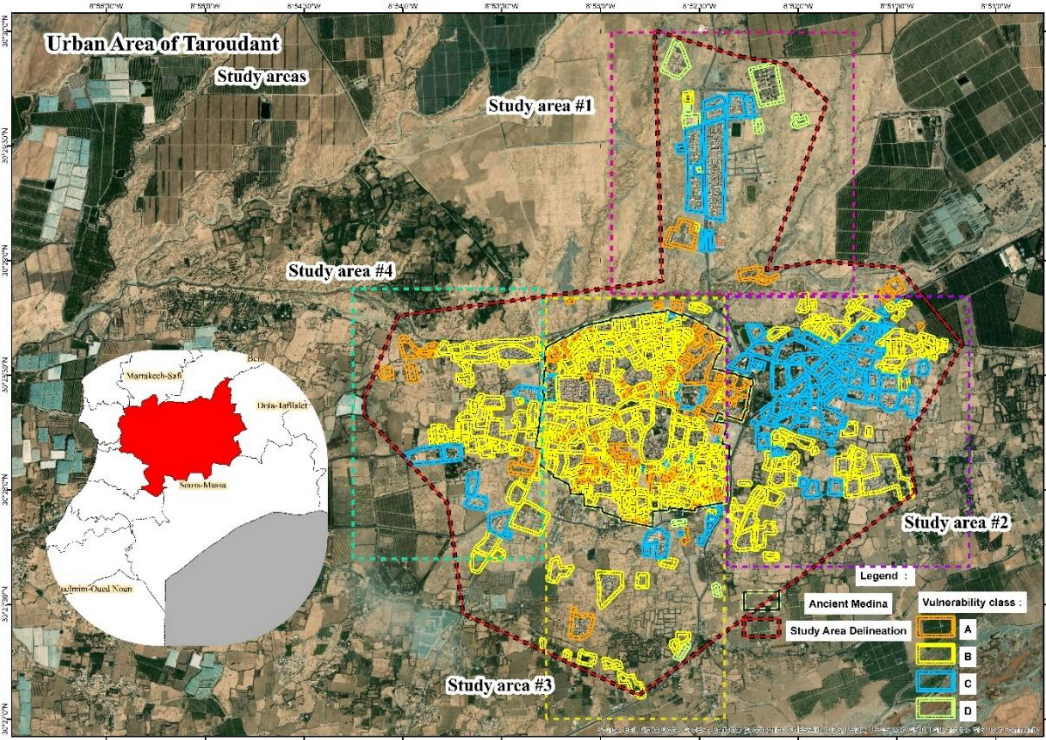


Figure 2.15 : a. Répartition spatiale des bâtiments par classe dans la zone urbaine de Taroudant.

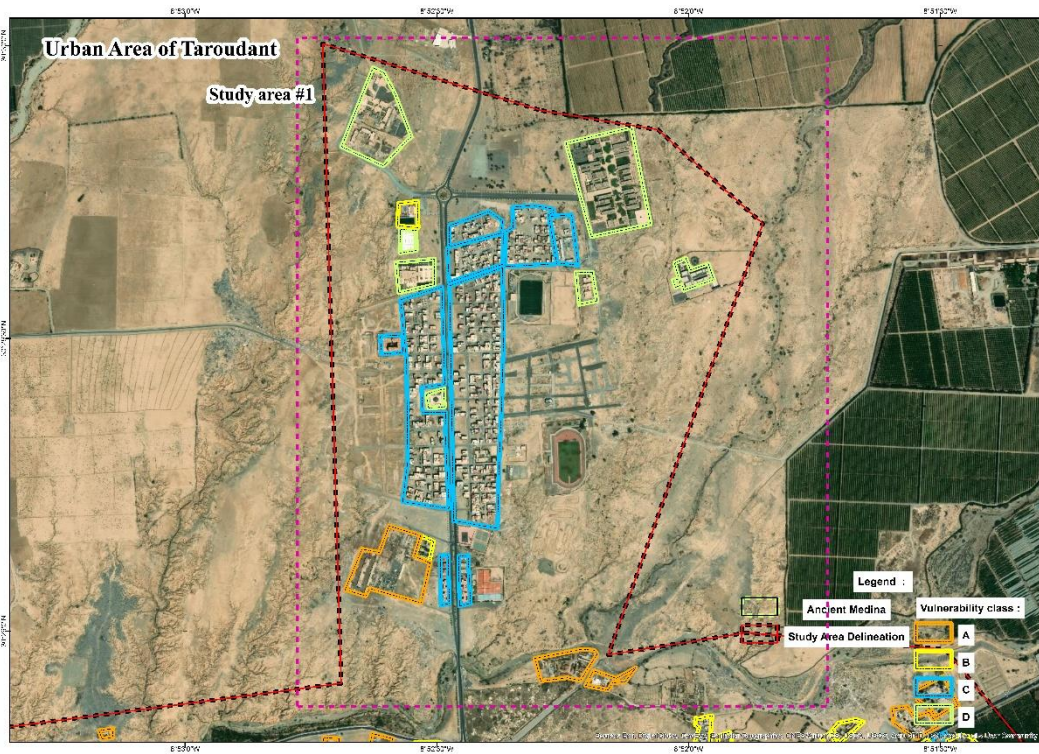


Figure 2.16 : b. Répartition spatiale des bâtiments par classe dans la zone d'étude #1.

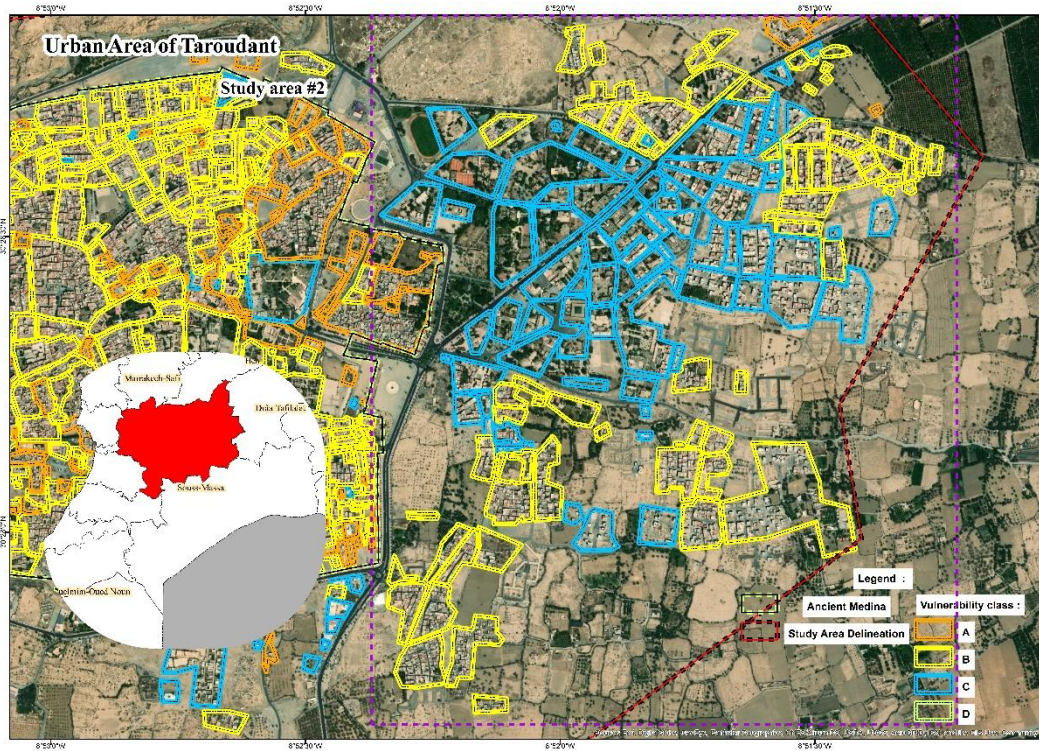


Figure 2.17 : c. Répartition spatiale des bâtiments par classe dans la zone d'étude #2.

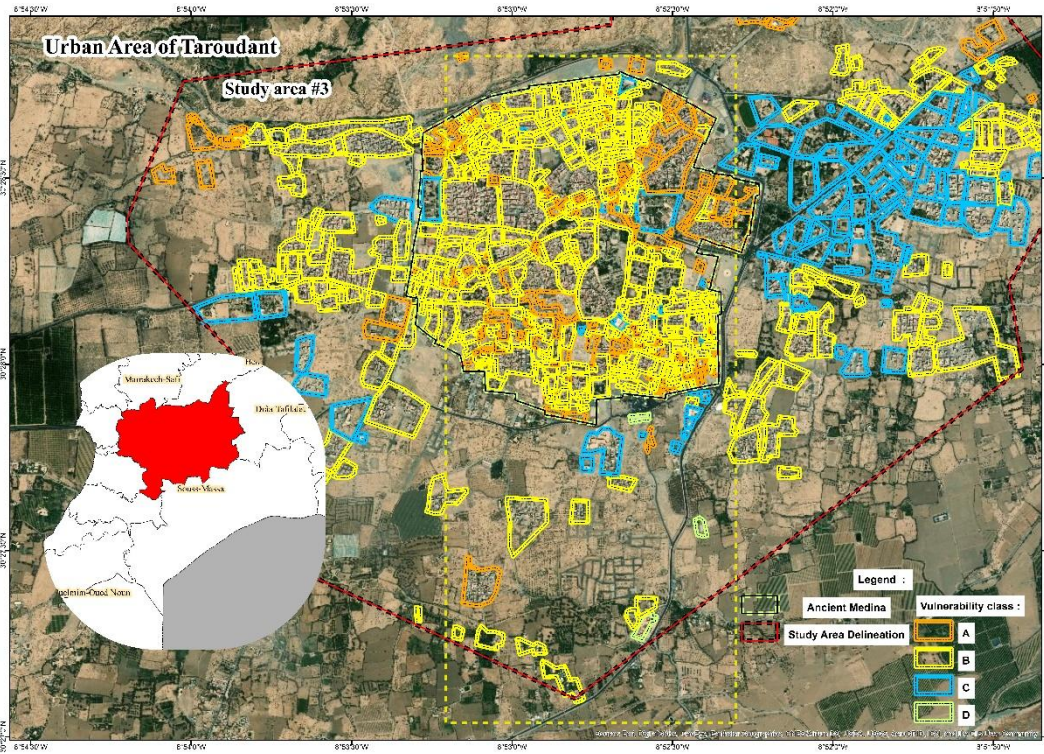


Figure 2.18 : d. Répartition spatiale des bâtiments par classe dans la zone d'étude #3.

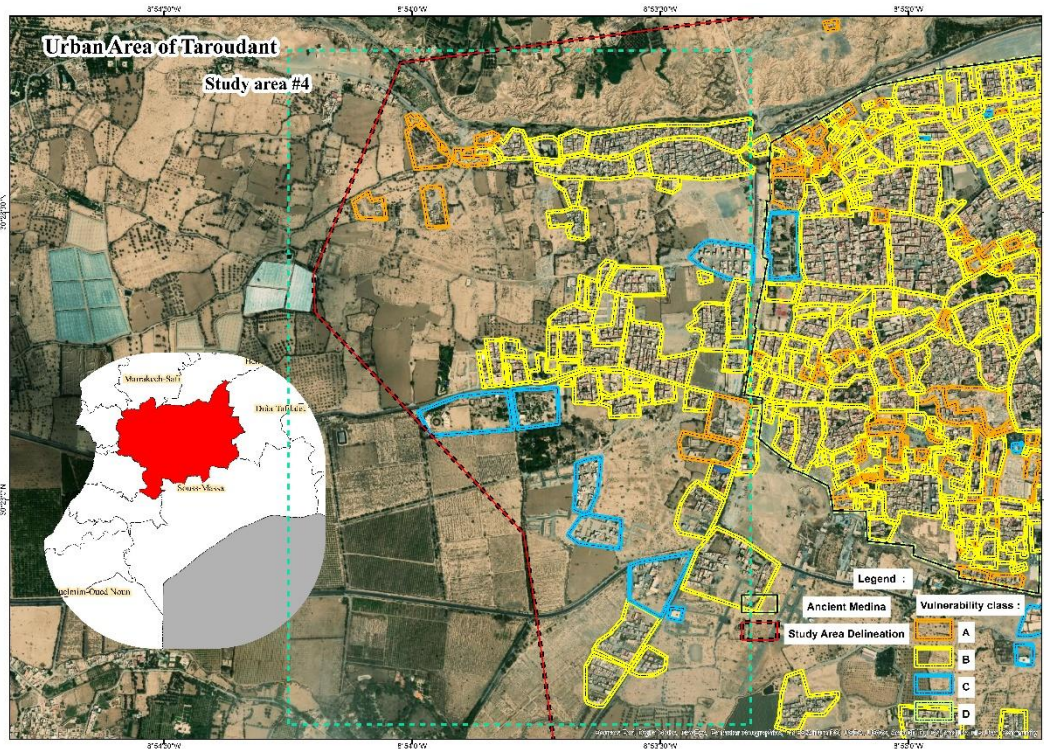


Figure 2.19 : e. Répartition spatiale des bâtiments par classe dans la zone d'étude #4.

3. Vulnérabilité sismique par approche déterministe :

L'analyse Push-over est appliquée sur un bâtiment de référence de type C. Il s'agit d'une structure portique poteaux/poutres et murs de remplissage en briques creuses non renforcées de quatre niveaux (Rez-de-chaussée + 3 étages) comme présenté dans la *Figure 2.20*.

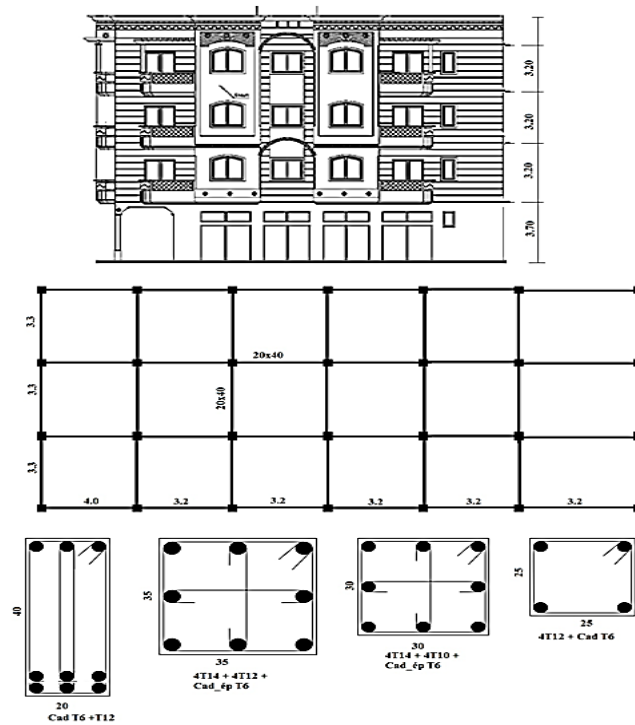


Figure 2.20 : Plan, vues en élévation et détails du bâtiment de type C sélectionné.

Les dimensions du plan structurel sont de $9,90 \times 20 \text{ m}^2$. La structure est modélisée au moyen du logiciel de calcul par éléments fini MIDASGEN (Figure 2.21). Le chargement latéral sismique a été évalué conformément au RPS2000 (Tableau 2.9).

Tableau 2.9 : Paramètres sismiques du bâtiment suivant le RPS2000 version 2011 (Nchiti et al., 2020b).

Systèmes structuraux	Portique	Classe de ductilité	ND1
Classification des structures	III	Facteur de comportement	2
Période fondamentale de vibration	$T=0.075 \times H^{3/4}$ $=0.52\text{s}$	Zonage sismique	PVA = 0.10m/s PGA=0.14g
Spectre d'amplification	$Z_a/Z_v > 1$	Influence de site	S2

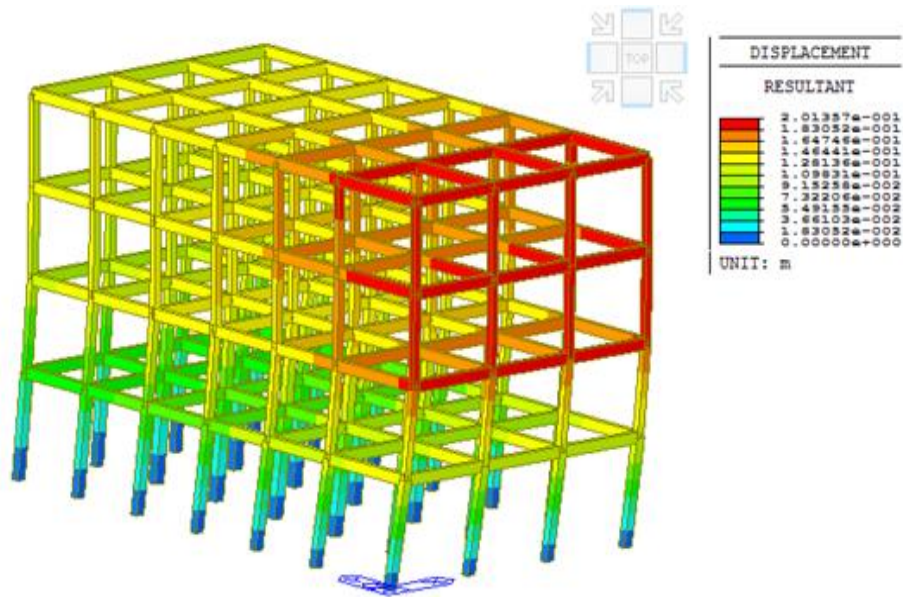


Figure 2.21 : Simulation numérique, Déplacement résultant du bâtiment sélectionné pour l'analyse Push-over.

La *Figure 2.22* représente la combinaison des spectres de capacité et de réponse ainsi que le point de performance.

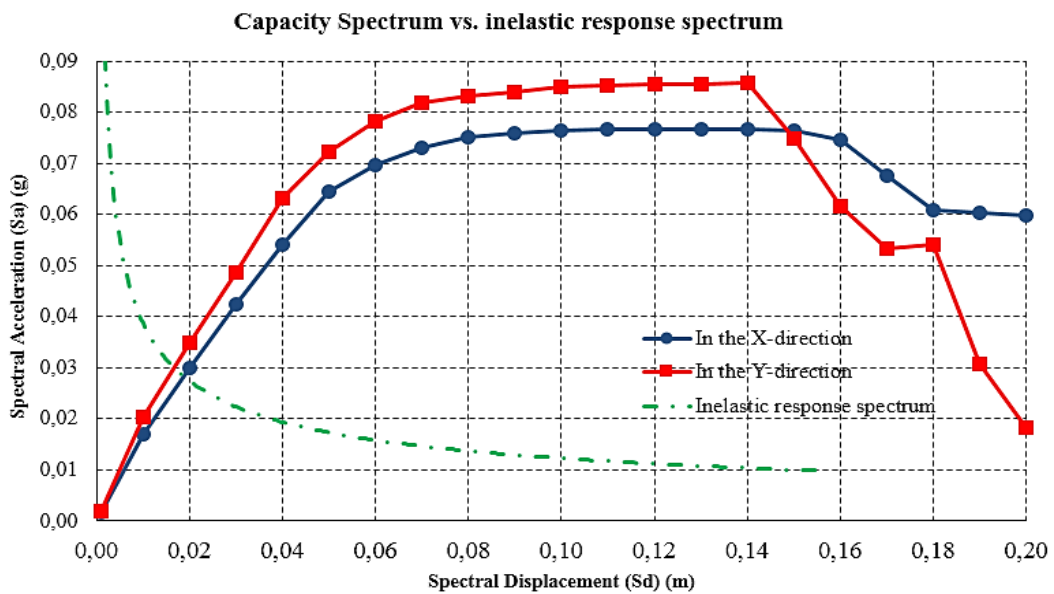


Figure 2.22 : Combinaison des spectres de capacité et réponse.

Le *Tableau 2.10* indique les états limites en fonction des déplacements spectraux dérivés du spectre de capacité.

Tableau 2.10 : Définition des états limites en fonction des déplacements spectraux (m).

Sd,ds				βds			
Sd,1	1.400	Sd,3	4.25	βSd,1	0.369	βSd,3	0.782
Sd,2	2.00	Sd,4	11.00	βSd,2	0.507	βSd,4	1.002

Figure 2.23 donne les courbes de fragilité obtenues par l'hypothèse de la loi log-normale de la structure type C exposées dans la Figure 2.20 :

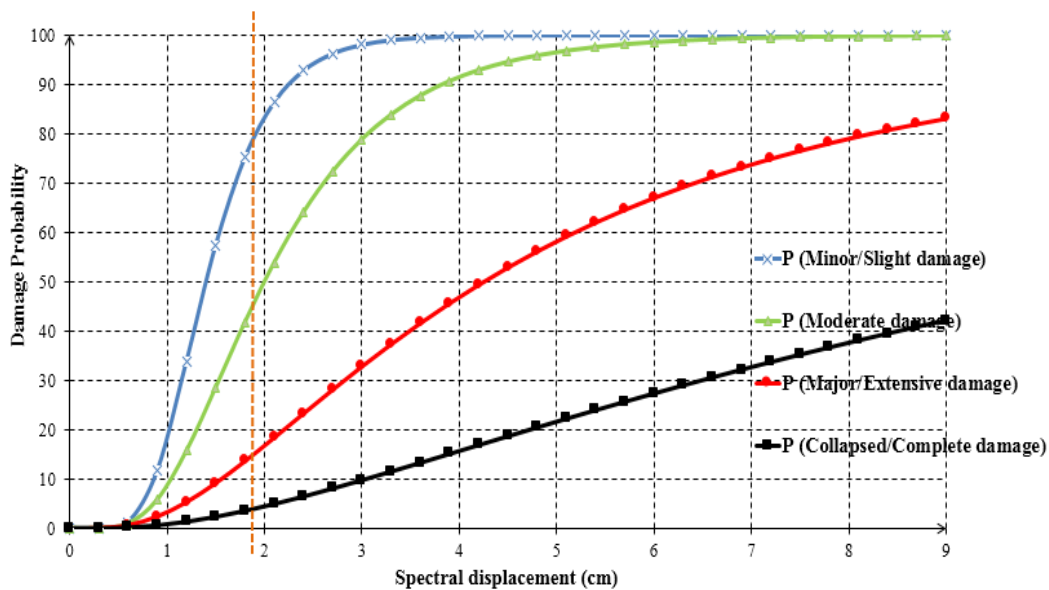


Figure 2.23 : Courbes de fragilité pour un bâtiment type C.

Par ailleurs, il est possible d'identifier les niveaux d'endommagement de la structure étudiée au moyen des courbes de fragilité et de la valeur du déplacement spectral maximal que l'on peut obtenir à partir du point de performance. Ce dernier étant déterminé par l'intersection d'une courbe de capacité avec le spectre de réponse inélastique. Comme le montre la Figure 2.22, le déplacement spectral est de 1,9 cm et par l'intersection avec les courbes de fragilité de la Figure 2.23, la distribution statistique des dommages obtenus est donnée dans l'histogramme suivant (Figure 2.24) :

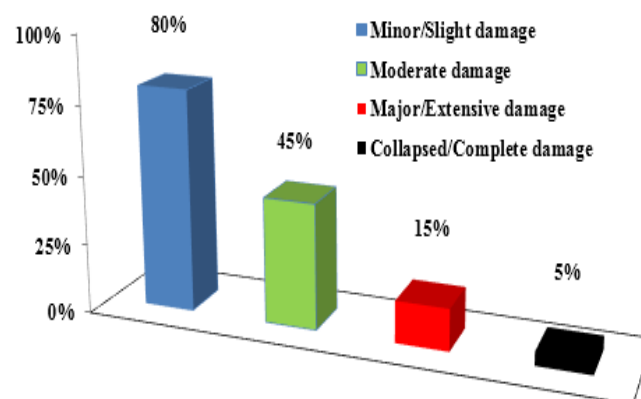


Figure 2.24 : Synthèse des probabilités de fragilité pour le bâtiment sélectionné.

4. Vulnérabilité sismique par approche d'ensemble :

Pour chaque classe sismique, des valeurs possibles de l'indice de vulnérabilité V_I sont évaluées en fonction du pourcentage des différents types de bâtiments identifiés dans la classe choisie (*Tableau 2.11*). L'indice de vulnérabilité de base V_I^* associé à la typologie sera ensuite amplifié conformément aux paramètres constructifs spécifiques à chaque ouvrage.

Tableau 2.11 : Indice de vulnérabilité pour différentes classes de bâtiments dans la zone d'étude.

V_c	V_I : Valeurs représentatives					ΔV_m	ΔV_f	V_I
	V_I^{\min}	V_I^-	V_I^*	V_I^+	V_I^{\max}			
A	0.500	0.659	0.767	0.895	0.980	0.02	0.04	0.827
B	0.3	0.49	0.627	0.817	0.883	0.02	0.04	0.688
C	-0.02	0.007	0.402	0.76	0.98	0.1	0.04	0.542
D	-0.02	0.047	0.386	0.67	0.86	0.05	0.04	0.476

Le processus détaillé dans la section 3.2, nous donne les courbes de fragilité qui définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain degré de dommages, qui est obtenu à partir de la distribution bêta de la probabilité cumulative (*Figure 2.25*) :

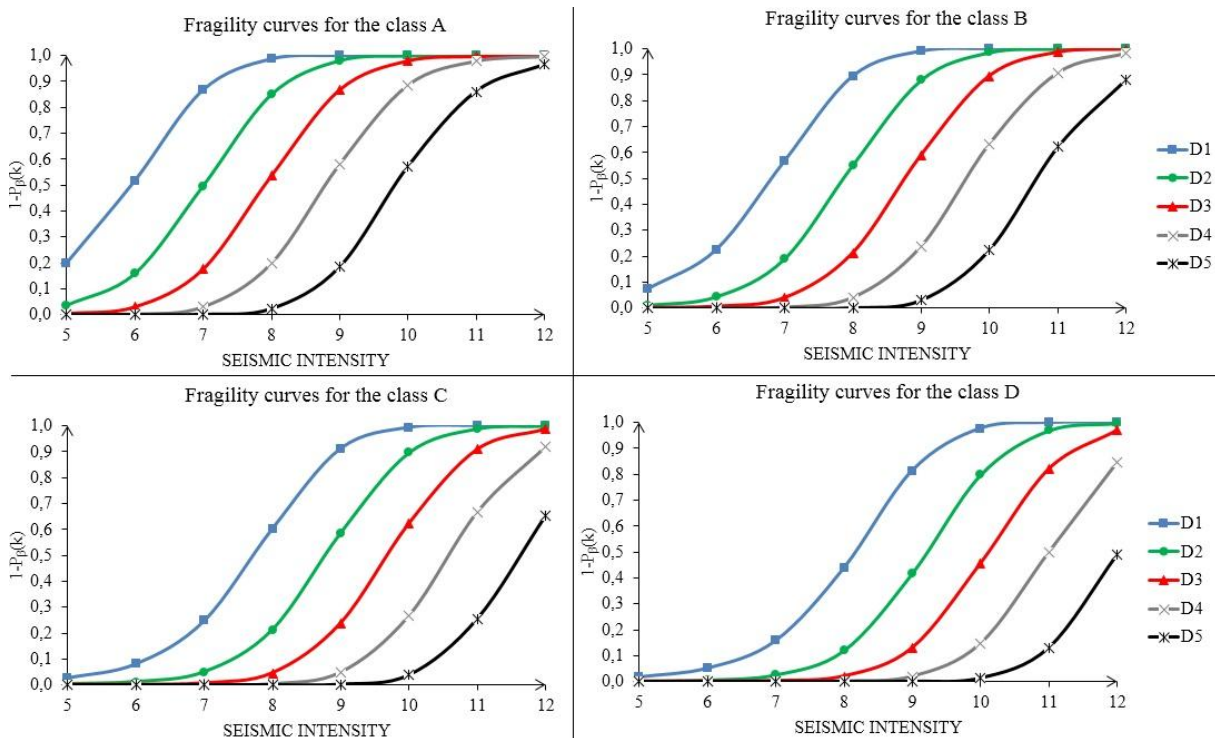


Figure 2.25 : Courbes de fragilité pour différentes classes sismiques.

Grâce aux courbes de fragilité illustrées sur *la Figure 2.25*, il est possible de déduire l'état des dégâts pour une intensité de séisme donnée.

Pour un scénario d'intensité sismique entre VIII et IX, les bâtiments de classe C vont subir 78% des dégâts négligeables à légers (degré 1), 40% des dégâts modérés (degré 2), 12% des dégâts sensibles à importants, 2% des dégâts très importants. Ces résultats montrent une

correspondance à celles évaluées par l'approche déterministe (*Figure 2.24*) pour le bâtiment de type C de la zone urbaine de Taroudant (Intensité sismique VIII).

VI. Conclusion :

Un aperçu de l'activité sismique enregistrée sur le territoire marocain, les méthodes d'analyse des structures dans le domaine élastique ainsi que dans le domaine non-linéaire et les méthodes de construction des courbes de fragilité sismique a été présenté. La simulation numérique est considérée comme un élément essentiel pour déterminer la réponse structurelle dans le but d'évaluer la vulnérabilité sismique.

Le comportement sismique d'une structure en béton armé localisée à Rabat, Maroc a été étudié par une méthode type statique non linéaire, il s'agit de modéliser la structure par éléments finis et construire une courbe de capacité dite de Push-over, et à partir de cette courbe, définir les états de performance qui permettent de tracer les courbes de fragilité par l'hypothèse de la loi log-normale.

Une description des méthodes probabilistes ou statistiques utilisées pour déterminer la vulnérabilité à grande échelle et la construction des courbes de fragilité en fonction de l'intensité sismique a été présentée. Elles ont été élaborées suivant deux approches fondées respectivement sur une méthode semi-empirique (LM1 Method) et sur le principe des matrices de probabilité des dommages.

En effet, certains objectifs ont été définis dans le cadre de cette thèse : construction et développement des méthodes permettant l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments face aux risques sismiques au Maroc. Une étude de cas relative à ces objectifs a été présentée à la fin de ce chapitre et d'autres cas sont détaillés dans le chapitre 4 de cette thèse afin de faire une comparaison de la vulnérabilité sismique et au tsunami des structures côtières.

Chapitre 3 : Evaluation de la Résistance au Tsunami des Constructions Côtières, Cas des Villes Côtières Marocaines.

Chapitre 3 : Evaluation de la Résistance au Tsunami des Constructions Côtières, Cas des Villes Côtières Marocaines	76
I. Introduction :	76
II. L'action du tsunami au Maroc :	76
III. Vulnérabilité des bâtiments sur les côtes marocaines :	88
IV. Simulation de l'impact du tsunami sur une structure en béton armé localisé en zone côtière :	102
V. Conclusion :	106

Chapitre 3 : Evaluation de la Résistance au Tsunami des Constructions Côtières, Cas des Villes Côtières Marocaines

I. Introduction :

Les récents tsunamis survenus le 26 décembre 2004 dans l'océan Indien, le 27 février 2010 au Chili et le 11 mars 2011 au Japon, ont montré au monde entier leur énorme impact en termes de vies humaines et de dégâts matériels.

Le Maroc dispose de deux façades côtières, l'océan Atlantique à l'ouest et la mer Méditerranée au nord. En effet, parmi les pays d'Afrique du Nord, le Maroc est le plus exposé au risque de tsunamis. Les enregistrements historiques montrent que l'océan Atlantique connaît une activité sismique et volcanique beaucoup plus faible que celle du Pacifique, ce qui explique pourquoi l'Atlantique connaît moins de tsunamis. Cependant, l'océan Atlantique a connu un certain nombre de tsunamis destructeurs, le plus notable étant le tsunami de 1755 qui a frappé le Portugal, l'Espagne et les côtes du Maroc. Les dernières estimations prévoient, le Maroc n'est pas épargné d'être gravement touché par un fort séisme similaire à l'événement historique de 1755.

Une grande partie de ce travail est basée sur les résultats de la modélisation du tsunami de Lisbonne de 1755, ce qui implique la nécessité d'une synthèse de la littérature pour déterminer les inondations côtières dues aux tsunamis générés dans l'océan Atlantique et les cartes de risques pour l'ensemble du littoral marocain.

La technique de conception parasismique conformément à la réglementation marocaine RPS 2000 est plus couramment adoptée pour les structures situées sur le littoral marocain. Il convient de vérifier si la capacité de résistance aux charges latérales sismiques est suffisante pour résister à la charge des tsunamis.

À cet effet, ce chapitre commence par formuler une description scientifique du terme "tsunami", sa terminologie et ses caractéristiques physiques. Il décrit les différents tsunamis historiques dans l'océan Atlantique pour identifier leurs élévations d'inondation maximales le long de la côte marocaine, Il donne également une méthode déterministe permettant d'évaluer la vulnérabilité des structures le long de la côte marocaine et cartographier les dommages prévus pour chaque bâtiment par le système d'information géographique (SIG).

II. L'action du tsunami au Maroc :

1. L'aléa tsunami :

Le glossaire international multilingue agréé de termes relatifs à la gestion des catastrophes (UNIES, 1992) définit le Tsunami comme : « Série de grosses vagues en mer engendrée par un déplacement brusque de l'eau (causé par un séisme, une éruption volcanique ou un glissement sous-marin), pouvant se propager sur de très grandes distances et causant à son arrivée sur les côtes des raz-de-marée destructeurs.

Phénomène observé surtout dans le Pacifique d'où son nom japonais ».

Un tsunami peut être décomposé en trois phases : génération par un mouvement vertical brusque du fond marin, propagation vers la côte, Run-up, déferlement et rupture sur le cordon littoral. Afin de quantifier l'aléa tsunami, plusieurs caractères fondés sur l'étendue de la submersion sont utilisés comme montré la *Figure 3.1*.

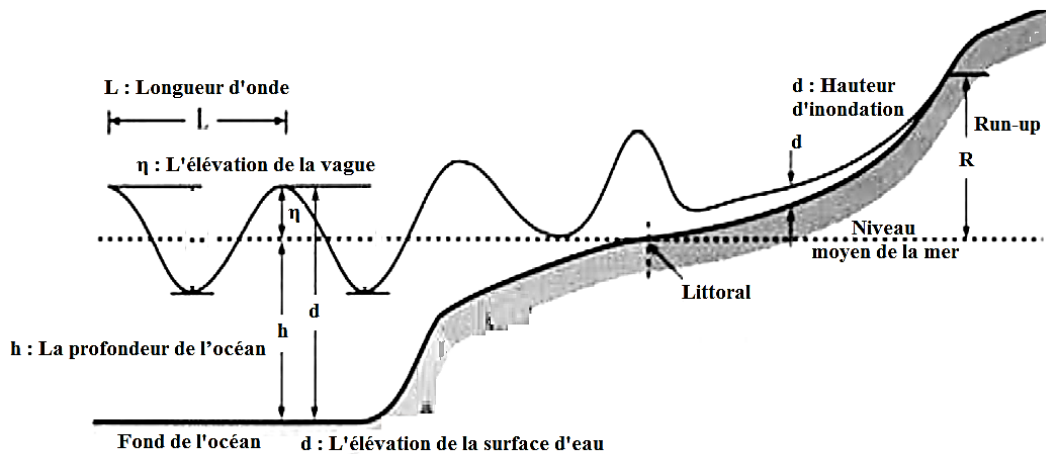


Figure 3.1 : Différents termes liés au tsunami.

Le Run-up est très utilisée comme indicateur de l'inondation et de l'impact d'un tsunami sur la côte, il présente l'amplitude du tsunami à son contact avec la côte. (Imamura, 1949, 1942) a introduit la notion de magnitude du tsunami, (Iida, 1970, 1956; Iida et al., 1967) ont développé ce terme dont la définition est la suivante :

$$m = \log_2 H_{\max} \quad [3.1]$$

Avec H_{\max} présente la hauteur maximale de la vague-tsunami observés sur le littoral. (Soloviev and Go, 1974) ont proposé une intensité du tsunami i_s définie comme suit :

$$i_s = \log 2\sqrt{2}H \quad [3.2]$$

Où H est la hauteur moyenne de la vague-tsunami. Par la suite, (Abe, 1989, 1985, 1981, 1979; Hatori, 1986) ont proposé une formule générale de la magnitude du tsunami :

$$M_t = a \log H + b \log \Delta + D \quad [3.3]$$

Où Δ est la distance (en km) entre l'épicentre du séisme et la station de mesure des vagues (the tide station) le long du chemin océanique le plus court (en km), et a, b et D sont des constantes. Une autre approche différente pour le calcul de la magnitude du tsunami a été introduite par (Murty and Loomis, 1980), avec E est l'énergie potentielle du tsunami :

$$M_L = 2(\log E - 19) \quad [3.4]$$

La première échelle d'intensité des tsunamis a été élaborée par (Sieberg, 1927), modifiée par (Ambraseys, 1962), elle comporte 6 niveaux, en fonction des effets macroscopiques des inondations. Une nouvelle échelle d'intensité des tsunamis de (Papadopoulos and Imamura, 2001) est proposée de 12 degrés et compatible avec l'échelle EMS98. Elle est basée sur plusieurs catégories de critères (Lekkas et al., 2013) : grandeurs physiques du Tsunami (Run-up, hauteur d'inondation, l'étendue des zones inondées....), êtres vivants (personnes et animaux), objets ordinaires, impact sur les infrastructures et les effets géoenvironnementaux. D'autre part, l'échelle Imamura-Iida (Iida, 1970) offre la possibilité d'estimer la magnitude des tsunamis à partir de la hauteur maximale des vagues par l'équation [3.1] (Tableau 3.1) :

Tableau 3.1 : Echelle Imamura – Iida (Medina et al., 2016).

m	Effets
-1	Tsunami mineur
0	La hauteur des vagues au large est de ~10cm ; la vague la plus forte atteint 1m ; il n'y a pas de préjudice
1	La hauteur des vagues au large est de ~25cm ; la vague la plus forte atteint 2m ; dégâts aux maisons et aux navires
2	La hauteur des vagues au large est de ~50cm ; la vague la plus forte atteint 4 à 6m ; destruction de navires, pertes humaines
3	La hauteur des vagues au large est de ~1m ; la vague la plus forte atteint 10 à 20m ; destruction des côtes sur ~200km
4	La hauteur des vagues au large est de ~2m ; la vague la plus forte atteint plus de 30m ; destruction des côtes sur ~500km

2. Synthèse de la connaissance historique de l'aléa tsunami au Maroc :

2.1. Aperçu historique des tsunamis potentiels au Maroc :

Comme pour les séismes, les données instrumentales et historiques sont essentielles pour évaluer la vulnérabilité et le risque de tsunami. La totalité des tsunamis répertoriés au Maroc ont été générés par des séismes. Un catalogue répertoriant les anciens tsunamis a été élaboré par (F. Kaabouben et al., 2009) est représenté dans le Tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Inventaire des éventuels tsunamis survenus sur les côtes marocaines (F. Kaabouben et al., 2009).

Year	Month	Day	Hour	Min	Long	Lat	Source Area	Mw	Reliability	Source
382	–	–	–	–	–10.00	36.00	South West Iberia	–	2	3,4
881	5	22	–	–			West Mediterranean	–	4	1
1522	9	22	10	–	–02.66	36.97	West Mediterranean	6.5	4	1
1680	10	9	7	–	–04.60	36.80	West Mediterranean	6.8	4	1
1733	–	–	–	–	–	–	West Mediterranean		0	19
1755	11	1	10	16	–10.00	36.50	South West Iberia	8.7	4	1,3,5,6,7,8
1761	3	31	12	15	–13.00	34.50	Gloria Fault	8.5	3	2,9
1790	10	9	1	15	–00.60	35.70	West Mediterranean	6.7	1	1
1856	8	21	21	30	+05.72	36.83	West Mediterranean	–	0	20
1941	25	11	18	4	–18.98	37.42	Gloria Fault	8.2	4	6,1
1969	2	28	2	40	–10.57	36.01	South West Iberia	7.9	4	11,12,13,14,15,16,17
1975	5	26	9	11	–17.56	35.98	Gloria Fault	7.9	4	11,18
1980	10	10	12		+01.68	36.28	West Mediterranean	5.8	0	20
2003	5	21	18	44	+03.08	36.80	West Mediterranean	7.0	0	21,22,23

Sources : (1) El Mrabet (1991, 2005) ; (2) Baptista et al. (2006) ; (3) Catalogo GITEC ; (4) Sousa (1678) ; (5) Gazette de Cologne (1756) ; (6) Debrach (1946) ; (7) Gazette d'Amsterdam (1755) ; (8) Verdadera Relacion (1756) ; (9) Le Journal Historique (1773) ; (10) Moreira (1968) ; (11) (Baptista et al. (1992) ; (12) Heinrich et al. (1994) ; (13) Gjevik et al. (1997) ; (14) Rabinovich et al. (1998) ; (15) Diário de Noticias (1969) ; (16) Diário da Manhã (1969) ; (17) Al Alam (1969) ; (18) Kaabouben et al. (2008) ; (19) Soloviev (1990) ; (20) USGS online database ; (21) Tinti et al. 2005) ; (22) Alasset et al. 2006 ; (23) Tel et al. 2004 ; (24) Yelles-Chauche (1991).

En plus, il existe de nombreuses bases de données numériques disponibles en ligne sur les tsunamis historiques dans le monde. De 2000 avant J.-C. à 2020, L'Agence américaine d'observation océanique et atmosphérique la NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) offre une base de données sur les tsunamis qui répertorie les événements historiques à l'origine des tsunamis et leurs lieux d'apparition dans le monde entier. Elle résume les principales caractéristiques des tsunamis : date et heure de déclenchement ; type, localisation, magnitude ou intensité, Run-up, dommages quantifiés, pertes humaines, etc...

Les événements ont été rassemblés à partir de sources scientifiques et universitaires, de catalogues régionaux et mondiaux, de données de marégraphes, de données de capteurs en eaux profondes, de rapports d'événements individuels et d'ouvrages non publiés.

La répartition mondiale de ces événements correspond à 70 % dans l'océan Pacifique, 15 % dans la mer Méditerranée, 9 % dans la mer des Caraïbes et l'océan Atlantique, et 6 % dans l'océan Indien (<https://www.ngdc.noaa.gov/hazard/tsunami-db-intro.html#caveat>, 2020).

En se basant sur ces données récentes de la NOAA, une carte a été élaborée, *Figure 3.2*, pour illustrer la localisation des éventuels tsunamis survenus sur les côtes marocaines identifiées depuis -2000 jusqu'à 2020 :

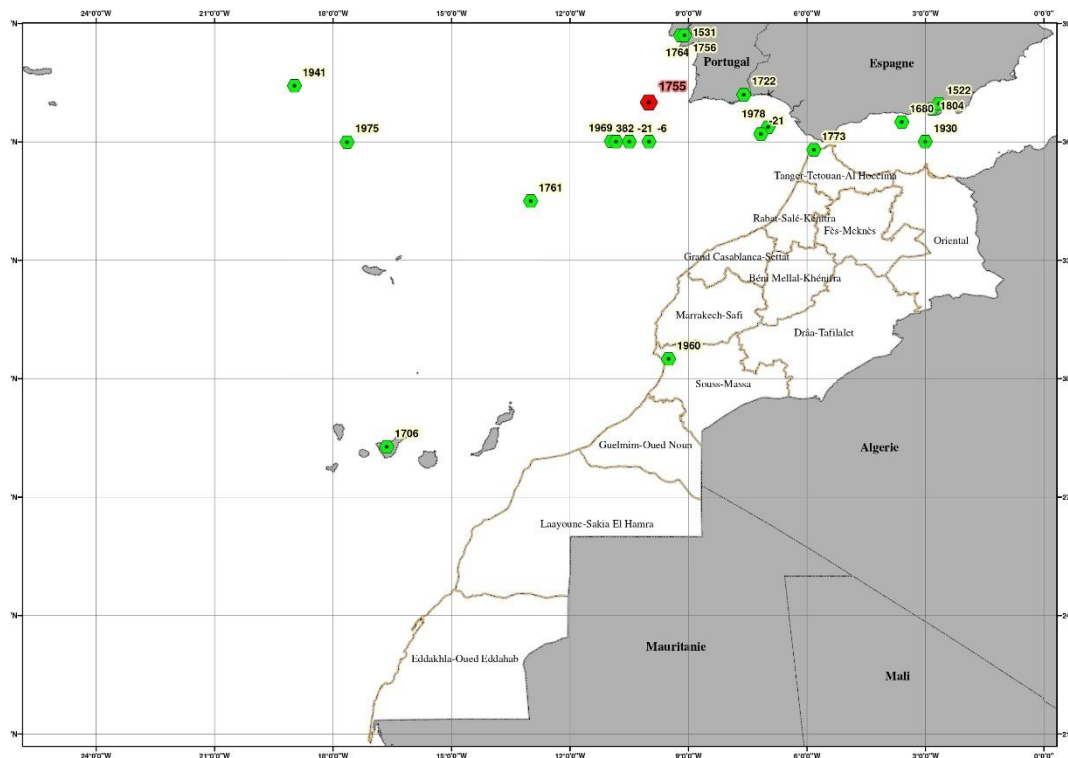


Figure 3.2 : Eventuels tsunamis survenus sur les côtes marocaines selon les données de l'NOAA.

Selon ces données historiques, le tsunami le plus destructeur connu au Maroc a été généré par le séisme du 1er novembre 1755 de Lisbonne. Sa magnitude est estimée entre 8,5 à 8,7. En plus des côtes portugaises et espagnoles, il a touché les côtes occidentales du Maroc, détruisant des parties de Tanger, Asilah, Larache, Mehdiya, Salé, Rabat, Casablanca et Safi et provoquant la destruction de plusieurs habitations, constructions côtières, ainsi que des pertes en vies humaines (Blanc, 2009; F. Kaabouben et al., 2009).

Plusieurs travaux ont été réalisés visant à rassembler et analyser les données historiques sur les effets du tsunami de 1755, notamment sur leurs sources exactes et leurs hauteurs Run-up, la *Figure 3.3* montre les différentes hauteurs Run-up et sources probables du Tsunami 1755 décrites par (Baptista and Miranda, 2009; Blanc, 2009; El Mrabet, 2005; F. Kaabouben et al., 2009).

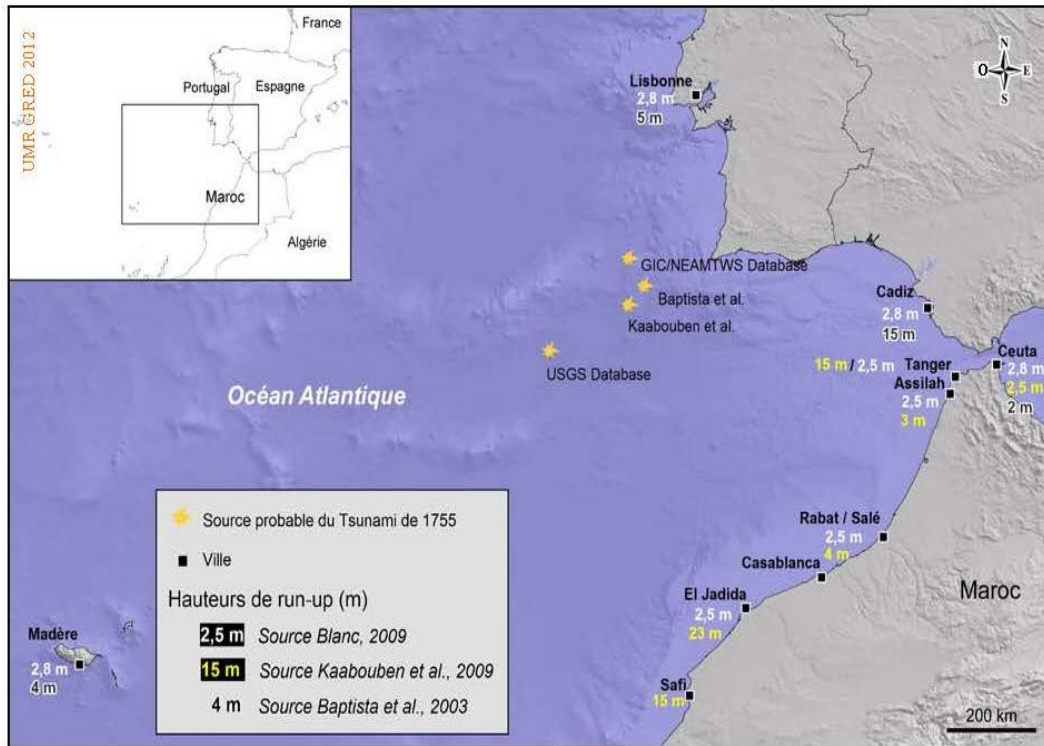


Figure 3.3 : Comparaison des hauteurs Run-up et sources probables du Tsunami 1755 données par trois auteurs (Leone et al., 2012).

2.2. Modélisation des tsunamis :

La modélisation numérique ou analogique est considérée comme un outil important et utile pour déterminer le Run-up d'un tsunami, car les anciennes données des tsunamis sont généralement insuffisantes. La modélisation analogique consiste à simuler les vagues des tsunamis à échelle réduite en laboratoire, tandis que la modélisation numérique des tsunamis est fréquemment utilisée pour étudier des événements historiques et récents, ainsi que pour explorer les effets d'événements futurs tsunamis dans le cadre d'approches par scénario (Glimsdal et al., 2006; Hébert et al., 2005; Rachid Omira et al., 2012). Les méthodes de modélisation numérique les plus utilisées sont celles des modèles à différences finies (DF), à éléments finis (EF) et volumes finis (VF) (Roger, 2011).

2.2.1. Méthodes de modélisation numérique :

Des méthodes de simulation numérique des tsunamis sont développées depuis les années 1980. Cette modélisation comprend trois étapes : la génération des tsunamis, la propagation des vagues, l'amplification et l'inondation des côtes (Hébert et al., 2011).

a. La génération des tsunamis :

La phase de génération du tsunami comprend les déplacements verticaux du fond marin, ce déplacement vertical du fond marin entraîne une agitation initiale de la surface de la mer,

qui est transformée en une longue onde gravitationnelle rayonnant à partir de la source du séisme.

Plusieurs modèles sont utilisés dans le monde entier (Lay et al., 2005; Okada, 1985; Titov and Gonzalez, 1997; Wang and Liu, 2006) pour calculer la déformation statique du fond marin et les conditions initiales nécessaires à la propagation d'un tsunami.

Le champ de déplacement vertical du fond marin est établi à l'aide d'un modèle qui suppose un milieu élastique isotrope et homogène dans lequel une faille rectangulaire se casse avec un glissement uniforme. Le champ de déplacement peut être calculé à partir des neuf paramètres géométriques décrivant la géométrie de la faille (latitude, longitude, profondeur, longueur, largeur, Azimute, pendage, rake et glissement) et de 2 paramètres suffisants pour caractériser l'élasticité du milieu (les constantes de Lamé λ et μ) (Hébert et al., 2011).

b. La propagation des vagues :

La propagation des tsunamis est régie par les équations de Navier-Stokes, qui décrivent le mouvement hydrodynamique de l'océan. Il convient donc de poser une approximation à ces équations avant de pouvoir les utiliser pour modéliser un tsunami. Les chercheurs en tsunami font recours souvent à trois modèles pour modéliser la propagation et l'inondation des tsunamis, à savoir le modèle des eaux peu profondes, le modèle des ondes longues de Boussinesq et le modèle de la dynamique des fluides complet. Dans le cadre de cette thèse, nous nous intéressons à l'approximation correspondant aux équations d'eau peu profonde (Shallow Water Equations) utilisée par (OMIRA, 2010) pour simuler la propagation du tsunami et l'inondation dans la région du golfe de Cadix.

L'approximation des équations d'eau peu profonde (Shallow Water Equations) restent la plus utilisée par les modélisateurs de tsunami en raison de la différence de grandeur entre la longueur d'onde λ et la profondeur d'eau h en tout point de la propagation ($\lambda \gg h$) (Figure 3.4). Ces équations sont indispensables à la modélisation de l'élévation de la surface libre de l'océan. Pour les écrire, il faut considérer et simplifier les équations de Navier-Stokes et l'équation de la conservation de la masse.

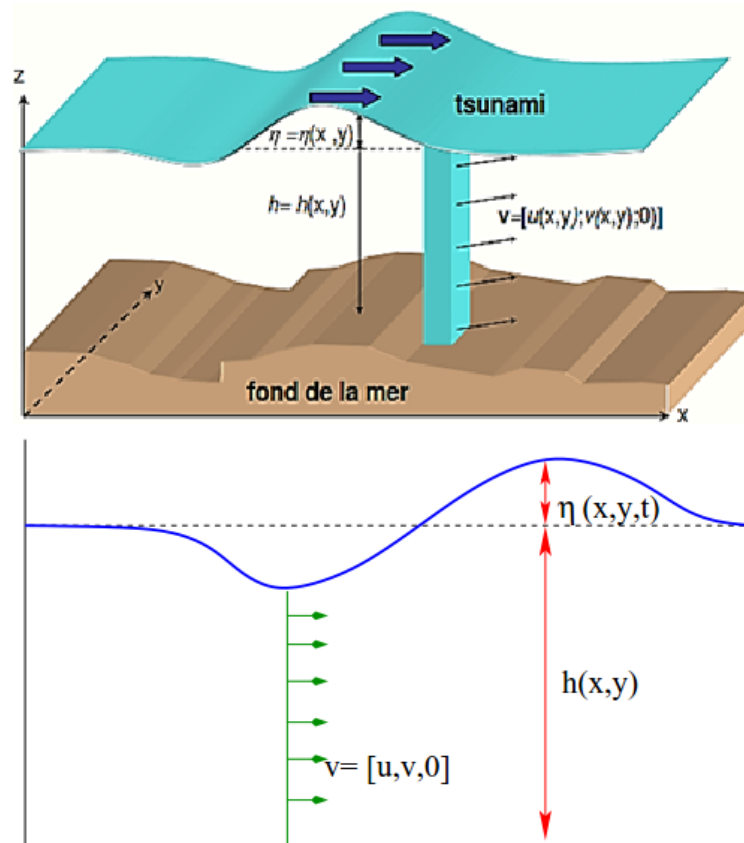


Figure 3.4 : Principaux éléments décrivant les équations hydrodynamiques utilisées pour l'étude des tsunamis, u et v sont les composantes de la vitesse dans les directions x et y , respectivement ; η est l'élévation de la surface libre ; h est la profondeur de l'océan (la bathymétrie).

Les équations de Navier-Stokes sont moyennées à l'aide de la décomposition de Reynolds. L'utilisation de l'approximation de Boussinesq, qui indique que la masse volumique ρ s'éloigne peu d'une valeur de référence ρ_0 ($\rho = \rho_0 + \rho'(x, y, z, t)$ avec $\rho' \ll \rho_0$), sur celle de l'hydrostatique permet d'obtenir les équations en eau peu profonde avec l'introduction de l'élévation de la surface libre η .

Une approximation linéaire des équations en eau peu profonde (Linear Shallow Water Equations) est donnée lorsque l'on néglige les termes de frottement au fond et la force d'inertie convective non linéaire. Si la simulation porte sur une grande région, telle que la propagation transocéanique, dans laquelle les effets de rotation de la Terre sont importants, les équations linéaires en eau peu profonde en coordonnées sphériques avec effets de Coriolis telles que [3.5] sont recommandées (OMIRA, 2010) :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{R \cos \varphi} \left[\frac{\partial u}{\partial \psi} + \frac{\partial}{\partial \varphi} (\cos \varphi v) \right] &= -\frac{\partial h}{\partial t} \\ \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{gh}{R \cos \varphi} \frac{\partial \eta}{\partial \psi} - fv &= 0 \\ \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{gh}{R} \frac{\partial \eta}{\partial \varphi} + fu &= 0 \end{aligned} \quad [3.5]$$

Où : φ et ψ sont respectivement la latitude et la longitude terrestres ;

$f = \Omega \sin \psi$ f est la force de Coriolis liée à la rotation de la terre avec Ω la vitesse angulaire de rotation de la terre et ψ la latitude ; R est le rayon de la Terre.

Par contre, pour une région de calcul à petite échelle, les forces de Coriolis dues à la rotation de la Terre peuvent être négligées, et un système de coordonnées cartésiennes local peut être utilisé [3.6], avec $H=h+\eta$:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial u}{\partial t} + gH \frac{\partial \eta}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial v}{\partial t} + gH \frac{\partial \eta}{\partial y} &= 0 \end{aligned} \quad [3.6]$$

Quand la vague du tsunami s'approche de la zone côtière, sa longueur diminue et son amplitude augmente. La force d'inertie convective non linéaire et les effets de frottement au fond deviennent plus importants. L'approximation linéaire n'est plus valable dans ce cas, l'approximation non linéaire y compris les effets de frottement au fond, est le plus adaptée pour décrire la propagation du tsunami dans la zone côtière. Les équations non linéaires en eau peu profonde dans les systèmes de coordonnées sphériques et cartésiennes sont définies par les équations [3.7] et [3.8], où τ_x et τ_y [3.9] sont les termes de frottement au fond et n représente le coefficient de rugosité de Manning (Liu et al., 2009; Omira, 2010).

$$\begin{aligned} \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{R \cos \varphi} \left[\frac{\partial u}{\partial \psi} + \frac{\partial}{\partial \varphi} (\cos \varphi v) \right] &= -\frac{\partial h}{\partial t} \\ \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{R \cos \varphi} \frac{\partial}{\partial \psi} \left(\frac{u^2}{H} \right) + \frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial \varphi} \left(\frac{uv}{H} \right) + \frac{gH}{R \cos \varphi} \frac{\partial \eta}{\partial \psi} - fv + \tau_x &= 0 \\ \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{R \cos \varphi} \frac{\partial}{\partial \psi} \left(\frac{uv}{H} \right) + \frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial \varphi} \left(\frac{v^2}{H} \right) + \frac{gH}{R \cos \varphi} \frac{\partial \eta}{\partial \psi} + fu + \tau_y &= 0 \end{aligned} \quad [3.7]$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u^2}{H} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{uv}{H} \right) + gH \frac{\partial \eta}{\partial x} + \tau_x = 0 \quad [3.8]$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{uv}{H} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{v^2}{H} \right) + gH \frac{\partial \eta}{\partial y} + \tau_y = 0$$

$$\tau_x = \frac{gn^2}{H^{7/3}} u \sqrt{(u^2 + v^2)}$$

$$\tau_y = \frac{gn^2}{H^{7/3}} v \sqrt{(u^2 + v^2)} \quad [3.9]$$

Les équations en eau peu profonde relatives à la propagation des tsunamis sont résolues par la méthode des différences finies, dont un certain nombre de codes de modélisation de tsunami ont été développés :

Le code MOST (Method Of Splitting Tsunami) est le plus connu et réputé utilise les différences finies. Il a été développé par (Synolakis et al., 1997; Titov and Synolakis, 1995) et adopté par programme d'alerte aux tsunamis de l'Agence américaine d'observation océanique et atmosphérique (NOAA).

Le code COMCOT (COrnell Multi-grid COupled Tsunami Model) (“iCOMCOT - About,” n.d.) et le code TUNAMI-N2 (Imamura, 1996) reposent sur un schéma numérique explicite de type « saute-mouton » (ou ‘leap-frog’) en différences finies pour résoudre les équations linéaires et non linéaires des eaux peu profondes (Roger, 2011). Cette méthode numérique consiste à remplacer les dérivées des équations différentielles en eau peu profonde par des approximations de différence finie, ce qui donne un système algébrique des équations à résoudre en des points du domaine d'étude et à des pas de temps précis, en fonction des conditions initiales et des conditions aux limites (Piatanesi, 1999).

c. L'inondation ou le Run-up :

Les vagues du tsunami qui se propagent en eaux profondes se modifient en s'approchant de la côte, ce qui entraîne une augmentation de la hauteur des vagues à la côte. Le calcul du Run-up nécessite la connaissance de la topographie précise des zones inondables, jusqu'à des altitudes compatibles avec les niveaux d'inondation maximale attendus (Sahal, 2011).

2.2.2. Les données de base pour la modélisation des tsunamis :

La modélisation des tsunamis nécessite des données fiables relatives aux paramètres de la source du tsunami et à la topographie de la bathymétrie ou la topographie des fonds marins.

Les paramètres des scénarios sources sont étudiés en se basant sur la littérature relative aux séismes et tsunamis historiques. Par exemple, pour déterminer les paramètres de la faille du tsunami du 1er Novembre 1755 de magnitude $M_w = 8.5$, on se réfère aux études telles que celles de (M A Baptista et al., 1998; Maria Ana Baptista et al., 1998; Fatima Kaabouben et al., 2009; Kaabouben et al., 2008). Les données de bathymétrie et topographie sont obtenues à partir de diverses sources pouvant être différentes et nécessitant des corrections avant leur utilisation, les données bathymétriques sont accessibles via la base de données internationale GEBCO (General Bathymetric Chart of the Oceans). Pour le Maroc, les ensembles de données topographiques des côtes marocaines sont extraites de la base de données SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) (Mellas, 2012).

2.3. Résultats de la simulation du tsunami de Lisbonne 1755 sur les côtes marocaines :

Pour estimer le Run-up du tsunami 1755 sur le littoral marocain, différentes modélisations ont été menées et développées sur les bases de données topographiques et bathymétriques à haute résolution, via des modèles numériques reposant sur la résolution des équations non-linéaires avec l'approximation des eaux peu profondes. Ces études ont pour objectif d'évaluer les élévations maximales du tsunami ou Run-up calculées à partir du niveau moyen de la mer et les hauteurs d'inondation dérivées en soustrayant la topographie locale de l'élévation maximale du tsunami.

Quatre zones sources avec cinq failles (*Figure 3.5*), qui sont supposées avoir généré le séisme du 1^{er} novembre 1755, ont été sélectionnées comme suit :

GBZ: la zone du Banc de Gorringe avec la faille du Banc de Gorringe GBF: Gorrington Bank fault;

HMZ: la zone du Horseshoe/Marques de Pombal avec la faille MPF: Marques de Pombal fault et HSF: Horseshoe fault ;

AZ: la zone sud d'Algarve avec la faille PBF: Portimao Bank fault

ABZ: Alboran wedge Slab zone avec la faille CWF: Cadiz Wedge fault.

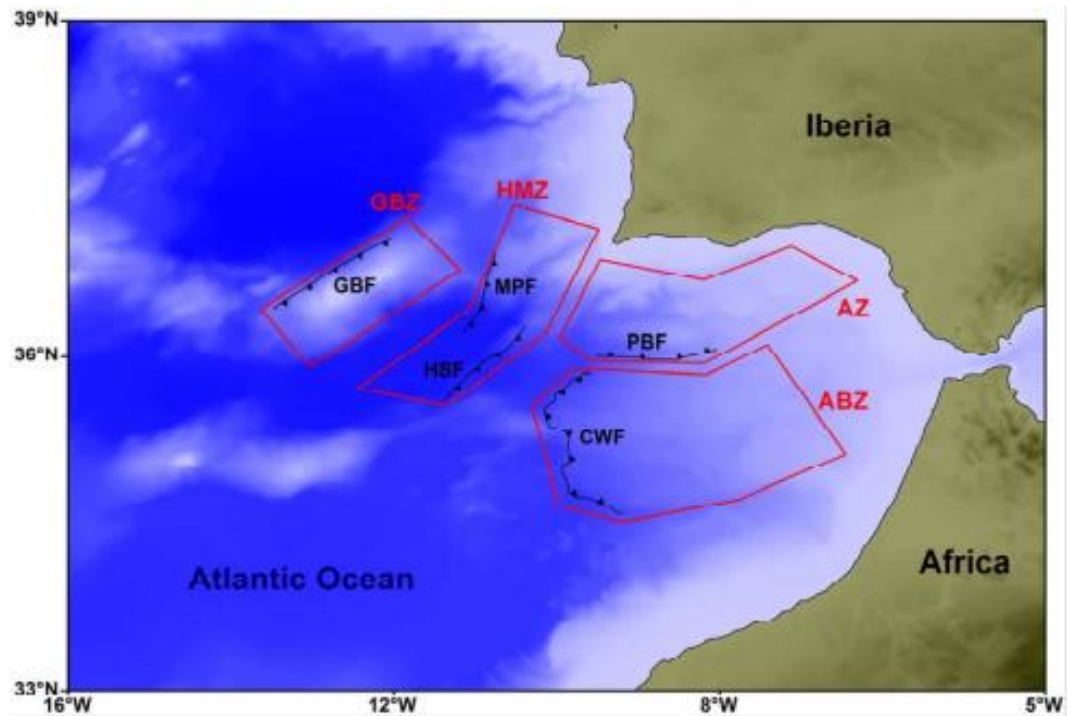


Figure 3.5 : Zones de sources tsunamigènes avec leurs failles associées dans le Golfe de Cadiz d'après (OMIRA, 2010).

Les paramètres de la faille adoptés pour la simulation utilisés par (Omira et al., 2010) correspondent à ceux publiés par (Baptista et al., 2003; M A Baptista et al., 1998; Gutscher, 2004; Gutscher et al., 2006, 2002; Johnston, 1996; Zitellini et al., 2001, 1999). Ces paramètres sont données dans le *Tableau 3.3*:

Tableau 3.3 : Les paramètres de la faille considérés pour la simulation dans le Golfe de Cadiz
 L : longueur de la faille, l : largeur de la faille, Long. : Longitude de l'épicentre, Lat. : Latitude de l'épicentre, D : Profondeur de l'eau à l'aplomb de la faille (km), Slip : rejet, Strike Direction du plan de faille, Dip : Plongement, Rake : pendage, μ Module de cisaillement, Mw : magnitude (Omira et al., 2010).

Scenario	L	l	Long	Lat	D	Slip	Strike	Dip	Rake	μ	M _w	Source
nom	Km	Km	Lon	Lat	Km	m	°	°	°	Pa		zone
GBF	127	60	-11.332	36.665	5	8.3	233	35	90	3.0×10^{10}	8.1	GBZ
HSF	165	70	-9.913	35.796	4	10.7	42.1	35	90	3.0×10^{10}	8.3	HMZ
MPF	129	70	-9.890	36.574	4	8.0	20.0	35	90	3.0×10^{10}	8.1	HMZ
PBF	105	55	-8.585	36.314	2.5	7.2	266.3	24	90	3.0×10^{10}	8.0	AZ
CWF	168	200	-8.059	35.407	5	10	349	5	90	3.0×10^{10}	8.6	ABZ

Dans la présente étude, nous présentons les élévations maximales du tsunami ou Run-up pour différents sites de la côte atlantique et méditerranéenne du Maroc. Ces résultats sont élaborées par (Omira et al., 2010), ils sont obtenus par modélisation de la source HSF ayant le plus fort impact sur les côtes marocaines et par l'utilisation du code de simulation COMCOT (Cornell Multi-grid Coupled Tsunami Model). Ce modèle a été utilisé pour étudier plusieurs tsunamis historiques, tels que les tsunamis du Chili en 1960, des îles Flores (Indonésie) en 1992

(Liu et al., 1995) ,de l'Algérie en 2003 (Wang and Liu, 2005) et, plus récemment, de l'océan Indien en 2004 (Wang and Liu, 2006).

La *Figure 3.6* présente les hauteurs maximales des vagues et les temps d'arrivée correspondants selon la modélisation du Tsunami 1755 réalisée par (Omira et al., 2010; R. Omira et al., 2012) sur le littoral marocain avec la source HSF.

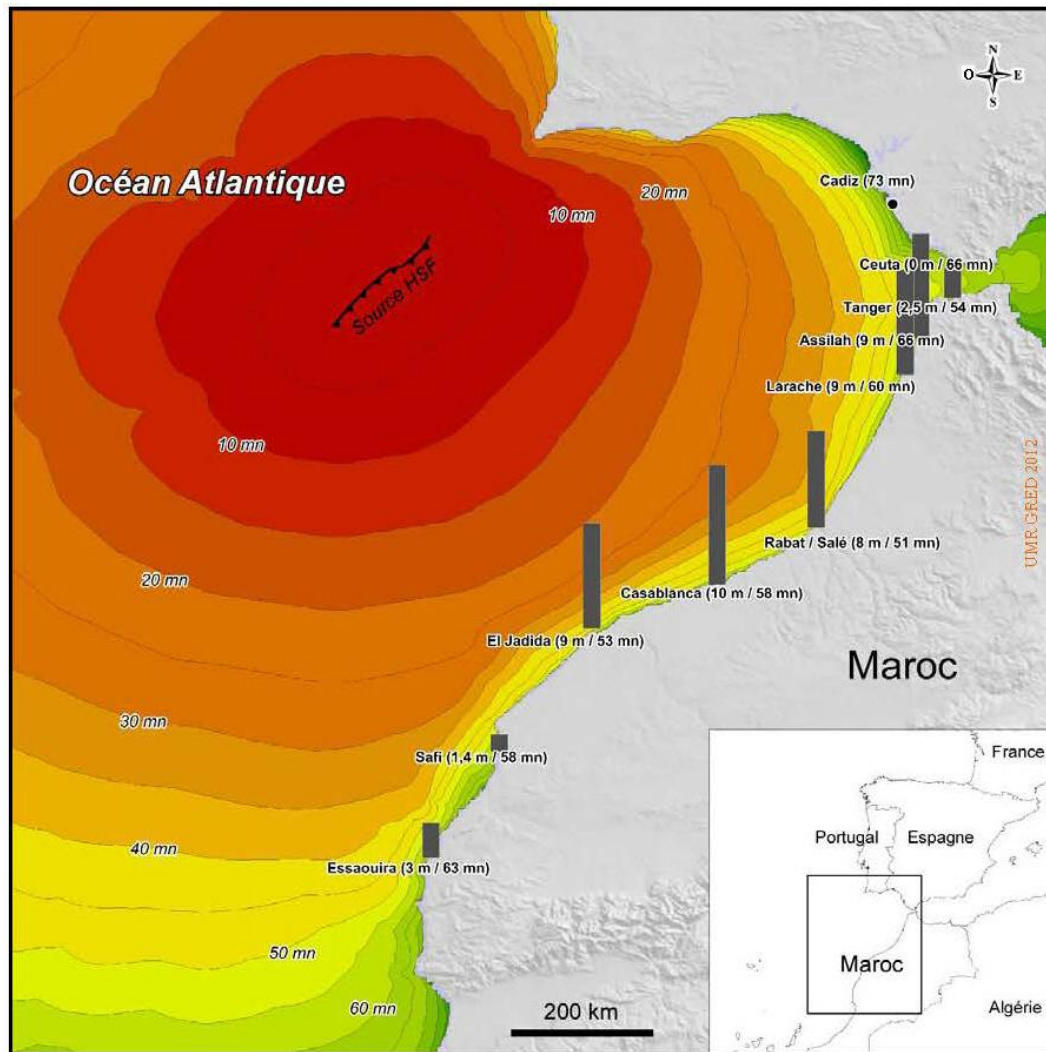


Figure 3.6 : Temps d'arrivée et hauteurs maximales des vagues de Tsunami 1755 pour différentes villes côtières du Maroc (Mellas et al., 2012).

Une analyse des résultats des simulations montre que la zone la plus affectée de la côte marocaine est située entre Rabat et Larache avec des Run-up proches de 9 m, la présence de zones de basse altitude près de Casablanca rend ce site vulnérable aux inondations dues au tsunami. Le modèle simule un Run-up d'environ 10 m.

III. Vulnérabilité des bâtiments sur les côtes marocaines :

1. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité aux tsunamis :

La problématique de l'évaluation de la vulnérabilité aux tsunamis du bâti existant sur les côtes a été abordée de façon différente selon plusieurs auteurs. Les différentes approches utilisées pour l'évaluation du risque de tsunami peuvent être classées en deux grandes catégories : évaluations qualitatives et quantitatives, approches statistiques et probabilistes.

1.1. Évaluations qualitatives et quantitatives :

Dans la présente étude, deux grandes catégories d'analyse de la vulnérabilité appliquée aux tsunamis désignées sous le nom d'approches qualitatives et quantitatives seront détaillées :

1.1.1. Méthode PTVAM (Papathoma Tsunami Vulnerability Assessment Model):

La méthode PTVAM (Papathoma Tsunami Vulnerability Assessment Model) vise à fournir des évaluations de premier ordre de la vulnérabilité des bâtiments aux tsunamis. Elle donne un "indice de vulnérabilité relatif" (RVI) pour chaque bâtiment (Dominey-Howes and Papathoma, 2007; Papathoma, 2003; Papathoma et al., 2003), Trois modèles ont été proposés : PTVAM-1,2 et PTVAM-3.

Selon (Dall'Osso et al., 2009) , le modèle PTVAM-1 a été développé avant 2004 en l'absence de modèles de fragilité des bâtiments fiables, solides, et validés pour évaluer la vulnérabilité des bâtiments aux tsunamis. (Dominey-Howes and Papathoma, 2007) ont amélioré ce modèle à la version PTVAM-2 et ils l'ont validé à partir de données recueillies lors d'enquêtes effectuées aux Maldives affectées par le grand tsunami de l'océan Indien en 2004. (Dall'Osso et al., 2009) ont présenté une version révisée PTVAM-3 du modèle qui prend en compte une nouvelle définition des facteurs qui influencent la vulnérabilité des bâtiments, ce modèle (PTVA-3) a été appliqué et validé sur les îles Éoliennes, en Italie touchées par le tsunami puissant du 30 décembre 2002 (Dall'Osso et al., 2010).

Le modèle PTVA-3 révisé permet de définir un indice de vulnérabilité relatif (RVI) d'un bâtiment par la combinaison pondérée de deux éléments distincts :

$$RVI = \frac{2}{3}(SV) + \frac{1}{3}(WV) \quad [3.10]$$

Avec :

SV : Vulnérabilité Structurelle ; (Structural Vulnerability)

WV : la vulnérabilité à l'intrusion de l'eau ; (Vulnerability to Water intrusion)

a. La vulnérabilité à l'intrusion de l'eau (**WV**) : est définie comme étant la vulnérabilité des éléments de construction due à leur contact avec l'eau. Elle dépend du nombre d'étages d'un bâtiment qui seront inondés :

$$WV = \frac{\text{nombre de niveaux inondés}}{\text{nombre total de niveaux}} \quad [3.11]$$

b. La vulnérabilité structurelle (**SV**) : est la vulnérabilité structurelle est associée à la force hydrodynamique horizontale de l'écoulement de l'eau, selon le modèle PTVAM-3 le facteur SV d'un bâtiment est donnée comme suit :

$$SV(1,125) = (Ex).(Bv).(Prot) \quad [3.12]$$

Le premier élément de l'équation [3.12] **Ex** : le degré d'exposition est donné par la profondeur de l'eau prévue à l'emplacement du bâtiment, il est compris entre 1 et 5 (1 = profondeur d'eau minimale, 5 = profondeur d'eau maximale) (*Tableau 3.6*).

Bv : est un indice normalisé allant de -1 à +1, toute valeur positive indique une augmentation de la vulnérabilité moyenne du bâtiment donnée par l'attribut, tandis que toute valeur négative montre le contraire, il s'agit de la somme pondérée des différents critères de construction qui influencent la résistance aux inondations, calculé comme suit :

$$Bv(-1,+1) = \frac{1}{423}(100.s + 80.m + 63.g + 60.f + 51.mo + 46.so + 23.pc) \quad [3.13]$$

L'indice BV de chaque bâtiment a été calculé en tenant compte des contributions des attributs suivants (*Tableau 3.4*) :

Tableau 3.4 : Les critères et leurs valeurs qui influencent la vulnérabilité structurelle d'un bâtiment BV (*Dall'Osso et al., 2009*).

	-1	-0.5	0	(+0.25)	+0.5	(+0.75)	+1
S	+ De 5 Etages	4 Etages	3 Etages		2 Etages		1 Etage
M	Béton Armé		Double Brique		Brique Simple		Bois
G	Plan Ouvert	Plan Ouvert Et Fenêtres	50% Plan Ouvert		Plan Non Ouvert, Plusieurs Fenêtres		Plan Non Ouvert
F	Fondation Profonde		Fondation De Profondeur Moyenne				Fondation Superficielle
So	Mauvaise Forme Hydrodynamique		Forme Hydrodynamique Moyenne				Forme Hydrodynamique Elevée
Mo			Risque Minimum D'être Endommagé Par Des Objets Mobiles	Risque Modéré D'être Endommagé Par Des Objets Mobiles	Risque Moyen D'être Endommagé Par Des Objets Mobiles	Risque Elevé D'être Endommagé Par Des Objets Mobiles	Risque Extrême D'être Endommagé Par Des Objets Mobiles
Pc	Très Faible	Faible	Moyenne		Bien		Excellent
Nombre d'étages (S) ; Matériaux et techniques de construction (m) ; L'accessibilité du Rez-De-Chaussée (g) ; Type de fondation (f) ; Forme et orientation de la façade du bâtiment (So) ; Objets transportables (Mo) ; État du bâtiment (Pc).							

Le dernier élément **Prot** : prend en compte l'existence de différentes sortes de protection du bâti (rang, protection naturelle, murs de protection ou digues et murs autour du bâtiment). Selon le *Tableau 3.5*, est compris entre 0 (niveau de protection élevé) et 1 (niveau de protection faible), calculé comme suit :

$$\text{Prot} = \frac{1}{301} (100.(\text{Prot}_{br}) + 73.(\text{Prot}_{nb}) + 73.(\text{Prot}_{sw}) + 55.(\text{Prot}_{w})) \quad [3.14]$$

Tableau 3.5 : Les critères et leurs valeurs qui influencent le niveau de protection d'un bâtiment Prot (Dall'Osso et al., 2009).

	0	+0.25	+0.5	+0.75	+1
Prot_Br	10 ^{ème}	7-8-9-10 ^{ème}	4-5-6 ^{ème}	2-3 ^{ème}	1 ^{ère}
Prot_Nb	Protection très élevée	Protection élevée	Protection Moyenne	Protection Modérée	Pas de Protection
Prot Sw	Vertical > 5m	Vertical de 3 à 5m	Vertical de 1.5 à 3m	Verticale de 0 à 1,5m ou Incliné de 1,5 à 3 m	Incliné de 0 à 1,5m ou pas de Digue
Prot W	La Hauteur du Mur est comprise entre 80% Et 100% de la profondeur de l'eau	La Hauteur du Mur est comprise entre 60% Et 80% de la profondeur de l'eau	La Hauteur du Mur est comprise entre 40% Et 60% de la profondeur de l'eau	La Hauteur du Mur est comprise entre 20% Et 40% de la profondeur de l'eau	La Hauteur du Mur est comprise entre 0% Et 20% de la profondeur de l'eau
Rangée du bâtiment (Br) ; Obstacle naturel (Nb) ; Hauteur et forme de la digue (Sw) ; Mur de briques autour du bâtiment (W) ;					

Une fois que SV et WV sont obtenus, l'Indice de vulnérabilité relative (RVI) de chaque bâtiment est calculé, La valeur RVI est redimensionnée à 5 classes données dans le *Tableau 3.6* :

Tableau 3.6 : Les variables originales et redimensionnées utilisées dans le calcul des indices RVI pour chaque bâtiment (Dall'Osso et al., 2009).

RVI (1-5)	1-1.8	1.8-2.6	2.6-3.4	3.4-4.2	4.2-5
Description Du Niveau De Vulnérabilité Relatif	Mineur	Modérer	Moyenne	Elevée	Très élevée
Indice De Vulnérabilité Relative (RVI) = (2/3) × (SV) + (1/3) × (WV) [3.10]					
SV (Original)	1-25	25-50	50-75	75-100	100-125
SV (A L'échelle)	1	2	3	4	5
SV = (Bv) × (Ex) × (Prot) [3.12]					
Bv (Original)	-1 à -0.6	-0.6 à -0.2	-0.2 à 0.2	0.2 à 0.6	0.6 à 1
Bv (A L'échelle)	1	2	3	4	5
Ex (Original)	0-1 m	1-2 m	2-3 m	3-4 m	>4 m
Ex (A L'échelle)	1	2	3	4	5
Prot (Original)	0 à 0.2	0.2 à 0.4	0.4 à 0.6	0.6 à 0.8	0.8 à 1
Prot (A L'échelle)	1	2	3	4	5
WV = (Nombre De Niveaux Inondés) / (Nombre Total De Niveaux) [3.11]					
WV (Original)	0 A 0.2	0.2 A 0.4	0.4 A 0.6	0.6 A 0.8	0.8 A 1
WV (A L'échelle)	1	2	3	4	5

1.1.2. Méthodes adoptées au Maroc :

Sur la base de la Méthode PTVAM, une approche BTV (Building Tsunami Vulnerability) similaire a été adoptée pour l'évaluation de l'impact et de la vulnérabilité aux

tsunamis pour le port de Casablanca, Tanger et Assilah par (Bencheikroun et al., 2015; El Moussaoui et al., 2017; Omira et al., 2010). Ces auteurs ont utilisé une compilation de données d'enquête sur le terrain (SIG) et une modélisation numérique des inondations dues au tsunami de Lisbonne du 1er novembre 1755.

Pour chaque classe de bâtiment une formule a été adoptée pour évaluer le BTV par (Omira et al., 2010) :

$$BTV(\%) = \frac{(F_c.b \times F_w.b) + (F_c.i \times F_w.i) + (F_c.s \times F_w.s)}{\sum_{k=1}^3 (F_c.max \times F_w)_k} \times 100 \quad [3.15]$$

Les éléments de l'équation sont :

F_{c.b} est le facteur de classification du bâtiment correspondant à la classe de bâtiment pour laquelle le BTV est calculé, le *Tableau 3.7* donne les valeurs de F_{c.b} selon une classification proposée par (Omira et al., 2010) :

Tableau 3.7 : Classification des bâtiments retenue dans l'indice BTV (Omira et al., 2010).

Classe du bâtiment	Structure, matériau utilisé, qualité de la construction	Niveau de condition	Résistance mécanique et dommages attendus	Facteur de classification (F _{c.b})
A	Bâtiment d'un seul étage, constructions en bois constituées de briques non renforcées, de Pierre, de mortier de terre, de bois et de zinc.	Mauvais	Très faible résistance aux forces latérales : risque d'effondrement total en cas de tsunami majeur	4
B	Maisons traditionnelles de l'ancienne médina en brique, en pierre, bois, chaux et mortier d'argile.	Moyen	Faible résistance aux charges latérales, résistance acceptable aux forces horizontales. Risque de dommages structurels graves en cas de tsunami majeur	3
C	Des bâtiments de 2 à 4 étages en BA avec des murs en maçonnerie. Bonne qualité de construction	Bon	Bonne résistance aux forces latérales et horizontales. Risque de dommages légers à modérés	2
D	Bâtiments avec plusieurs étages en BA et des voiles. Très bonne qualité de construction	Très bon	Forte résistance aux forces latérales et horizontales. Peu de dégâts sont attendus	1

F_{c.i} représente le facteur de classification de la zone inondable où se situe le bâtiment, indiqué sur le *Tableau 3.8*:

Tableau 3.8 : les facteurs de classification de la zone inondable (Omira et al., 2010).

Classe de la zone	Niveau de risque d'inondation	Profondeur d'écoulement correspondante (m)	Facteur de classification (F _{c.i})
A	Elevé	4-6	3
B	Moyen	2-4	2
C	Faible	0-2	1

F_{c.s} est le facteur de classification du type de protection maritime existant devant la classe du bâtiment (*Tableau 3.9*).

Tableau 3.9 : Les classes de protection maritime (Omira et al., 2010).

Classe de la zone	Caractéristiques	Niveau de résistance	Facteur de classification (Fc.s)
A	Absence de protection		
B	Mur de béton de 5 m de hauteur et 0,6 m d'épaisseur	Mauvais	3
C	Tétrapodes de 3 m de hauteur et Murs en béton de 3 m de hauteur	Moyen Bon	2 1

Les paramètres Fc.b, Fc.i et Fc.s n'affectent pas le BTV de manière égale, des facteurs de pondération Fw (Tableau 3.10) sont introduits pour calibrer ces éléments dans l'ordre de leur influence sur la vulnérabilité des bâtiments.

Tableau 3.10 : Les facteurs de pondération Fw (Omira et al., 2010).

Paramètres / critères	Facteur de poids
État du bâtiment	Fw.b = 3
Zone d'Inondation	Fw.i = 2
Protection du bâtiment	Fw.s = 1

Fc.max est la valeur maximale du facteur de classification établi dans le critère k; où k est le nombre de critères.

L'indice BTV conduit finalement à la distinction de 5 niveaux qualitatifs de risque :

D₀ : correspond à un BTV de 0 à 20% -Aucun dommage- ;

D₁ : pour un BTV de 20 à 40% -Dommages légers et aucun dégât structurel- ;

D₂ : entre 40 et 60% -Dommages structurels légers- ;

D₃ : pour un BTV de 60–80% -Dommages structurels sévères- ;

D₄ : un BTV de 80–100% -Effondrement total- ;

1.2. Fonctions de fragilité et courbes d'endommagement :

Les études publiées font apparaître deux grands modèles de fonctions de vulnérabilité : les fonctions de fragilité et les courbes de dommages. Une fonction de fragilité, également appelée courbe de fragilité, est un modèle probabiliste de vulnérabilité qui décrit la probabilité conditionnelle qu'un état de dommage soit atteint ou dépassé pour un niveau de risque donné, les fonctions de fragilité décrivent une série de résultats possibles des dommages et leur probabilité d'occurrence associée. Les courbes de dommages représentent généralement la réponse d'une structure aux dommages sous forme d'indice ou de pourcentage par rapport au niveau global des dommages subis par le bâtiment.

Après le tsunami du 11 mars 2011 au Japon, (Suppasri et al., 2013) ont élaboré des fonctions de fragilité à partir de données concernant plus de 250 000 structures endommagées ou détruites avec des détails approfondis sur le niveau des dommages, les matériaux de construction, le nombre d'étages par bâtiment et les emplacements ont été utilisés. Ils ont aussi

calculé la probabilité cumulative d'occurrence des dommages en utilisant la méthode statistique décrite dans (Koshimura et al., 2009), elle est définie soit par l'équation [3.16] ou [3.17] :

$$P(x) = \Phi \left[\frac{x - \mu}{\sigma} \right] \quad [3.16]$$

$$P(x) = \Phi \left[\frac{\ln x - \mu'}{\sigma'} \right] \quad [3.17]$$

Φ représente la fonction de répartition de probabilité de la loi normale, x est la caractéristique hydrodynamique du tsunami (par exemple, profondeur d'inondation), μ et σ (μ' et σ') sont respectivement la médiane et l'écart-type de x ($\ln x$).

(Suppasri et al., 2013) ont présenté les résultats de la probabilité de dommages pour différents bâtiments classés selon leurs matériaux de construction, le nombre d'étages et en fonction de la profondeur d'inondation. Les résultats ont montré clairement l'effet des facteurs cités sur le niveau des dommages aux bâtiments. En effet, la résistance des bâtiments en béton armé et en acier est supérieure à celle des bâtiments en bois ou en maçonnerie. De même, il a été confirmé que les bâtiments de plus de deux étages sont beaucoup plus résistants que les bâtiments d'un ou deux étages.

Par ailleurs, dans le cadre du projet de recherche sur les tsunamis SCHEMA (Scenarios for Hazard-induced Emergencies Management) (European commission et al., 2011; Valencia et al., 2011), un outil SIG DamASCHE a été développé et appliqué en plusieurs sites côtières euro-méditerranéennes : (Ranguelov, 2010) le long de la côte nord de la Bulgarie, sur le site de Balchik, Mer Noire. (Atillah et al., 2011) dans la zone côtière de Rabat et Salé, Maroc. Vu le manque d'observations post-tsunami suffisantes dans les zones méditerranéennes, l'outil SIG DamASCHE a été développé à partir des données recueillies par plusieurs auteurs à Banda Aceh, Indonésie après le tsunami de 2004 dans l'océan Indien. L'outil intègre des courbes de dommages sur une carte d'inondation pour estimer le niveau des dommages. Les dommages aux bâtiments ont été classés en six états distincts allant de D_0 à D_5 , et les bâtiments ont été classés en quatre catégories (A, B, C et D). Les courbes de dommages (Figure 3.7) ont été définies pour les quatre typologies de bâtiments en des hauteurs d'inondation :

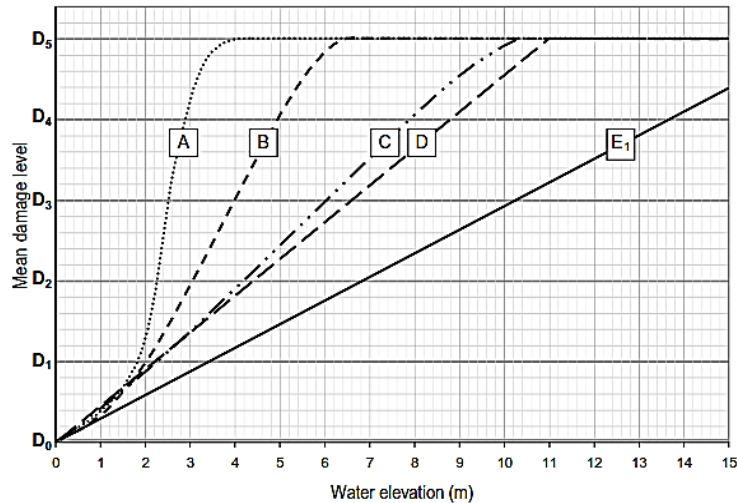


Figure 3.7 : Fonctions de dommages pour les classes de bâtiments A, B, C, D, E1 utilisées dans le cadre du projet SCHEMA (European commission et al., 2011).

1.3. Avantages et limites des approches méthodologiques citées :

L'avantage des modèles PTVA ou BTV, c'est de fournir des estimations quantifiées des dommages causés par un tsunami. Les approches basées sur les courbes de fragilité et les courbes de dommages représentent les méthodes les plus réalistes pour l'estimation de la vulnérabilité aux tsunamis parce qu'elles se basent d'une part sur des données réelles des dommages observés après le tsunami de 2004 dans l'océan Indien, et d'autre part elle relie ces données avec la classification des structures (type de construction, nombre d'étages, matériaux utilisés, qualité de la construction ...etc.). Mais il faut noter que ces courbes sont basées sur des données empiriques provenant d'un seul site et après un seul événement, les structures évaluées sont généralement différentes à celles trouvées dans d'autres zones, ce qui entraîne sous-estimation ou surestimation des dommages. Ces simulations nécessitent une définition des méthodes analytiques en recourant à des modèles structurels et des caractéristiques hydrodynamiques des tsunamis, tels que la profondeur d'inondation, la vitesse d'écoulement, forces induites par le tsunami sur les structures (forces impulsives, hydrostatiques, hydrodynamiques, impulsive, Impact des débris...).

2. Méthodologie proposée pour l'évaluation de la vulnérabilité aux tsunamis :

2.1. Méthodologie adoptée :

Les études sismiques sont bien développées, tandis au contraire que celles sur les tsunamis. Les courbes de fragilité disponibles pour les bâtiments soumis à l'action des tsunamis sont essentiellement dérivées de données empiriques des études post-tsunami ou des estimations quantifiées, comme nous l'avons traité dans la section 1, ce qui limite le développement des études de vulnérabilité en raison du manque de données. Afin de répondre

à ce manque, des méthodes analytiques sont nécessaires pour simuler la réaction des structures à la sollicitation d'une action de tsunami, et donc calculer les dommages subis par les éléments structuraux, ce qui nous permet de tracer les courbes de fragilité.

La méthodologie adoptée dans cette étude pour l'estimation de la vulnérabilité aux tsunamis, consiste à analyser la réponse des bâtiments aux sollicitations liées au tsunami par le biais d'une méthode d'analyse dynamique temporelle.

Les forces des tsunamis sont évaluées comme décrit dans le FEMA P646 préparées par l'ATC (Heintz and Mahoney, 2008), ces forces sont combinées de différentes manières en tenant compte des forces impulsives, hydrostatiques, hydrodynamiques, impulsive, Impact des débris... Les résultats des déplacements aident à tracer les courbes de capacité pour l'aléa tsunami et à élaborer des courbes de fragilité pour les différents états de dommages.

Pour analyser la vulnérabilité des bâtiments face à un tsunami, la première étape consiste à sélectionner une structure d'étude appropriée, qui soit typique et qui regroupe une grande classe de bâtiments similaires. La deuxième étape est la modélisation structurelle, où la structure du bâtiment est introduite dans un logiciel d'éléments finis afin de visualiser et d'analyser la réponse de la structure aux sollicitations du tsunami (Bendada et al., 2016, 2015). Les charges de tsunami sont calculées à l'aide des normes qui permettent de définir la nature des forces applicables et leur intensité. Après la régénération du modèle et l'acquisition des résultats de déplacement et de déformation de la structure étudiée, une courbe de capacité est tracée ce qui permet de fournir les courbes de fragilité grâce au modèle de loi cumulative log-normale pour chaque niveau de dommage. La *Figure 3.8* illustre les étapes de cette méthodologie.

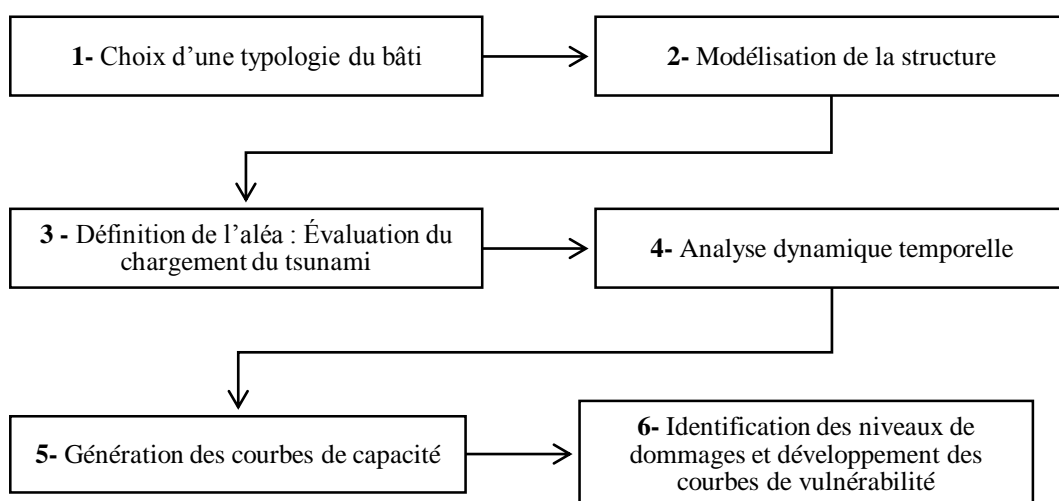


Figure 3.8 : Méthodologie proposée pour la génération des courbes de fragilité des tsunamis.

2.2. Chargement du Tsunami :

Il existe actuellement un nombre limité de codes définissant explicitement la conception des structures côtières pour résister aux tsunamis. FEMA, Agence fédérale américaine des situations d'urgence, publie plusieurs guides de conception pour les risques naturels, le guide FEMA P646 (Heintz and Mahoney, 2008) fournit des expressions pour les forces induites par les effets des tsunamis sur les constructions côtières. Ce document présente brièvement certains aspects de ces forces. Cette partie donne un sommaire des forces qui peuvent se produire lors d'un tsunami. Il s'agit des forces hydrostatiques latérales, verticales (Poussée d'Archimède), hydrodynamiques, impulsives (ou déferlement), les forces d'impact des débris, les forces de barrage des débris, forces de soulèvement et les charges de gravité supplémentaire de l'eau retenue :

2.2.1. Forces hydrostatiques :

Les forces hydrostatiques proviennent de la présence d'eau stationnaire ou en mouvement lent. La force hydrostatique comprend une force hydrostatique latérale, et une force hydrostatique verticale ou Poussée d'Archimède.

Les forces hydrostatiques latérales résultent de la variation de la pression en fonction de la hauteur d'inondation. Il s'agit d'une fonction linéaire avec la hauteur, qui prend la forme de l'équation [3.17] :

$$F_h = \rho_s g b h_w \left(h_{\max} - \frac{h_w}{2} \right) \quad [3.17]$$

Avec :

$\rho_s = 1.1\rho_{eau}$: La densité y compris les sédiments ;

ρ_{eau} : La densité de l'eau ;

g : L'accélération gravitationnelle ;

$h_{\max} = R - Z_w = 1,3.R^* - Z_w$: La hauteur d'inondation ;

R^* : Run-up du tsunami;

R : Run-up maximale ou du calcul ;

Z_w : l'élévation à la base du mur ;

La poussée d'Archimède agit dans le sens opposé à la gravité et se produit à cause d'une différence de pression causée par des volumes de remplissage fermés, étanches ou lents, d'une structure immergée. Elle concerne les sous-sols, les réservoirs enterrés ..., peut donc être calculée par l'équation [3.18] :

$$F_b = \rho_s g V \quad [3.18]$$

Avec : V est le volume d'eau déplacé par la structure comme le montre la *Figure 3.9* :

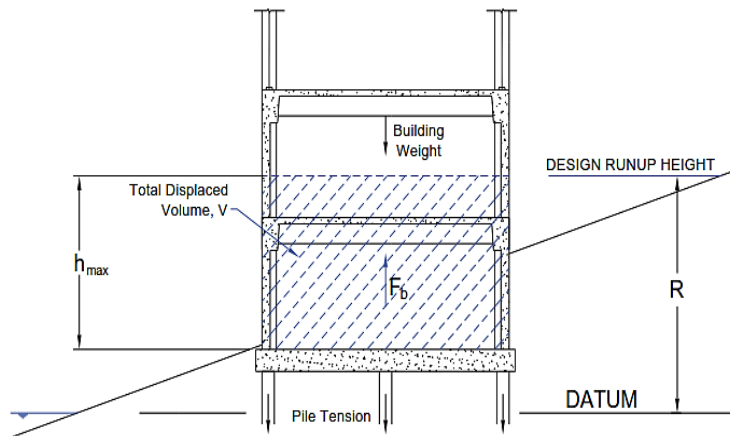


Figure 3.9 : Définition de la poussée ascendante exercée sur un plancher (Heintz and Mahoney, 2008).

2.2.2. Forces hydrodynamiques :

Lorsque l'eau circule autour d'une structure, des forces hydrodynamiques sont appliquées à la structure dans son ensemble et aux composants structurels individuels. Ces forces sont induites par l'écoulement de l'eau à une vitesse modérée à élevée. La force hydrodynamique est donnée par l'équation [3.19] :

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{\max} \quad [3.19]$$

Où :

C_d : Le coefficient de traînée peut être pris égal à $C_d = 2,0$;

B : La largeur de la structure dans le plan normal à la direction du flux ;

h : La hauteur d'écoulement ;

u : La vitesse d'écoulement ;

$(hu^2)_{\max}$ est le flux de quantité de mouvement maximal par unité de masse, par unité de largeur ; la valeur $(hu^2)_{\max}$ peut être estimée approximativement selon (Yeh, 2007) en utilisant l'équation [3.20]:

$$(hu^2)_{\max} = gR^2 \left(0.125 - 0.235 \frac{Z}{R} + 0.11 \left(\frac{Z}{R} \right)^2 \right) \quad [3.20]$$

2.2.3. Forces impulsives :

Les forces impulsives sont produites par un choc des eaux sur une structure, le dépassement maximal équivaut à 1,5 fois celui de la force hydrodynamique (Arnason, 2005). Le FEMA P646 (Heintz and Mahoney, 2008) a adopté l'équation [3.21] pour la force de déferlement :

$$F_s = 1.5F_d \quad [3.21]$$

2.2.4. Force d'impact des débris :

Les charges d'impact sont celles qui résultent des débris provenant de bois flotté, de petites barques, de parties de maisons, etc., ou de tout objet transporté par les crues, qui frappent les bâtiments et les structures.

Il est possible d'estimer la force d'impact des débris en se référant à l'équation [3.22] :

$$F_i = C_m u_{\max} \sqrt{km} \quad [3.22]$$

Où :

C_m correspond au coefficient massique de majoration, sa valeur recommandée est 2.

m et k sont respectivement la masse et la rigidité effective des débris.

L'utilisation d'une solution analytique peut être envisagée pour obtenir la vitesse maximale permettant de calculer la force d'impact. La solution analytique disponible est basée sur la théorie unidimensionnelle et non linéaire des vagues en eau peu profonde avec un rivage à pente uniforme. Avec ces hypothèses, la vitesse maximale du fluide, dont leur solution [3.23] peut être exprimée en fonction des élévations du sol z et R (Shen and Meyer, 1963; Yeh, 2007):

$$u_{\max} = \sqrt{2gR\left(1 - \frac{z}{R}\right)} \quad [3.23]$$

2.2.5. Forces de barrage des débris :

L'effet de barrage causé par l'accumulation de débris d'eau peut être traité comme une force hydrodynamique renforcée par la largeur du barrage de débris placé sur la face avant de la structure. L'équation [3.24] suggérée par le FEMA P646 intègre la largeur du barrage de débris B_d :

$$F_{dm} = \frac{1}{2} \rho_s C_D B_d (hu^2)_{\max} \quad [3.24]$$

2.2.6. Force de soulèvement :

Les forces hydrodynamiques exercent également une action verticale sur les planchers. Cependant, il est nécessaire de tenir compte la possibilité d'augmenter la poussée d'Archimède en raison de la présence des parois empêchant le flux du tsunami de passer à travers le bâtiment. La poussée verticale totale exercée sur un système de plancher peut être estimée à travers l'équation [3.25] :

$$F_u = \frac{1}{2} C_u \rho_s g A_f u_v^2 \quad [3.25]$$

Avec :

A_f est la surface du plancher, C_u pris égal à 2

u_v est la vitesse verticale, la valeur des u_v pour un terrain en pente peut être estimée par :

$$u_v = u \tan \alpha \quad [3.26]$$

Avec u étant la vitesse d'écoulement horizontal correspondant à une hauteur d'eau h_s , α représentant la pente moyenne du terrain, comme le montre la *Figure 3.10*.

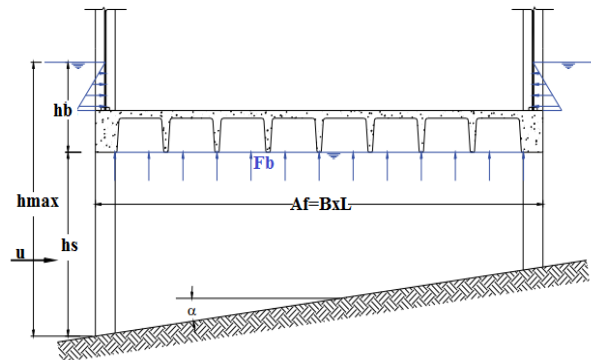


Figure 3.10 : Description de la force de soulèvement d'un plancher (Heintz and Mahoney, 2008).

2.2.7. Charge de gravité supplémentaire de l'eau retenue :

En cas de drainage, l'eau retenue au-dessus des planchers surélevés entraînera des charges gravitaires supplémentaires qui peuvent dépasser les charges pour lesquelles le système de plancher a été conçu à l'origine. La hauteur d'eau retenue h_r dépendra de la hauteur d'inondation maximale h_{max} et de la résistance des murs au niveau supérieur, comme illustré à la *Figure 3.11*, la charge descendante maximale par unité de surface peut être estimée à l'aide de l'équation [3.27] :

$$f_r = \rho_s g h_r \quad [3.27]$$

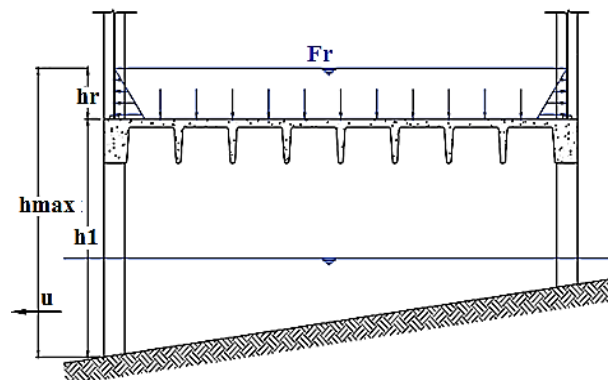


Figure 3.11 : Charges gravitaires exercées sur un plancher (Heintz and Mahoney, 2008).

Les forces des tsunamis sont combinées sur une structure de la façon suivante :

Les forces de soulèvement dues à la poussée d'Archimède, F_b , et le soulèvement hydrodynamique, F_u , ont pour effet de réduire les charges permanentes de la structure, ce qui peut avoir un impact sur la résistance au renversement, il convient de tenir compte de la flottabilité et du soulèvement hydrodynamique dans toutes les combinaisons de charge.

Les forces impulsives F_s sont appliquées de manière successive à tous les éléments de la structure, dès que le début de la vague a dépassé une composante structurelle, elle ne subit plus la force d'impulsion, mais la force hydrodynamique F_d .

La force de barrage de débris, F_{dm} , doit être considérée comme agissant à la partie la plus préjudiciable d'une structure tandis que les forces hydrodynamiques agissent sur tous les autres composants de la structure.

La [Figure 3.12](#) illustre la combinaison de F_d , F_s , les forces d'impact des débris, F_i , et F_{dm} sur un bâtiment comportant plusieurs poteaux et voiles.

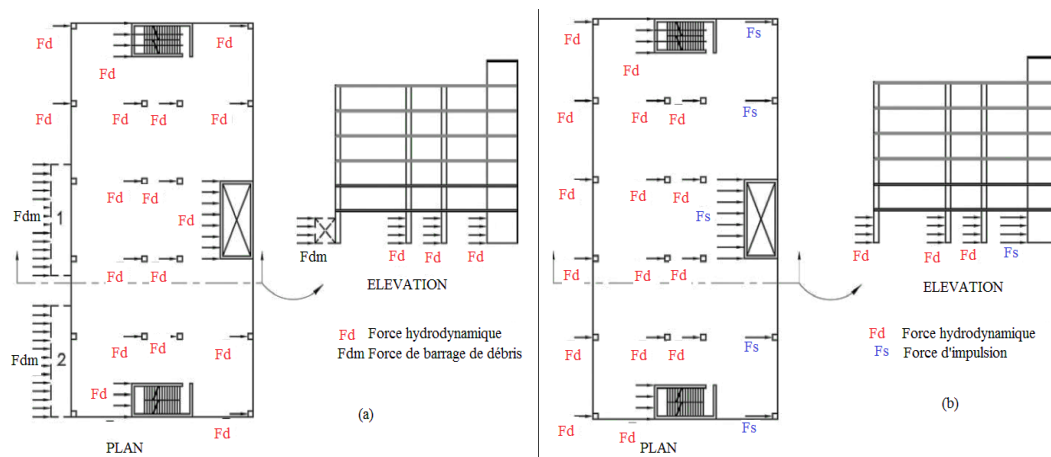


Figure 3.12 : Charges dues au tsunami appliquées sur un bâtiment modèle ([Heintz and Mahoney, 2008](#)).

2.3. Analyse temporelle sous un chargement du tsunami :

Dans ce travail de thèse, pour évaluer l'impact du tsunami sur des bâtiments modèles, différentes analyses dynamiques ont été effectuées et pour différents niveaux de hauteur d'inondation, variant de très faibles valeurs ($h_{max}=0,5m$). Les forces de tsunami calculées selon FEMA P646 ([Heintz and Mahoney, 2008](#)) ont été appliquées sur les structures de manière répartie ou à l'emplacement de la résultante de chaque charge en fonction de la hauteur d'inondation. Les résultats des déplacements permettent de tracer les courbes de capacité pour l'aléa tsunami, de tracer les courbes de fragilité pour les quatre états de dommages, à savoir les dommages structurels légers, modérés, majeurs et complets. Les courbes de fragilité du tsunami obtenues sont comparées aux courbes empiriques de ([Suppasri et al., 2013](#)) déterminées à partir des données statistiques sur le tsunami de 2011 dans le Grand Est du Japon ([Nchiti et al., 2020b](#)).

La méthode appliquée dans cette étude est similaire à l'analyse sismique, qui est basée sur la dynamique structurelle. Or, le risque de tsunami entraîne une nouvelle approche de la simulation, en raison de la variété des forces, de leur nature et de leurs combinaisons. L'analyse

temporelle considère une sollicitation en fonction du temps. En cas de tsunami, de nombreuses recherches ont réalisé des prototypes expérimentaux de simulations de vagues semblables à celles d'un tsunami qui frappent les bâtiments. La *Figure 3.13* illustre la variation de l'impact du tsunami dans le temps et selon plusieurs phases : force d'impact, effet hydrodynamique, impact des débris, effet de barrage des débris. Dans cette étude, une présentation simplifiée de cette variation est introduite dans l'analyse.

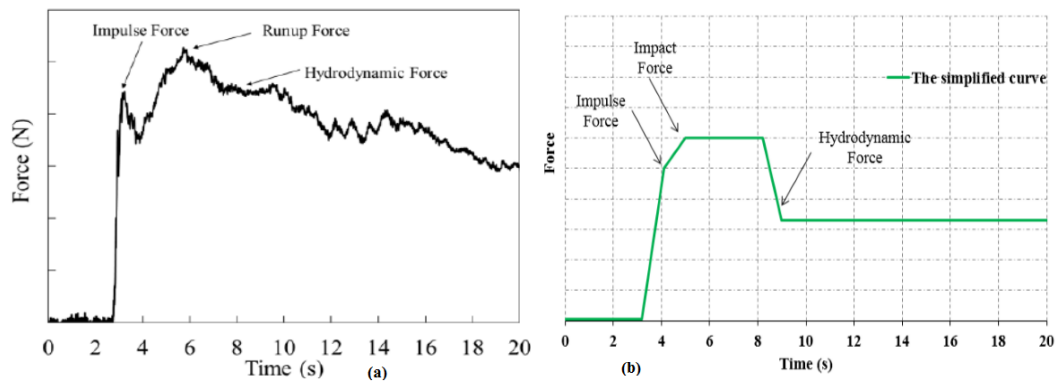


Figure 3.13 : a. Série temporelle typique de la charge et de la capacité (Palermo et al., 2012)

b. Le modèle simplifié adopté pour l'analyse.

IV. Simulation de l'impact du tsunami sur une structure en béton armé localisé en zone côtière :

1. Description et modélisation de la structure retenue :

Cette section reprend la méthodologie adoptée dans le cadre de cette thèse pour étudier la vulnérabilité des bâtiments, par la simulation de la structure en béton armé présenté dans la *Figure 2.10* du chapitre 2, sous l'effet d'un chargement du tsunami avec une analyse dynamique temporelle. Les analyses ont été effectuées pour différents niveaux de hauteur d'inondation (21 niveaux) avec un pas $h_{\max}=0,5\text{m}$. La *Figure 3.14* présente les différents paramètres nécessaires à l'évaluation des forces tsunamis.

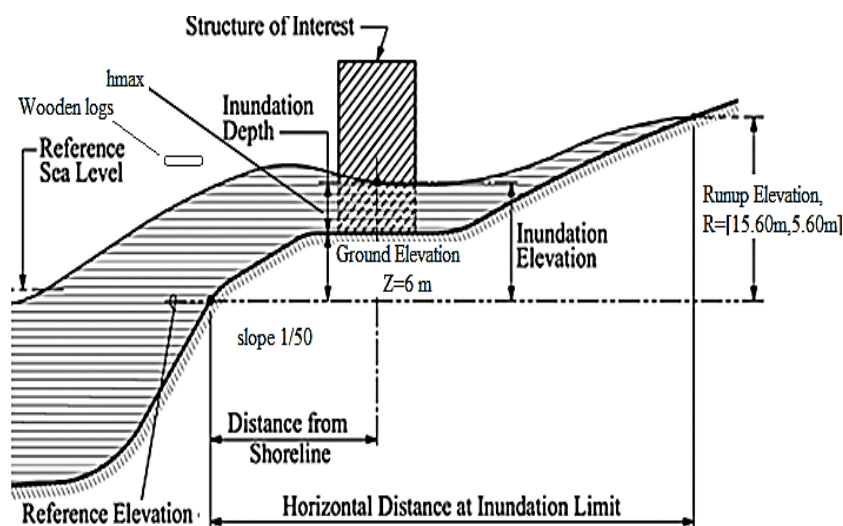


Figure 3.14 : Cas d'étude : schéma descriptif.

Les forces de tsunami évaluées conformément au FEMA P646 (Heintz and Mahoney, 2008) pour le bâtiment de référence sélectionné sont indiquées dans le *Tableau 3.11*.

Tableau 3.11 : Valeurs des forces du tsunami calculées.

Niveaux	R*(m)	Z (m)	R (m)	h_{max} (m)	F_d (KN)	F_s (KN)	F_b (KN)	F_u (KN/m)	F_i (KN)
1	12.00	5.60	15.60	10.00	25.05	37.57	8.90	30.00	112.11
2	11.62	5.60	15.10	9.50	22.68	34.02	0.00	29.04	110.30
3	11.23	5.60	14.60	9.00	20.43	30.65	49.85	28.08	108.46
4	10.85	5.60	14.10	8.50	18.30	27.45	40.95	27.11	106.59
5	10.46	5.60	13.60	8.00	16.28	24.42	32.05	26.15	104.68
6	10.08	5.60	13.10	7.50	14.39	21.58	23.15	25.19	102.74
7	9.69	5.60	12.60	7.00	12.60	18.91	14.24	24.23	100.76
8	9.31	5.60	12.10	6.50	10.94	16.41	5.34	23.27	98.74
9	8.92	5.60	11.60	6.00	9.40	14.09	55.20	22.31	96.68
10	8.54	5.60	11.10	5.50	7.97	11.95	46.29	21.34	94.57
11	8.15	5.60	10.60	5.00	6.66	9.98	37.39	20.38	92.42
12	7.77	5.60	10.10	4.50	5.46	8.19	28.49	19.42	90.21
13	7.38	5.60	9.60	4.00	4.39	6.58	19.59	18.46	87.95
14	7.00	5.60	9.10	3.50	3.43	5.14	10.68	17.50	85.63
15	6.62	5.60	8.60	3.00	2.59	3.88	1.78	16.54	83.24
16	6.23	5.60	8.10	2.50	1.86	2.79	0.00	0.00	80.78
17	5.85	5.60	7.60	2.00	1.25	1.88	0.00	0.00	78.25
18	5.46	5.60	7.10	1.50	0.76	1.15	0.00	0.00	75.64
19	5.08	5.60	6.60	1.00	0.39	0.59	0.00	0.00	72.92
20	4.69	5.60	6.10	0.50	0.14	0.21	0.00	0.00	70.11

Dans cette simulation, la variation temporelle de l'impact du tsunami donnée par la *Figure 3.13* est introduite dans l'analyse via le logiciel d'éléments finis SAP2000. Comme dans le cas de la courbe de Push-over sismique, la courbe de capacité du tsunami est tracée en combinant les résultats de chaque analyse dynamique (*Figure 3.15*).

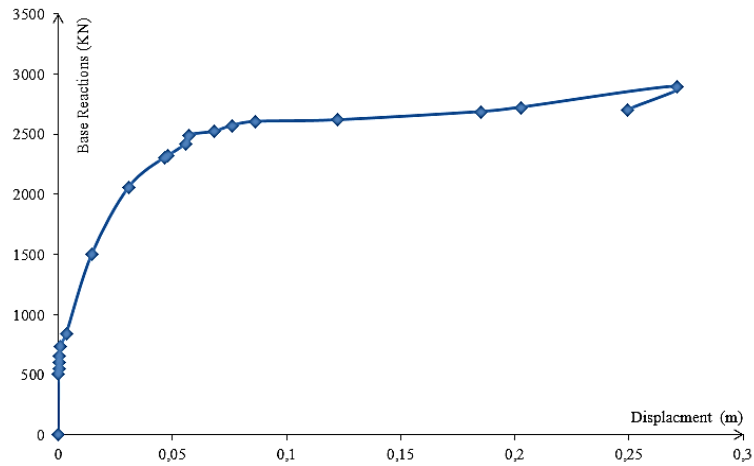


Figure 3.15 : Courbe de capacité du tsunami.

Les valeurs limites adoptées pour tracer les courbes de fragilités sont présentées dans le *Tableau 3.12*.

Tableau 3.12 : Définition des états limites en fonction des déplacements (cm).

Sd,ds				βds			
Sd,1	5.075	Sd,3	11.478	βSd,1	0.3342	βSd,3	0.5815
Sd,2	7.25	Sd,4	24.165	βSd,2	0.4167	βSd,4	0.7519

Une analyse statistique par interpolation polynomiale a été établit, pour décrire la variation de hauteur d'inondation en fonction du déplacement (*Figure 3.16*).

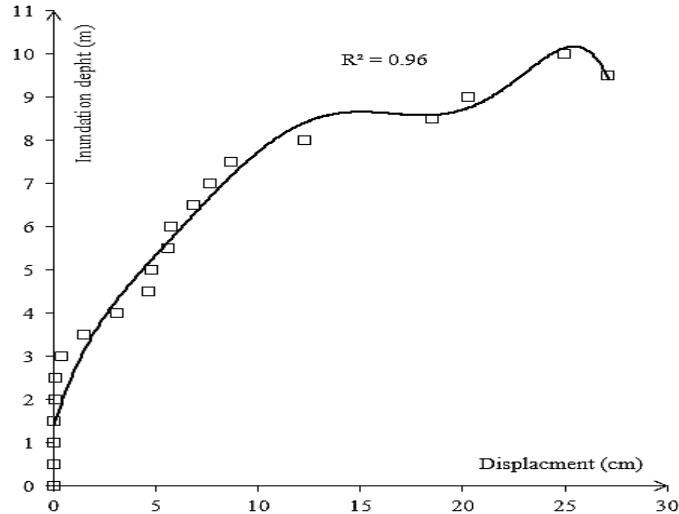


Figure 3.16 : hauteur d'inondation (m) – déplacement (cm).

2. Résultats et Discussions :

Suite à l'hypothèse de la loi log-normale défini par l'équation 2.53 dans le chapitre 2, la *Figure 3.17* présente les courbes de fragilité du bâtiment étudié en fonction de la hauteur d'inondation.

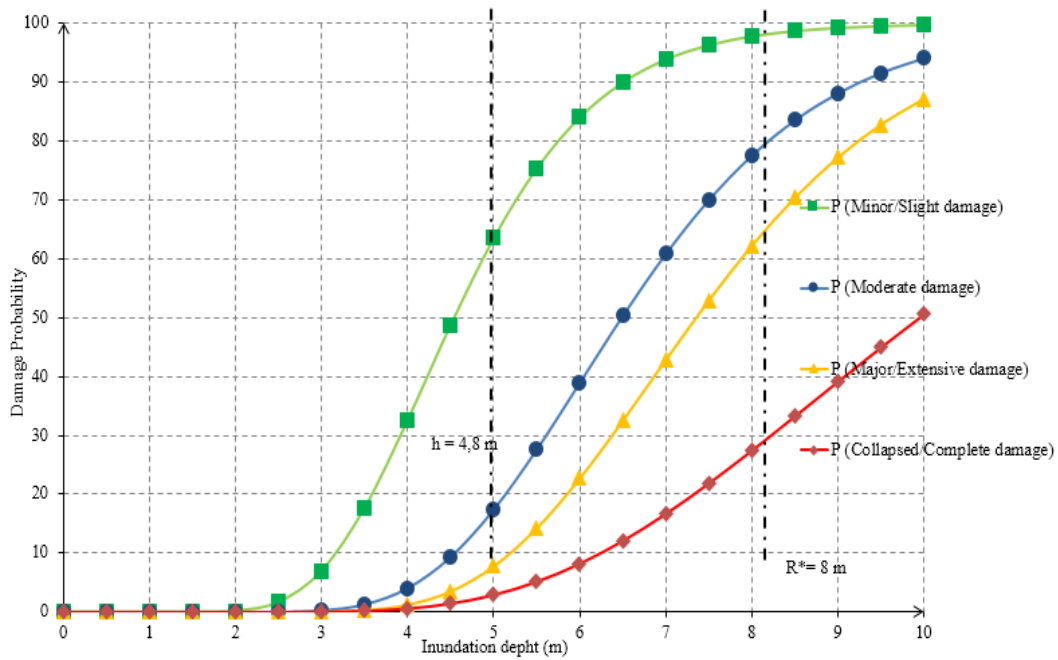


Figure 3.17 : Courbes de fragilité du bâtiment étudié en fonction de la hauteur d'inondation.

Les résultats obtenus à partir des courbes de fragilité des tsunamis de la figure 3.17 sont comparés aux données statistiques de (Suppasri et al., 2013) tirées de l'enquête sur le tsunami de 2011 dans le Grand Est du Japon (Figure 3.18). En particulier, la courbe de fragilité proposée pour l'état d'endommagement complet du bâtiment se situe entre les courbes empiriques pour les états d'endommagement complet et d'effondrement (niveaux 4-5 et 6).

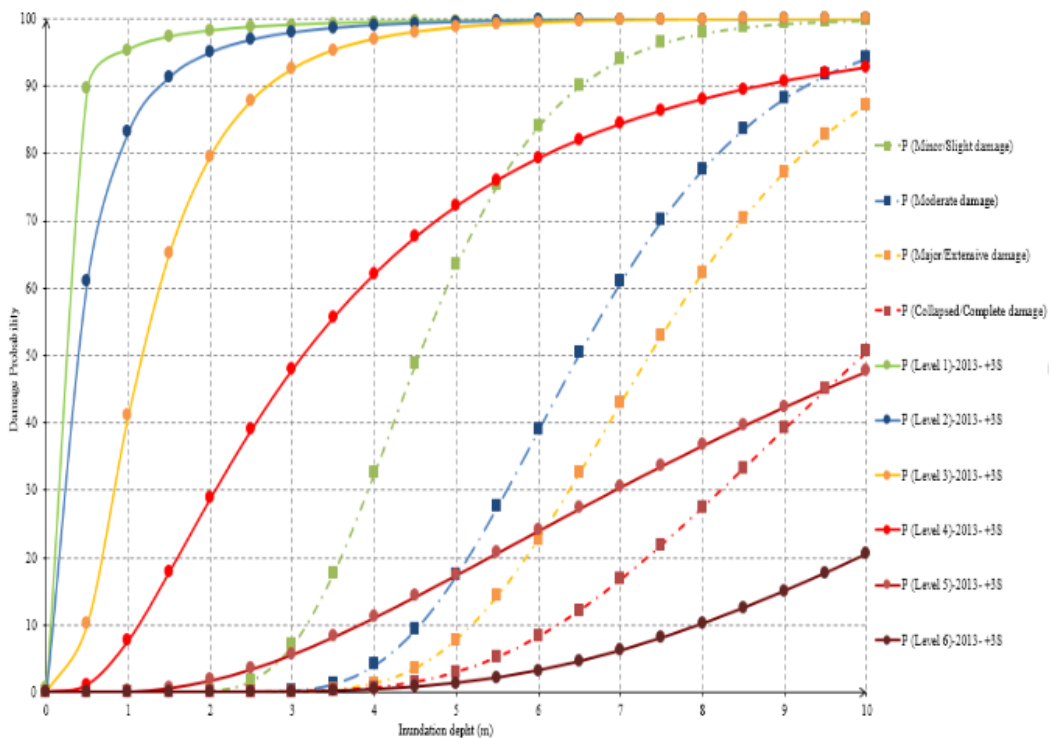


Figure 3.18 : Comparaison des courbes de fragilités obtenues avec les courbes empiriques de (Suppasri et al., 2013) (Nchiti et al., 2020b).

Les différences sont dues à diverses raisons. Tout d'abord, les courbes de fragilité empiriques sont construites selon le jugement d'experts et sont très relatives à un tsunami particulier et à la précision de l'enquête. En outre, les courbes de fragilité calculées dans notre étude de cas se réfèrent à des bâtiments en béton armé du même type (rez-de-chaussée plus trois étages), contrairement aux courbes de fragilité empiriques qui incluent des bâtiments en béton armé de niveaux et de formes différents.

Les simulations numériques discutées ci-dessus, montrent que pour la région du Rabat-Salé, les valeurs maximales de hauteur d'inondation se situent généralement entre 6 et 8 m (Renou et al., 2011). Les courbes de fragilité des tsunamis (Figure 3.17) permettent d'évaluer l'état des dégâts de différentes hauteurs d'inondation. Pour la hauteur de 6 m et un Run-up de 8 m, la hauteur d'inondation est de 4,8 m.

Une autre comparaison est faite entre les pourcentages de dommages produits par les séismes (Figure 2.12) et les tsunamis comme le montre la Figure 3.19. Cette comparaison montre que le bâtiment étudié résiste mieux aux tsunamis qu'aux séismes, cela montre que le bâtiment initialement conçu pour résister aux séismes peut également résister aux tsunamis.

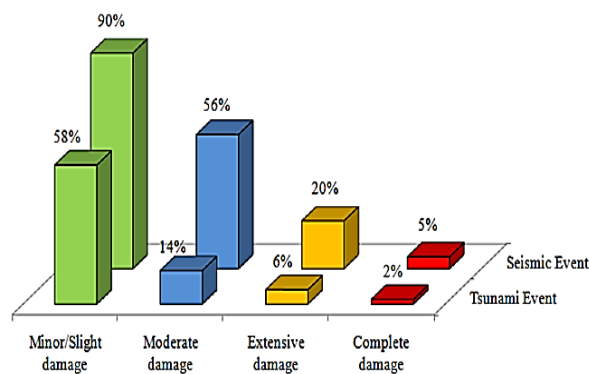


Figure 3.19 : Comparaison des pourcentages de dommages.

Les dommages causés par les tsunamis seront plus importants que ceux causés par les séismes si : La profondeur d'inondation atteint 6,5 m pour l'état de dommage Sd1 (dommages légers), 6,8 m pour SD2 (dommages modérés), 5,5 m pour SD3 (dommages importants) et enfin 4 m pour SD4 (dommages très important, effondrements). Au-delà de ces cas, le bâtiment a besoin d'un renforcement spécial de ses éléments structurels pour résister à l'impact du tsunami.

V. Conclusion :

Ce chapitre a présenté une synthèse de la connaissance historique de l'aléa tsunami au Maroc. Ainsi, il a fait le point sur les différentes méthodes appliquées pour l'estimation de la vulnérabilité aux tsunamis à savoir : évaluations qualitatives et quantitatives, approches statistiques et probabilistes. Les approches basées sur les courbes de fragilité et les courbes de

dommages représentent les méthodes les plus réalistes pour l'estimation de la vulnérabilité aux tsunamis.

Par analogie aux courbes de fragilité sismiques, nous avons développé une méthodologie similaire aux méthodes numériques appliquées à la vulnérabilité sismique et valider nos résultats par comparaisons aux courbes de fragilités de (Suppasri et al., 2013). Cette méthodologie pour l'estimation de la vulnérabilité aux tsunamis, consiste à analyser la réponse des bâtiments aux sollicitations liées au tsunami par la méthode d'analyse dynamique temporelle.

Un exemple d'étude de cas a été retenu pour analyser l'impact du tsunami sur les structures en béton armé situées dans la région de Rabat-Salé. L'analyse temporelle utilisée a permis d'estimer de manière fiable le comportement des bâtiments sous le chargement du tsunami, elle prend en compte les valeurs effectives de la variation temporelle des forces du tsunami et l'effet dynamique structurel. La méthodologie proposée donne les courbes de fragilité et l'évaluation des dommages structurels des bâtiments typiques en béton armé situés sur le littoral marocain et exposés aux forces du tsunami. Afin de finaliser cette étude, il est possible de réaliser une comparaison entre les dommages du tsunami et ceux du séisme pour toute la zone côtière de Rabat-Salé, ou d'autres zones côtières et avec différents types de structures. Sur ce contexte, nous proposons dans le chapitre suivant des cas d'étude à grande échelle en zone côtière du Rabat-Salé et la baie d'Agadir, Maroc.

Chapitre 4 : Cas d'Etude : Etude à Grande Echelle dans la Zone Côtère de Rabat-Salé et la Baie d'Agadir.

Chapitre 4 : Cas d'Etude : Etude à Grande Echelle dans la Zone Côtère de Rabat-Salé et la Baie d'Agadir.	109
I. Introduction :	109
II. Etude à grande échelle en zone côtère Rabat-Salé, Maroc :.....	109
III. Comparaisons de la vulnérabilité sismique et au tsunami des bâtiments situés dans la baie d'Agadir :.....	124
IV. Conclusion :	133

Chapitre 4 : Cas d'Etude : Etude à Grande Echelle dans la Zone Côtière de Rabat-Salé et la Baie d'Agadir.

I. Introduction :

Pour finaliser l'étude, une comparaison de la vulnérabilité sismique et aux tsunamis d'un ensemble de bâtiments ou d'une ville côtière sera réalisée grâce aux méthodologies proposées. Suivant les types de structures, les classes de vulnérabilité, la répartition spatiale de la vulnérabilité, les scénarios relatifs au risque sismique et de tsunami. La zone côtière de Rabat-Salé et la baie d'Agadir seront considérées comme objet à traiter en raison de la disponibilité des données.

Afin de traiter ce problème, ce chapitre donne les éléments nécessaires pour évaluer la vulnérabilité des zones d'étude. Le premier élément est la détermination d'une typologie et une répartition spatiale des structures en classes de vulnérabilité pour chaque zone. Le deuxième élément concerne une évaluation du degré de vulnérabilité sismique par la méthode semi-empirique LM1 développée dans RISK-UE. La méthode que nous avons développée, dans le cadre de cette thèse, pour la vulnérabilité au tsunami sera appliquée, Aussi une analyse comparative des deux vulnérabilités sera effectuée.

II. Etude à grande échelle en zone côtière Rabat-Salé, Maroc :

Cette section vise à faire une comparaison de la vulnérabilité sismique et au tsunami des structures situées dans la zone côtière de Rabat-Salé. Pour cela nous allons adopter la méthode semi-empirique LM-1 utilisée dans le projet RISK-UE détaillée dans le chapitre un, en utilisant les données sur les types des bâtiments tirées du Recensement général de la population et de l'habitat 2014 avec les compléments des données disponible à l'agence urbaine Rabat-Salé. De ces données nous allons déduire les différents types de structures et les classes de vulnérabilité de ces types dans les trois arrondissements côtiers : Hassan arrondissement, Yacoub El Mansour arrondissement et Bab Lamrissa arrondissement.

1. Le stock des bâtiments de la zone côtière de Rabat-Salé :

Les données relatives aux types de logements sont tirées du Recensement général de la population et de de l'habitat de 2014 comme indique le tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Structure des logements par type de résidence (Nchiti et al., 2020b).




	Population légal	Villa	Appartement	Maison marocaine	Habitat sommaire	Logement de type rural	Autre
Rabat (préfecture.)	577827	10.0	31.6	52.3	4.7	0.2	1.1



Hassan (arrondissement)	108179	4.2	59.5	31.5	2.1	0.1	2.6
Yacoub El Mansour (arrondissement)	194532	3.2	18.5	69.5	8.2	0.1	0.6
Salé (préfecture.)	982163	3.0	24.5	65.3	4.2	2.4	0.6
Bab Lamrissa (arrondissement)	174934	2.9	39.3	51.9	4.1	0.1	1.7

Dans l'échelle Macrosismique Européenne EMS-98, six classes de vulnérabilité décroissante sont proposées de A à F, dont les trois premières classes représentent la résistance sismique des bâtiments par la rigidité des structures, les classes D et E ont une conception parasismique par contreventement. La classe F est censée représenter la vulnérabilité d'une structure ayant un très bon niveau de conception parasismique. Suivant cette échelle, nous allons déterminer la vulnérabilité pour cinq classes principales (*Tableau 4.2*) :

- ✓ Les bâtiments résidentiels, les immeubles collectifs et les écoles dont les structures sont en béton armé ont une classe de vulnérabilité D.
- ✓ Les Villas, les maisons marocaines modernes et traditionnelles ont la classe de vulnérabilité B pour une structure en maçonnerie et C pour une structure en béton armé.
- ✓ L'habitat sommaires et rurales en adobe, ont la classe de vulnérabilité A.

Tableau 4.2 : Différenciation des structures en classes de vulnérabilité (*Nchiti et al., 2020b*).

Classe de vulnérabilité	Vue terrain	Critère d'identification	L'occupation permise
A		Structures légères : auto-construit en matériaux fragiles (bois, argile, plaques de zinc...).	L'habitat non réglementaire existant fera l'objet d'opérations de restructuration et de rénovation.
B		Structures en béton armé : ossature en BA et maçonnerie de briques, la hauteur et le nombre de niveaux applicables sont de 8m (R+1) et 11m (R+2), la superficie et la largeur minimale des lots étant de 50m ² à 80m ² et 5m à 8m.	Habitat continu, habitations individuelles.
C		Structures en béton armé : ossature en BA, murs en BA et maçonnerie de briques, la hauteur et le nombre de niveaux applicables sont de 8m et R+1, la superficie et la largeur minimale des lots étant de 200m ² à 300m ² et 10m à 15m.	Habitat individuel de type villas jumelées ou en bande.

D		Structures en béton armé : ossature en BA, murs en BA et maçonnerie de briques, la hauteur et le nombre de niveaux applicables sont de 11m (R+2), 14.5m (R+3), 17.5m (R+4) et 21m (R+5), la superficie et la largeur minimale des lots étant de 200m ² à 5000m ² et 10m à 15m.	Habitat, les bureaux, les commerces, l'artisanat et les équipements administratifs ou hôteliers.
E		Structures en charpente métallique ou en bois	Réservé aux activités industrielles et aux dépôts de moins de 500 m ² .

Une base de données SIG a été créée pour la production de cartes permettant de définir les différents types de structures en fonction de leur vulnérabilité et les dommages prévus pour chaque catégorie de bâtiment. Elle est présentée par un ensemble de sources d'informations spatiales géo-référencées (images satellites, des couches d'informations type Shape files : runup_elevation.shp, vulnerability_class.shp, district.shp ...). La *Figure 4.1* illustre les différentes couches d'informations SIG liées à l'étude de vulnérabilité au tsunami de la zone côtière de Rabat-salé.

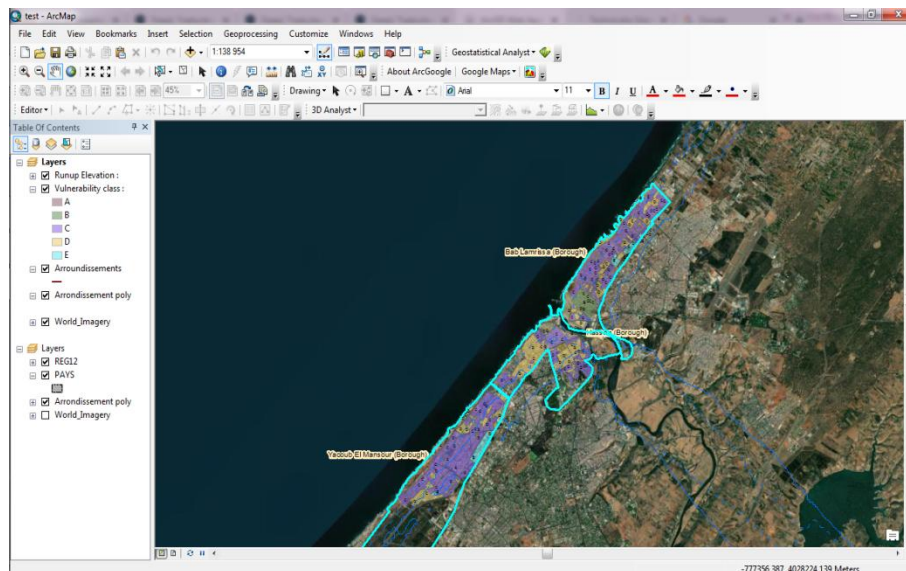


Figure 4.1 : Couches d'information SIG pour la zone côtière de Rabat-salé.

Différentes fonctionnalités SIG ont été utilisées, notamment l'outil d'interpolation krigage pour la génération de cartes d'élévation ou la pente du terrain à partir de données ponctuelles. Les cartes d'élévation constituent un premier élément permettant la construction de

cartes des dommages pour chaque classe de bâtiment, à travers la combinaison d'un Run-up donné et des hauteurs d'inondation limites pour les différents niveaux de dommages.

Les *Figure 4.5* illustrent la répartition spatiale des types de structures en classes de vulnérabilité dans la zone côtière de Rabat-Salé (Hassan arrondissement, Yacoub El Mansour arrondissement et Bab Lamrissa arrondissement).

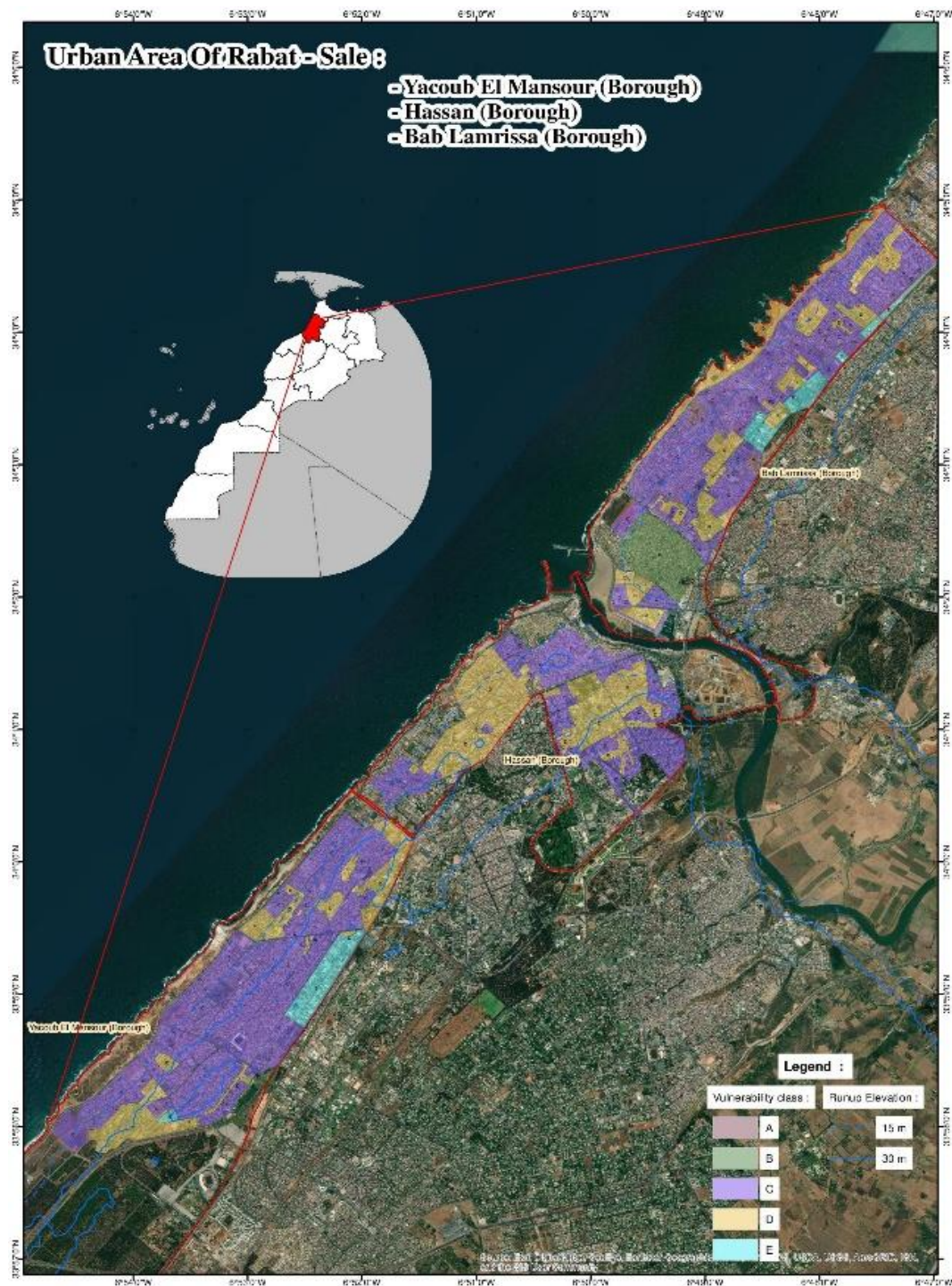


Figure 4.2 : a. Répartition spatiale de classes de la vulnérabilité des bâtiments dans l'aire urbaine de Rabat-Salé (Nchiti et al., 2020b).

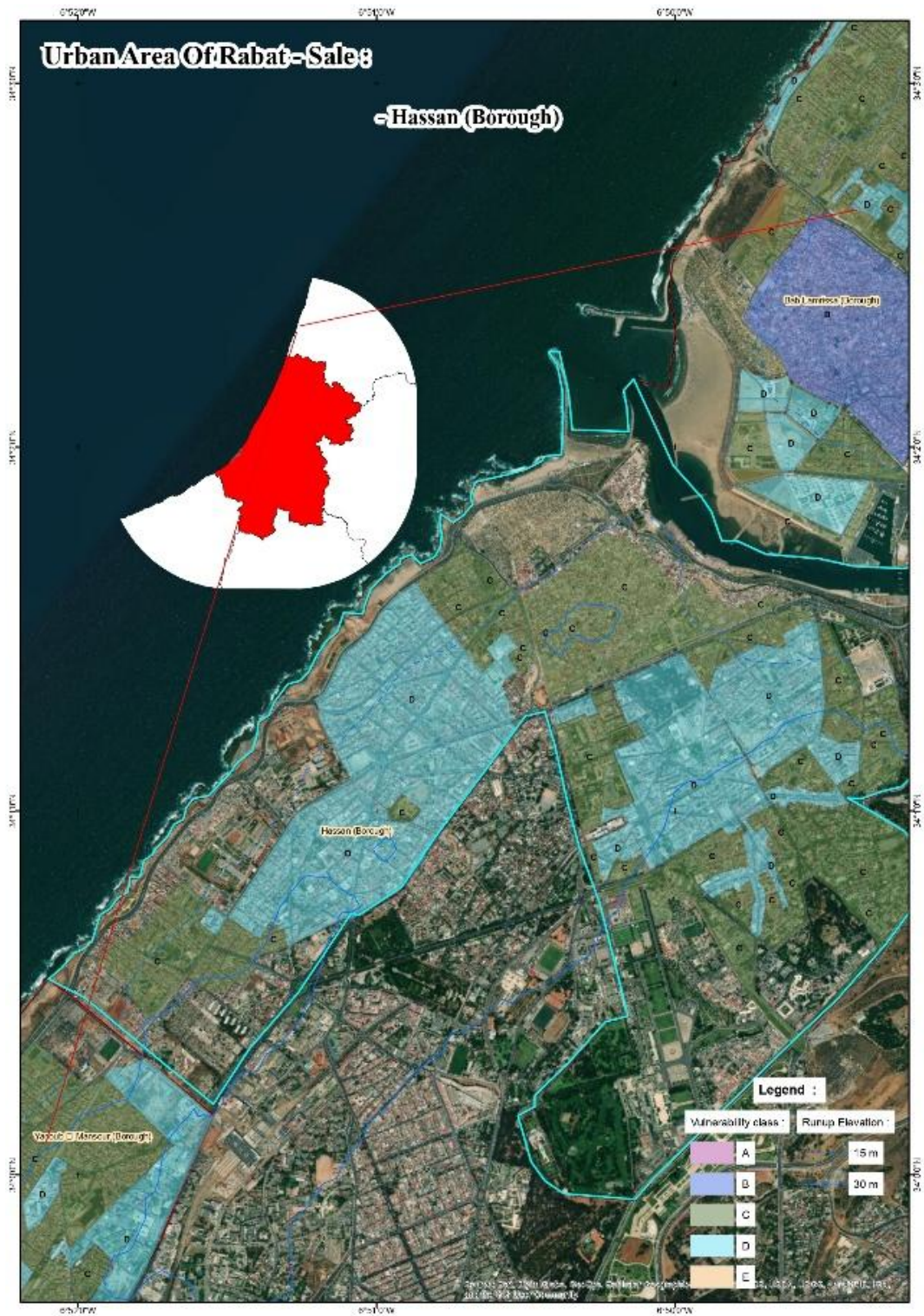


Figure 4.3 : b. Répartition spatiale de de classes de la vulnérabilité des bâtiments dans l'aire urbaine de Rabat-Salé, arrondissement Hassan (Nchiti et al., 2020b).

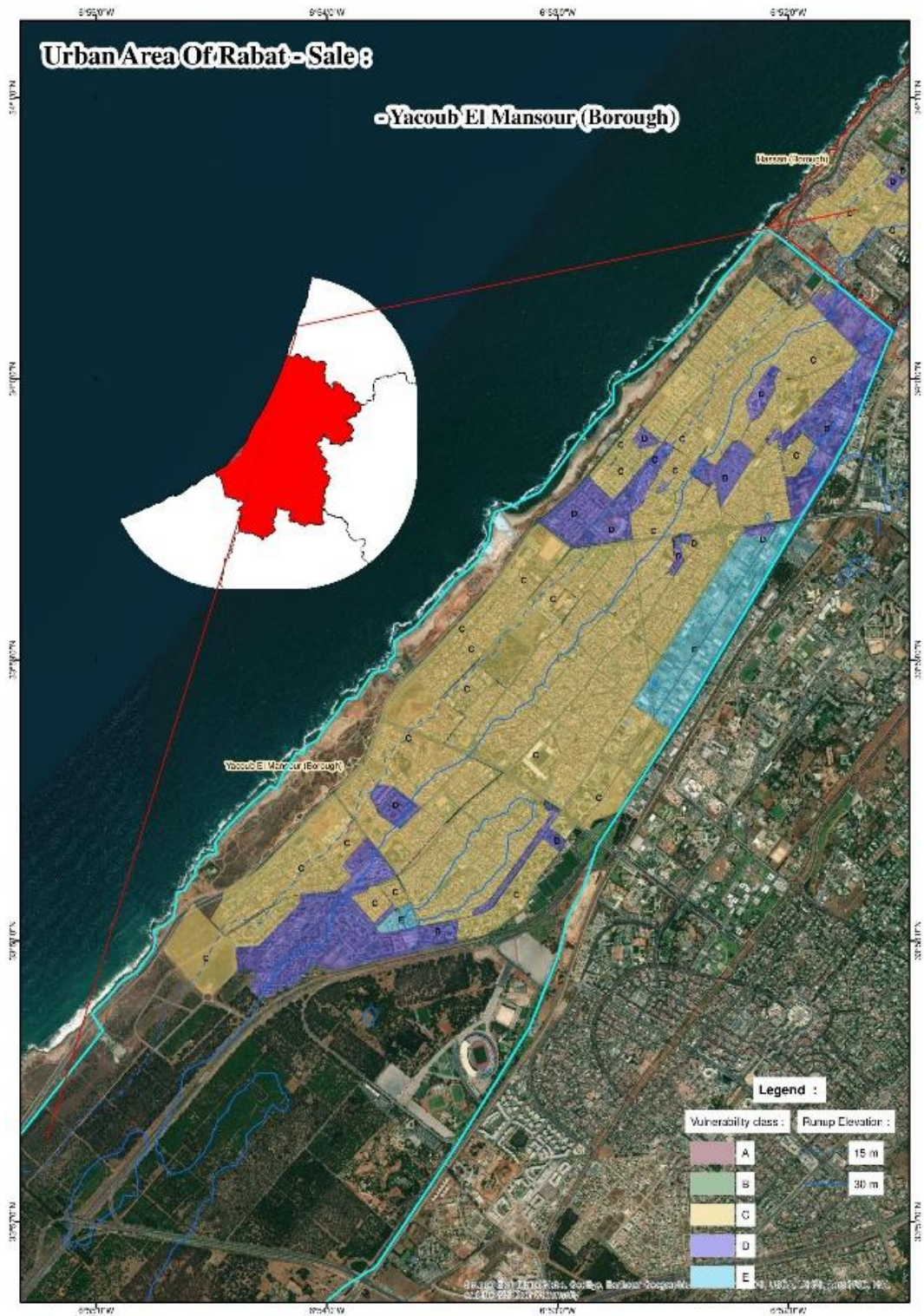


Figure 4.4 : c. Répartition spatiale de de classes de la vulnérabilité des bâtiments dans l'aire urbaine de Rabat-Salé, arrondissement Yacoub El Mansour (Nchiti et al., 2020b).

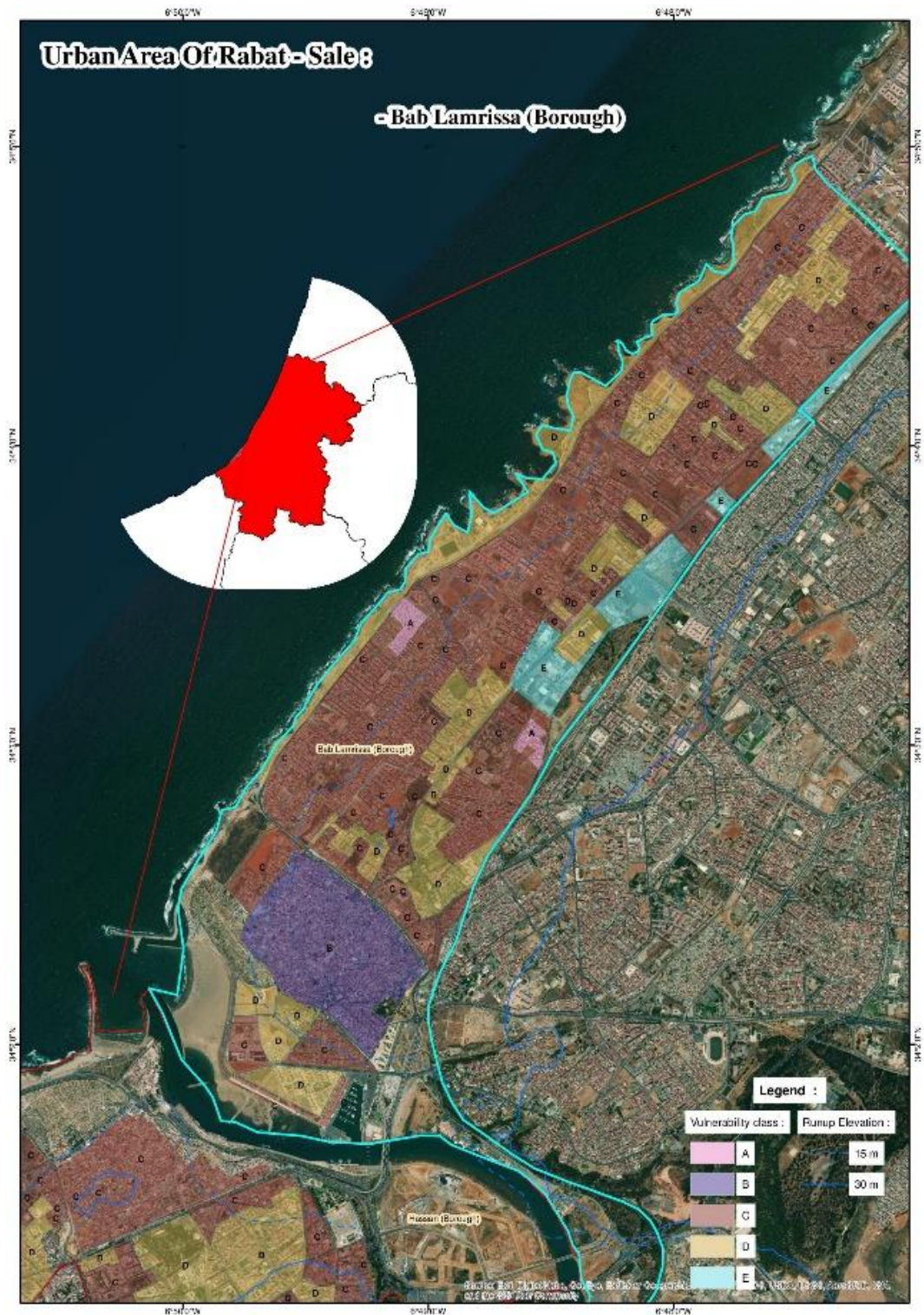


Figure 4.5 : d. Répartition spatiale de de classes de la vulnérabilité des bâtiments dans l'aire urbaine de Rabat-Salé, arrondissement Bab Lamrissa (Nchiti et al., 2020b).

2. Vulnérabilité sismique et aux tsunamis de la zone étudiée :

2.1. Vulnérabilité sismique par LM1 méthode :

La méthode semi-empirique LM1 développée dans RISK-UE est utilisée pour l'obtention des courbes de fragilité. Pour chaque type de bâtiment, nous allons calculer les indices de vulnérabilité V_I (Tableau 4.3) :

Tableau 4.3 : Indice de vulnérabilité pour différentes classes de bâtiments (Nchiti et al., 2020b).

V_c	V_I : Valeurs représentatives					ΔV_m	V_I
	V_I^{\min}	V_I^-	V_I^*	V_I^+	V_I^{\max}		
A	0.62	0.82	0.89	0.98	1.02	0.02	0.91
B	0.56	0.67	0.81	0.93	1.02	0	0.81
C	0.09	0.37	0.45	0.68	0.8	0.02	0.47
D	-0.02	0.047	0.386	0.67	0.86	0.05	0.44
E	0.06	0.23	0.42	0.68	0.94	0	0.42

La Figure 4.6 donne les courbes de fragilité pour chaque classe de bâtiments dans la zone urbaine de Rabat-Salé obtenus par la distribution bêta de la probabilité cumulative :

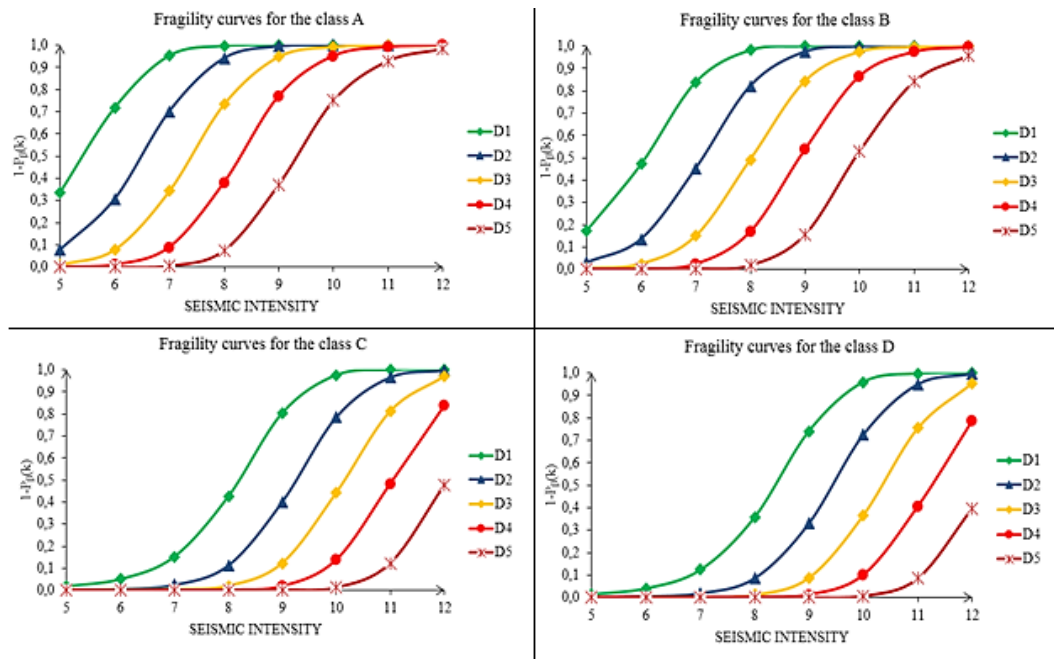


Figure 4.6 : Courbes de fragilité pour différentes classes sismiques de l'aire urbaine Rabat-Salé (Nchiti et al., 2020b).

2.2. Vulnérabilité des bâtiments sous l'action des tsunamis :

Dans la zone urbaine de Rabat Salé, Les modèles schémas statiques des structures adoptées pour cette étude et l'analyse de leurs réponses sous le chargement du tsunami, sont données par la Figure 4.7 et Figure 4.8 :

✓ Pour les structures de type C et D, Les hauteurs et le nombre des niveaux sont de 8 m (2 niveaux), 11 m (3 niveaux), 14,5 m (4 niveaux), 17,5 m (5 niveaux) et 21 m (6 niveaux), pour les superficies et les largeurs minimales des parcelles de 50 m² à 300 m² et de 5 m à 15 m.

✓ Pour les structures type B, les hauteurs et le nombre de niveaux sont de 8m (R+1) et 11m (R+2) pour les superficies et les largeurs minimales des parcelles de 50m² à 80m² et 5m à 8m.

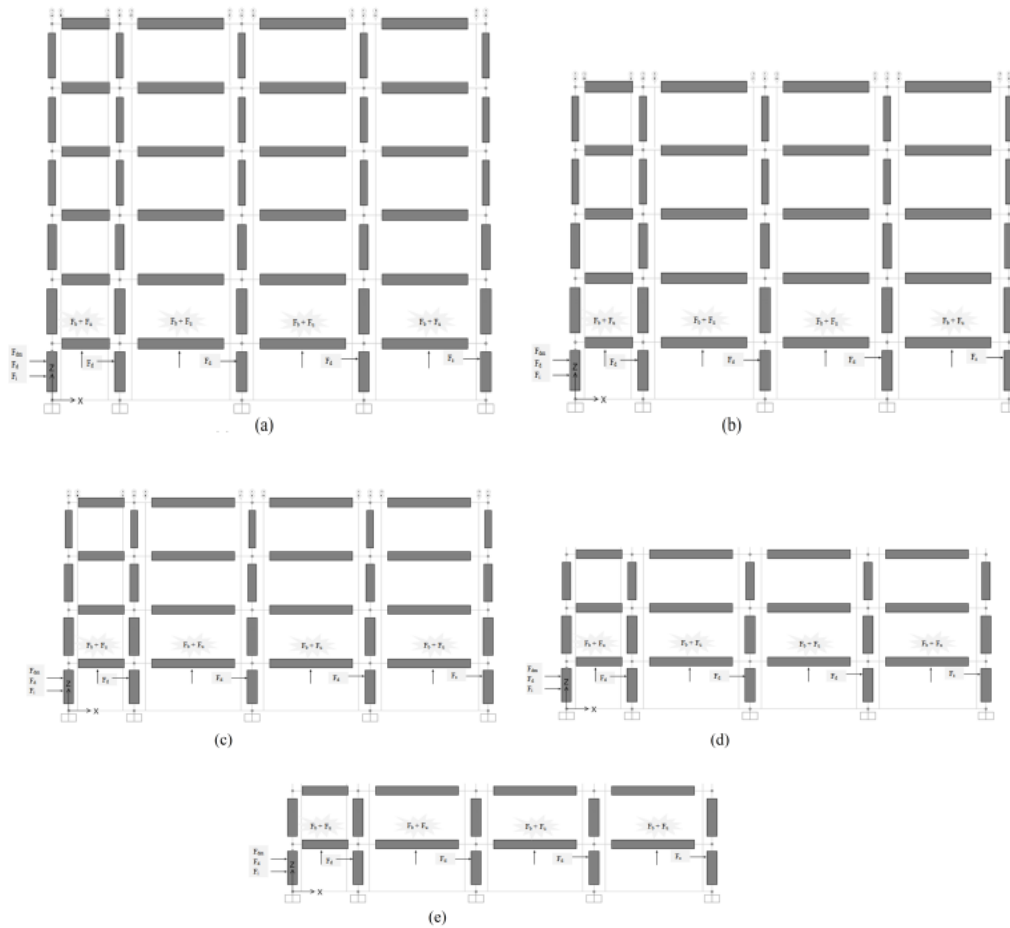


Figure 4.7 : Configuration géométrique des modèles structurels en béton armé retenus : a. 6 niveaux, b. 5 niveaux, c. 4 niveaux, d. 3 niveaux, e. 2 niveaux. F_d , F_s , F_{dm} , F_i , F_b et F_u sont les forces hydrodynamique, impulsive, de barrage de débris, d'impact de débris, de poussée et de soulèvement (Nchiti et al., 2020b).

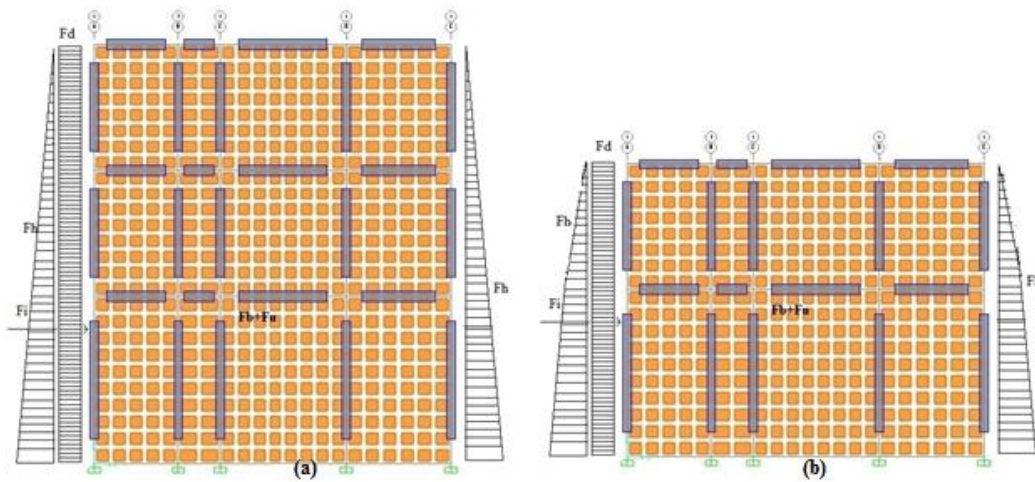


Figure 4.8 : Configuration géométrique du modèle structurel de type B retenu : a. Vue latérale à 3 niveaux b. Vue latérale à 2 niveaux. F_h , F_d , F_i , F_b et F_u sont respectivement les forces : hydrostatique, hydrodynamique, d'impact des débris, de poussée et de soulèvement (Nchiti et al., 2020b).

Pour évaluer l'action du tsunami sur nos modèles d'étude, il est possible d'utiliser une approche de force équivalente, conformément aux directives actuelles de conception des structures résistantes aux tsunamis FEMA P646 abordée dans la section 2.2 de ce chapitre. Les modèles retenus sont analysés au moyen de plusieurs analyses dynamique non linéaires en fonction des hauteurs d'inondation (20 analyses avec un pas de 0.5 m).

Les courbes de fragilité sont exprimées comme la probabilité conditionnelle d'atteindre ou de dépasser un état de dommage particulier, elles sont présentées sous la forme d'une distribution log-normale cumulative, il faut noter qu'une transformation a été faite entre déplacement et hauteur d'inondation.

Les *Figure 4.9* et *Figure 4.10* illustrent les courbes de capacité déduites des analyses dynamiques des tsunamis pour les bâtiments des classes de vulnérabilité C, D et B respectivement.

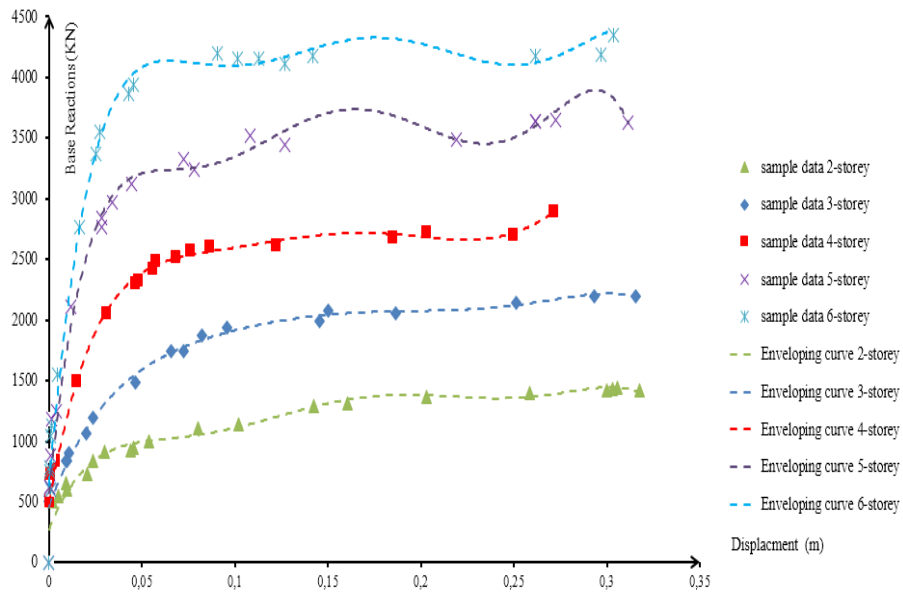


Figure 4.9 : Courbes de capacité du tsunami pour les classes sismiques C et D (Nchiti et al., 2020b).

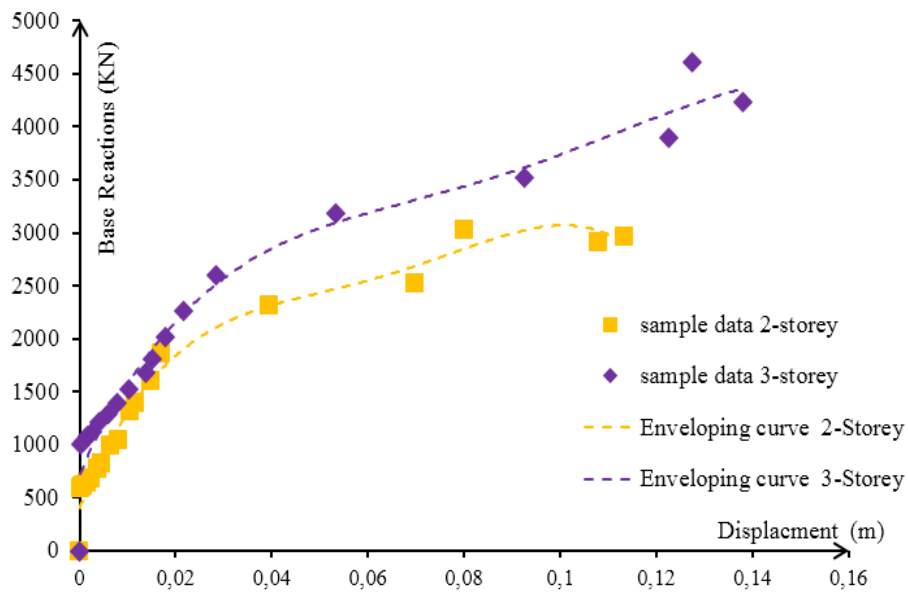


Figure 4.10 : Courbes de capacité du tsunami pour les classes sismiques B (Nchiti et al., 2020b).

Les *Figure 4.11* et *Figure 4.12* illustrent les courbes de fragilité calculées pour les bâtiments des classes de vulnérabilité C, D et B.

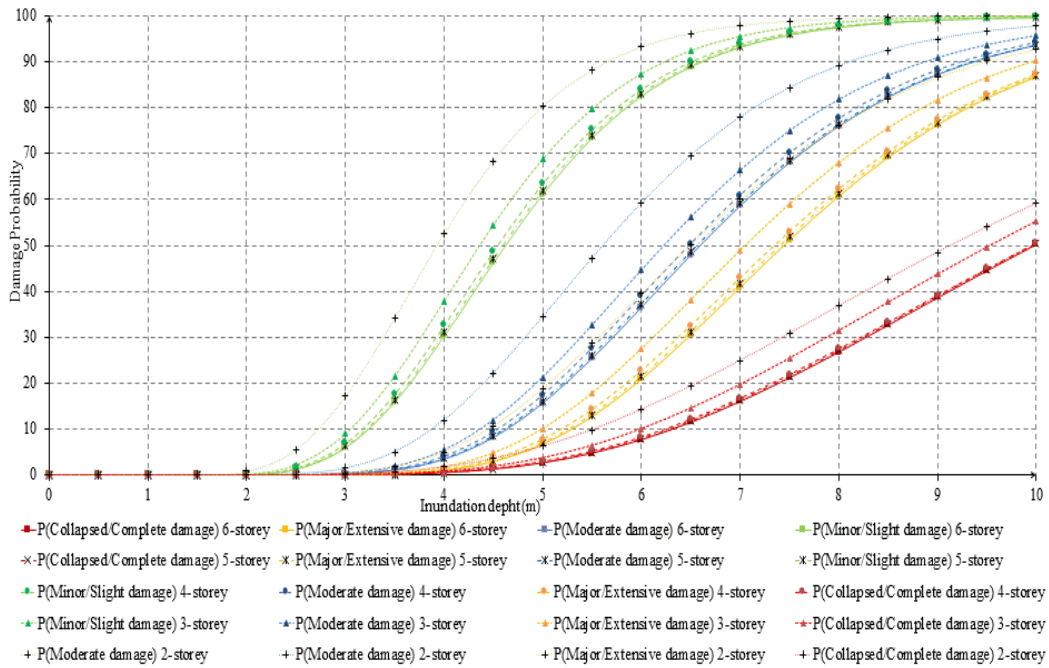


Figure 4.11 : Les courbes de fragilité des bâtiments des classes de vulnérabilité C et D sous chargement de tsunami en fonction de la hauteur d'inondation (Nchiti et al., 2020b).

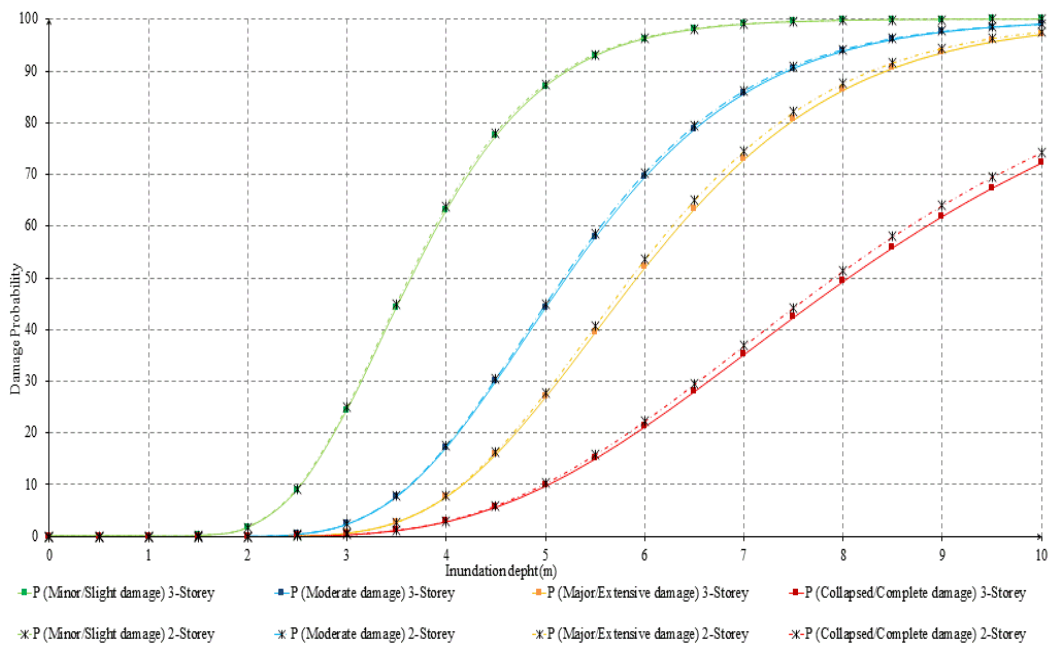


Figure 4.12 : Les courbes de fragilité des bâtiments de classe sismique B sous chargement de tsunami en fonction de la hauteur d'inondation (Nchiti et al., 2020b).

Il est possible d'attribuer un niveau d'endommagement moyen (D0 à D5) pour différentes hauteurs d'inondation et pour chaque typologie de bâtiment. RISK-UE (Milutinovic and Trendafiloski, 2003) propose les seuils des états de dommage en fonction des déplacements comme indiqué le *Tableau 4.4* :

Tableau 4.4 : Seuils des états de dommage en fonction des déplacements (Milutinovic and Trendafiloski, 2003).

Degré de dommage	Définition	Déplacements limites
0	Pas de dommages	$\Delta < 0.7\Delta_y$
1	Dommages légers	$0.7\Delta_y < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.05*\Delta_{uy}$
2	Dommages modérés	$0.7\Delta_y + 0.05*\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.20*\Delta_{uy}$
3	Dommages importants	$0.7\Delta_y + 0.20*\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.50*\Delta_{uy}$
4	Dommages très importants	$0.7\Delta_y + 0.50*\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 1.00*\Delta_{uy}$
$\Delta_{uy} = 0.9\Delta_u - 0.7\Delta_y$		

Par la suite, les hauteurs d'inondation limites correspondant aux déplacements Δ_u et Δ_y (Figure 4.9 et Figure 4.10) doivent être déterminées sur la base d'une transformation hauteurs d'inondation - déplacements pour chaque classe de vulnérabilité C, D et B.

Les cartes des dommages prévu pour chaque classe de bâtiment obtenues par la combinaison du Run-up avec la distribution spatiale des bâtiments sur la zone étudiée et les hauteurs d'inondation limites pour chaque niveau de dommage comme le montre la Figure 4.13, Des cartes des dommages sont élaborées pour la baie d'Agadir et seront présentées par la suite dans ce chapitre.

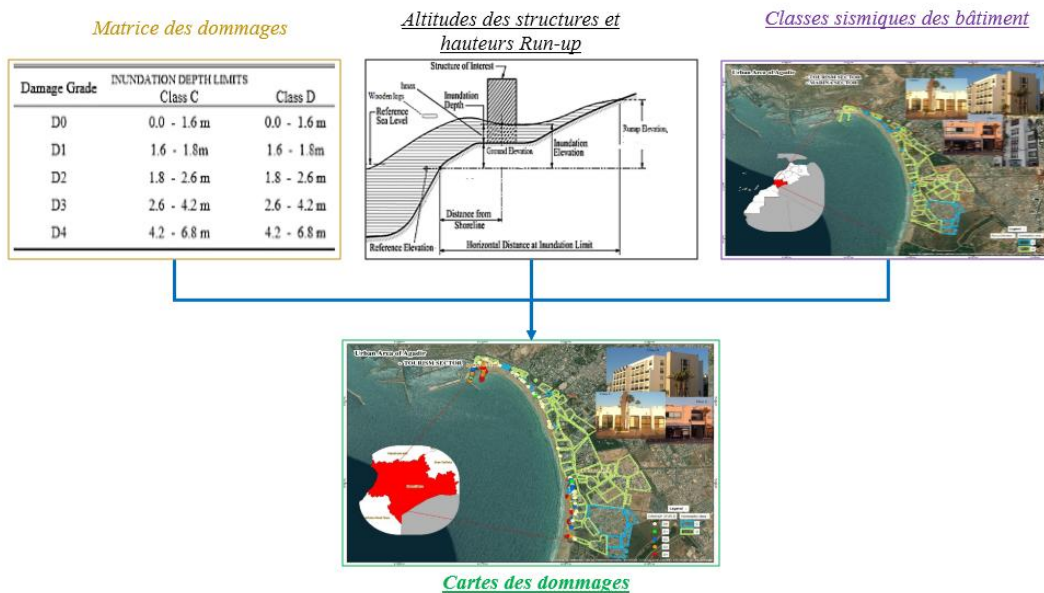


Figure 4.13 : Méthodologie d'élaboration des cartes des dommages.

2.3. Analyse comparative :

La première comparaison a été faite entre les courbes de fragilité du tsunami obtenues et les courbes empiriques de (Suppasri et al., 2013) pour les structures en BA types C-D et les structures de type B, Cette comparaison est acceptable, et on note que la courbe de fragilité obtenue pour les degrés de dommage de nos structures se situe entre les courbes empiriques pour les degrés de dommage (niveaux 4-5 et 6) (Figure 4.14).

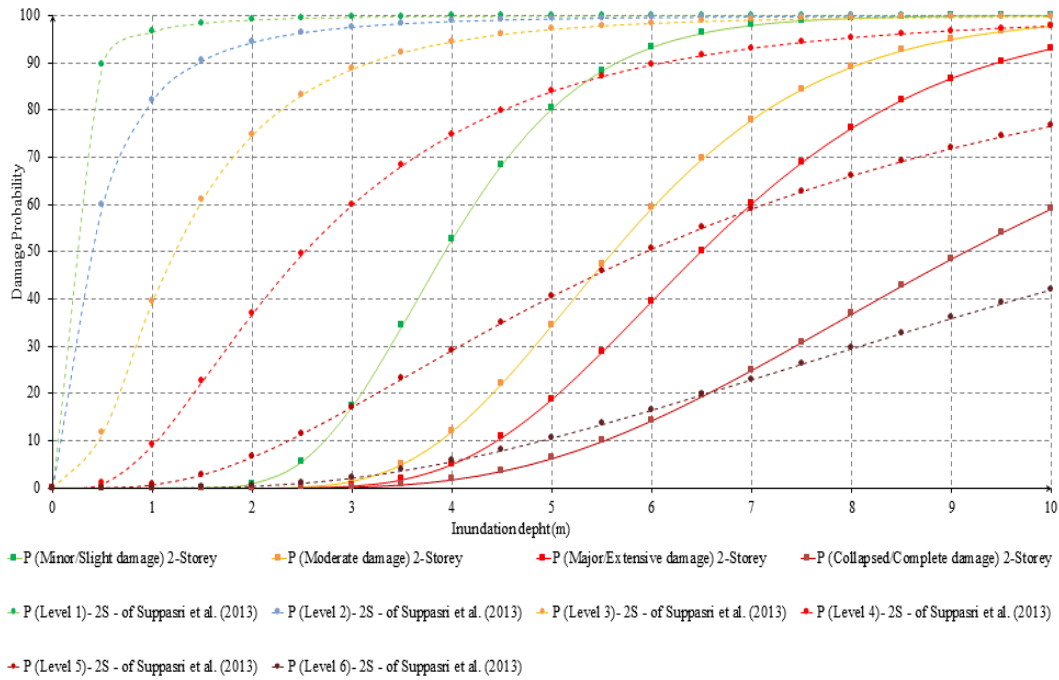


Figure 4.14 : a. Comparaison des courbes de fragilités obtenues avec les courbes empiriques de (Suppasri et al., 2013) pour les structures en Béton armé de 2 étages (Nchiti et al., 2020b).

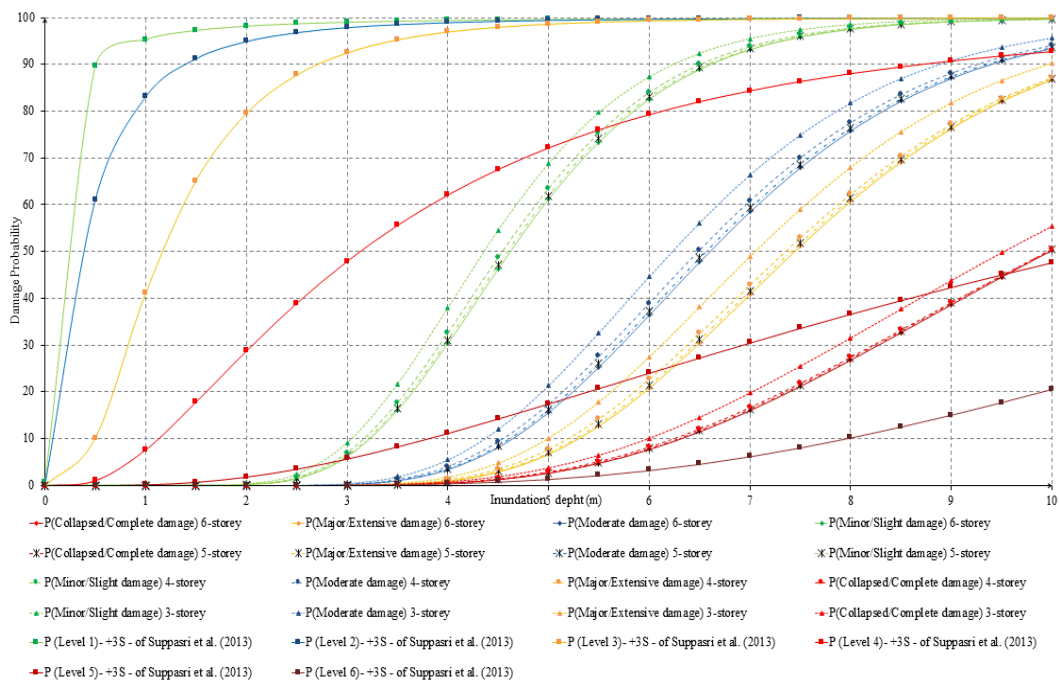


Figure 4.15 : b. Comparaison des courbes de fragilités obtenues avec les courbes empiriques de (Suppasri et al., 2013) pour les structures en Béton armé ≥ 3 étages (Nchiti et al., 2020b).

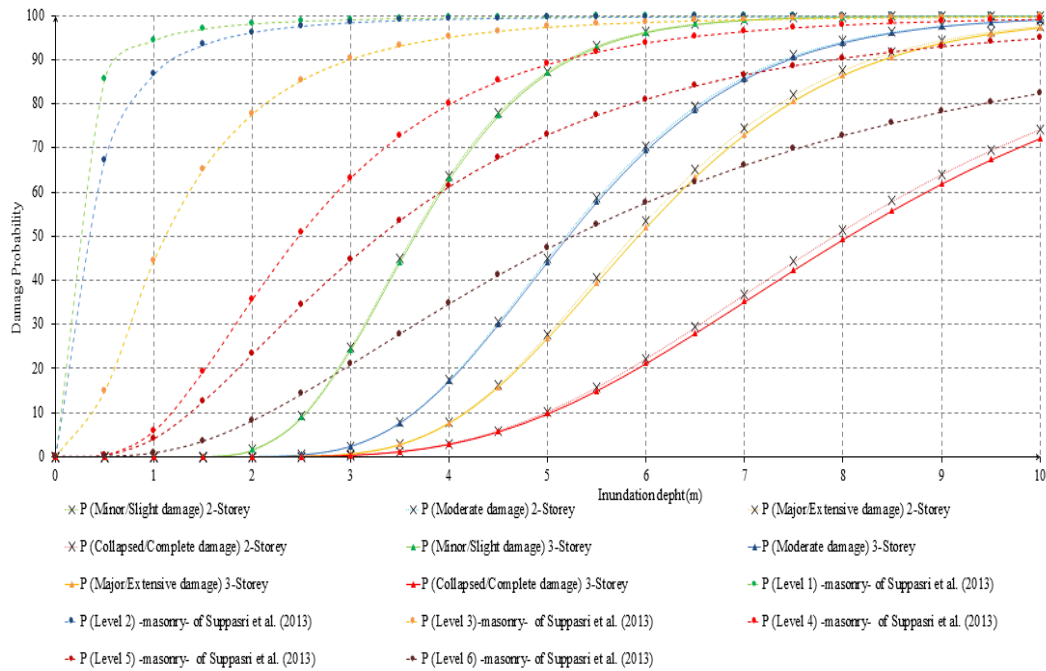


Figure 4.16 : c. Comparaison des courbes de fragilités obtenues avec les courbes empiriques de (Suppasri et al., 2013) pour les structures de type B (Nchiti et al., 2020b).

Maintenant, nous allons considérer un Run-up de 8 m et des bâtiments localisés à 6 m d'altitude, la hauteur d'inondation sera égale à 4,4 m. Pour cette hauteur et pour l'intensité maximale (entre VI et VIII) du séisme historique de Lisbonne 1755. En utilisant ces paramètres, notre analyse comparative (Figure 4.17) de la vulnérabilité sismique et au tsunami dans la zone côtière de Rabat-Salé montre que :

- ✓ Pour les bâtiments de classe sismique B : les dommages causés par le tsunami se situent à un niveau relativement faible par rapport aux dommages sismiques.
- ✓ La comparaison des dommages sous les intensités sismiques VII et VIII avec les hauteurs de tsunami correspondantes montre qu'il sera nécessaire de prévoir des renforts supplémentaires pour résister à l'impact du tsunami.

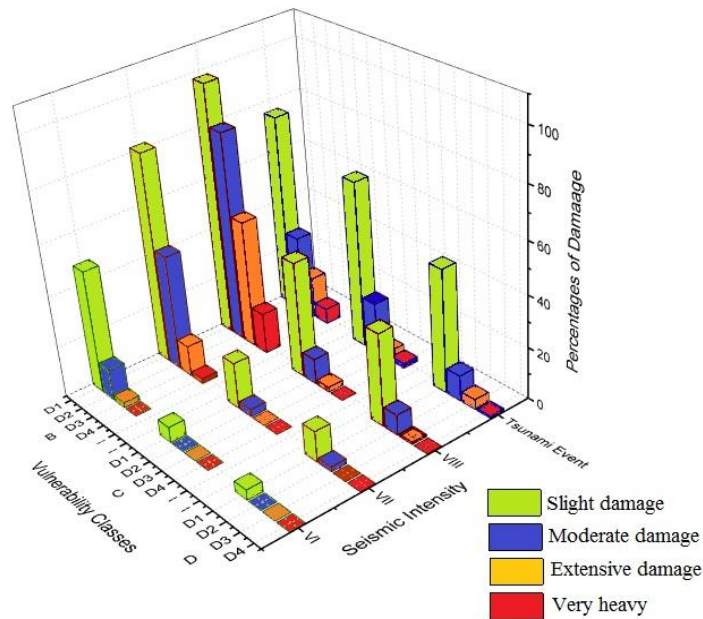


Figure 4.17 : Comparaison des pourcentages de dommages (Nchiti et al., 2020b).

III. Comparaisons de la vulnérabilité sismique et au tsunami des bâtiments situés dans la baie d'Agadir :

1. Type et ancienneté des logements de la zone urbaine d'Agadir :

Pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique, les bâtiments de la zone urbaine d'Agadir sont classés en 6 typologies standards. En milieu urbain d'Agadir, l'examen des données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) 2014 du Maroc, montre que, le type de logement le plus répandu est la maison marocaine 72,3%. Les appartements ne représentent que 20 % et les villas 5,1% tandis que les parts des logements des autres types restants ne dépassent que 2,6% (Tableau 4.5).

Tableau 4.5 : Evolution du parc logement urbain d'Agadir selon le type d'habitat ("RGPH 2014 | Téléchargements | Site institutionnel du Haut-Commissariat au Plan du Royaume du Maroc," 2014).

	Immeuble	Villa	MM Moderne	CS Bidonville	H. Rural	Autre	Total
2014	20%	5,1%	72,3%	1,4%	0,1%	1,1%	100%

De même, une analyse des données sur l'ancienneté des logements (Tableau 4.6), montre que plus de 50% des constructions ont moins de 20 ans et le reste des constructions ont moins de 55 ans. Donc presque toutes les constructions de la zone urbaine d'Agadir sont bâties suivant le code de construction parasismique de 1965 ce qui nous donne à plus 97% des bâtiments sont dans les classes de vulnérabilité C et D.

Tableau 4.6 : Evolution de l'âge du parc constructions d'Agadir ("RGPH 2014 | Téléchargements | Site institutionnel du Haut-Commissariat au Plan du Royaume du Maroc," 2014).

	Moins de 10 ans	Entre 10 et 19 ans	Entre 20 et 49 ans	50 ans et plus	Total
2014	28,9%	24,4%	41,2%	5,5%	100%

2. Définition des typologies et des classes de vulnérabilité associées :

Les bâtiments situés dans la baie côtière d'Agadir (secteur touristique et secteur de plaisance) sont principalement hôteliers, résidentiels, commerciaux ... Ils ont été construits au cours des dernières décennies, et leur conception respecte principalement un certain niveau des règles de conception parasismique, selon l'échelle macrosismique européenne (EMS 98), ces bâtiments sont dans les classe C (2 ou 3 niveaux) et D (plus de 3 niveaux) (*Figure 4.20 à 4.20*).



Figure 4.18 : La répartition géographique des bâtiments dans la baie d'Agadir (Nchiti et al., 2020a).



Figure 4.19 : la répartition géographique des bâtiments du secteur Marina (Nchiti et al., 2020a).

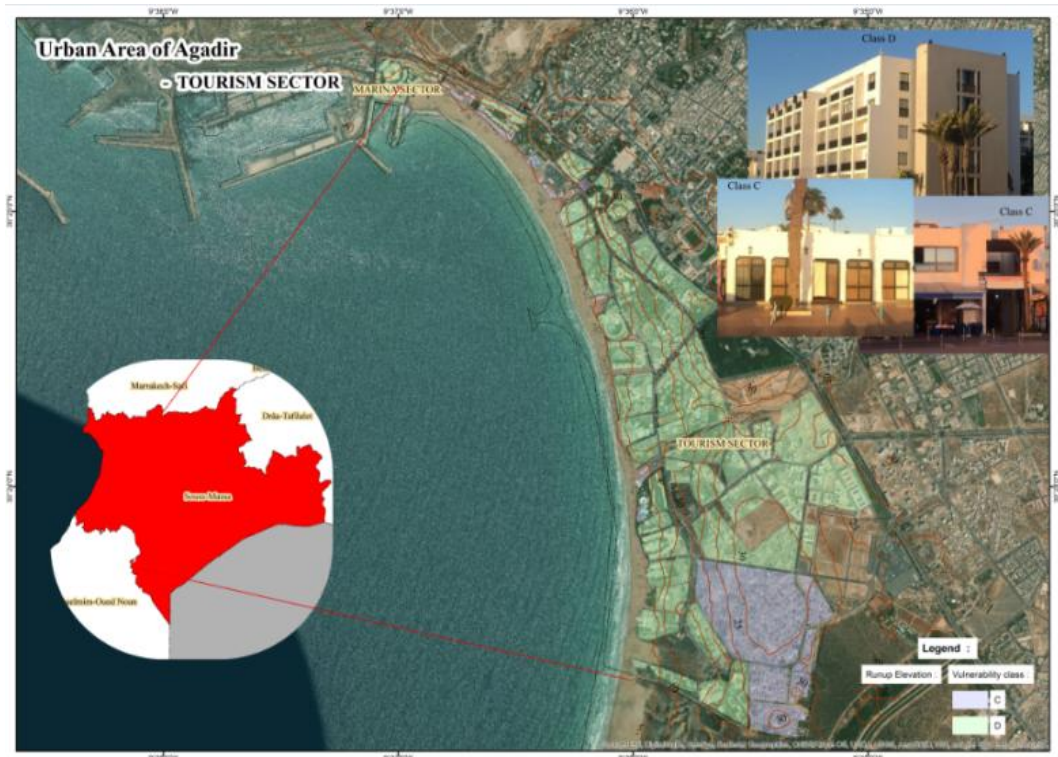


Figure 4.20 : la répartition géographique des bâtiments dans le secteur du tourisme (Nchiti et al., 2020a).

3. Dommages sismiques de la zone côtière d'Agadir :

La vulnérabilité sismique des agglomérations de la baie d'agadir est évaluée par la méthode RISK-EU (LM1) en recourant au système de classifications des bâtiments par indice de vulnérabilité V_I *Tableau 4.7*.

Tableau 4.7 : Valeurs possibles de l'indice de vulnérabilité V_I (Nchiti et al., 2020a).

Classes de vulnérabilité	Valeur représentant de V_I					ΔV_m	L'indice de vulnérabilité V_I
	$V_{I_{min}}$	V_I^-	V_I^*	V_I^+	$V_{I_{max}}$		
C	-0.02	0.021	0.403	0.761	0.981	0.040	0.443
D	0.089	0.156	0.440	0.670	0.860	-0.028	0.412

La *Figure 4.21* Donne les courbes de fragilité pour les classes C et D des bâtiments dans notre zone côtière d'Agadir.

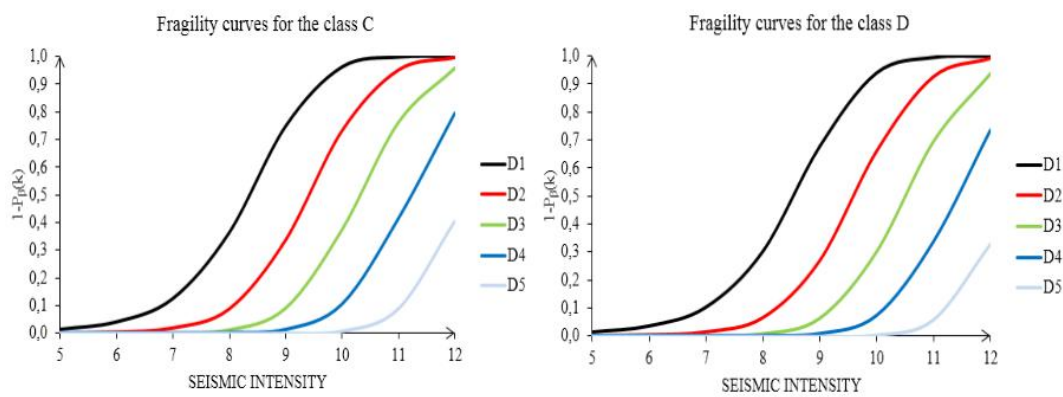


Figure 4.21 : courbes de fragilité pour les classes C et D (Nchiti et al., 2020a).

4. Vulnérabilité au tsunami :

Le bâtiment de référence retenu pour cette l'étude de la baie d'Agadir est un Modèle de 5 niveaux, 3 à 4 niveaux pour les structures de type D et 1 à 2 niveaux pour C (*Figure 4.22*). On considère que ces modèles représentent bien les structures de notre zone d'étude.

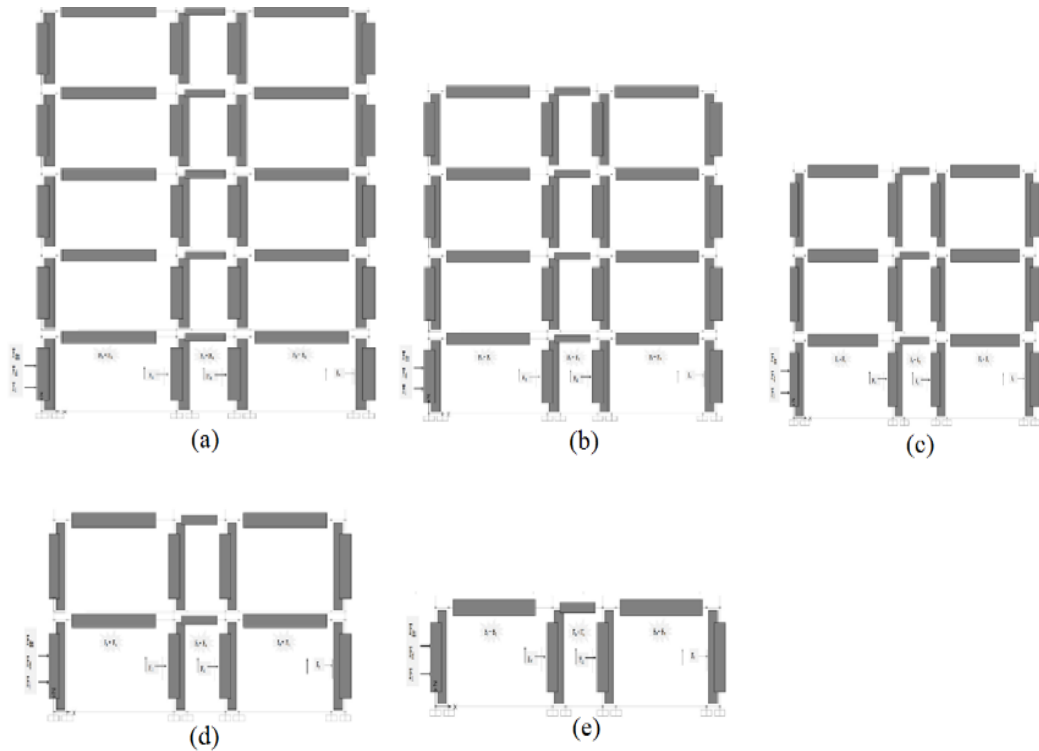


Figure 4.22 : Configuration géométrique des modèles structurels en béton armé retenus : a. 5 niveaux, b. 4 niveaux, c. 3 niveaux, d. 2 niveaux, e. 1 niveaux. F_d , F_s , F_{dm} , F_i , F_b et F_u sont la force hydrodynamique, impulsive, de barrage de débris, d'impact de débris, de poussée et de soulèvement (Nchiti et al., 2020a).

La [Figure 4.23](#) illustre les courbes de capacité déduites des analyses dynamiques des tsunamis pour les bâtiments des classes de vulnérabilité C et D (Nchiti et al., 2020a).

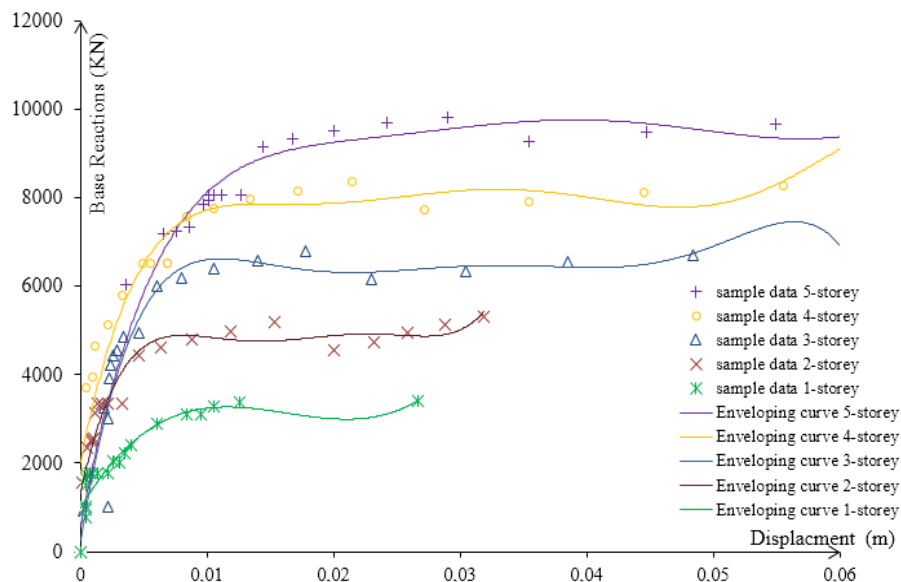


Figure 4.23 : Tsunami Capacity curves for the class C and D (Nchiti et al., 2020a).

Ces courbes de capacités sont définies par les points caractéristiques suivants ([Tableau 4.8](#)) :

Tableau 4.8 : Paramètres des courbes de capacité pour les modèles étudiés (Nchiti et al., 2020a).

	Déplacement limite élastique	Déplacement ultime
1-Niveau	0.94 cm	2.6 cm
2- Niveaux	0.87 cm	3.1 cm
3- Niveaux	0.8 cm	4.5 cm
4- Niveaux	0.79 cm	4.7 cm
5- Niveaux	0.81 cm	4.8 cm

La *Figure 4.24* illustre les courbes de fragilité calculées pour les bâtiments des classes de vulnérabilité C et D en fonction des hauteurs d'inondation.

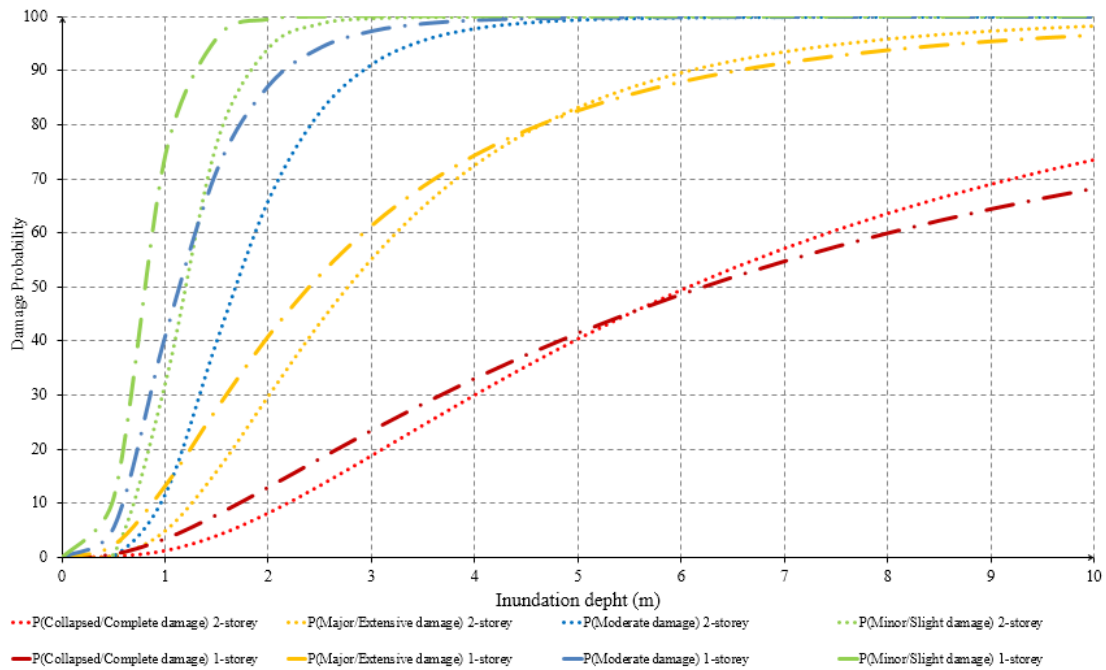


Figure 4.24 : a. Les courbes de fragilité des bâtiments de classe sismique C sous chargement de tsunami en fonction des hauteurs d'inondation (Nchiti et al., 2020a).

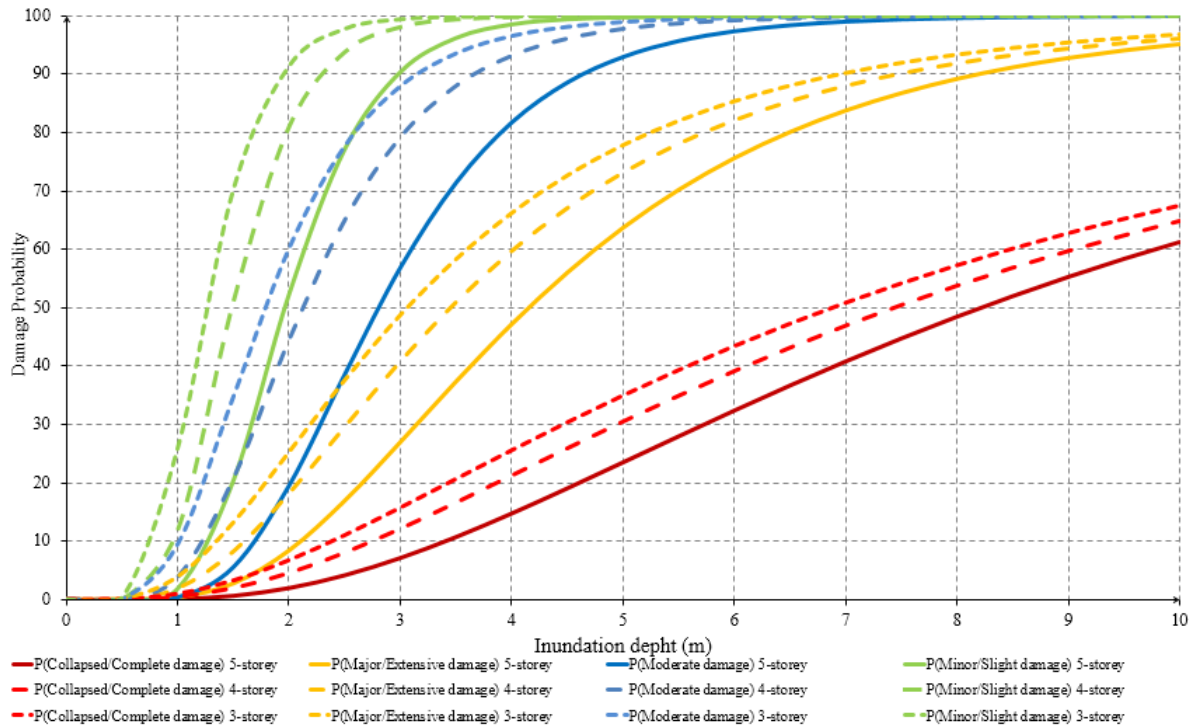


Figure 4.25 : b. Les courbes de fragilité des bâtiments de classe sismique D sous chargement de tsunami en fonction des hauteurs d'inondation (Nchiti et al., 2020a).

Il est possible d'attribuer un niveau d'endommagement moyen (D0 à D5) pour différentes hauteurs d'inondation et pour chaque typologie de bâtiment, RISK-UE propose les seuils des états de dommage en fonction des déplacements (Tableau 4.9).

Tableau 4.9 : Seuils des états de dommage en fonction des déplacements (Milutinovic and Trendafiloski, 2003).

Degré de dommage	Définition	Déplacements limites
0	Pas de dommages	$\Delta < 0.7\Delta y$
1	Dommages légers	$0.7\Delta y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.05 * \Delta u y$
2	Dommages modérés	$0.7\Delta y + 0.05 * \Delta u y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.20 * \Delta u y$
3	Dommages importants	$0.7\Delta y + 0.20 * \Delta u y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.50 * \Delta u y$
4	Dommages très importants	$0.7\Delta y + 0.50 * \Delta u y < \Delta < 0.7\Delta y + 1.00 * \Delta u y$
$\Delta u y = 0.9\Delta u - 0.7\Delta y$		

Les hauteurs d'inondation limites correspondant aux déplacements Δu et Δy (Tableau 4.8) ont été déterminées sur la base d'une transformation hauteurs d'inondation - déplacements pour chaque classe de vulnérabilité C et D (Tableau 4.10).

Tableau 4.10 : déplacements et hauteurs d'inondation limites (Nchiti et al., 2020a).

Degré de dommage	DEPLACEMENTS LIMITES		HAUTEURS D'INONDATION LIMITES	
	Class C	Class D	Class C	Class D
D0	0.0-0.6 cm	0.0-0.6 cm	0.0-1.6 m	0.0-1.6 m
D1	0.6-0.7 cm	0.6-0.7 cm	1.6-1.8m	1.6-1.8m
D2	0.7-1.0 cm	0.7-1.2 cm	1.8-2.6 m	1.8-2.6 m

D3	1.0-1.6 cm	1.2-2.1 cm	2.6-4.2 m	2.6-4.2 m
D4	1.6-2.6 cm	2.1-3.6 cm	4.2-6.8 m	4.2-6.8 m

La *Figure 4.26* présente les cartes des dommages prévu pour chaque classe de bâtiment obtenues par la combinaison d'un Run up de 6 m avec la distribution spatiale des bâtiments sur la zone étudiée et les hauteurs d'inondation limites pour chaque niveau de dommage (*Tableau 4.10*) :



Figure 4.26 : a. Niveaux des dommages des bâtiments du secteur Marina (Nchiti et al., 2020a).



Figure 4.27 : b. Niveaux des dommages des bâtiments du secteur touristique (Nchiti et al., 2020a).

5. Etude comparative entre les effets du tsunami et sismique sur les constructions de la zone côtière d'Agadir :

A partir des courbes de fragilités sismiques et du tsunami des constructions de la zone côtière d'Agadir on peut déduire les dommages prévus pour chaque classe de bâtiments. Les résultats indiquent que ces états de dommages pour le tsunami sont en fonction des valeurs maximales d'élévation Run up, la localisation des bâtiments et de l'intensité sismique pour le séisme.

La zone d'Agadir a une intensité sismique de IX à X et pour un Run up de 4 m, une altitude de 3 m et une hauteur d'inondation égale à 2,2 m.

Le *Tableau 4.11* donne les variations de la vulnérabilité sismique et au tsunami pour les classes de bâtiments C et D dans la zone étudiée.

Tableau 4.11 : Comparaison des pourcentages des dommages Tsunami/sismique (Nchiti et al., 2020a).

Degré de dommage	Classes de vulnérabilités					
	Classe C			Classe D		
	Intensité sismique IX	Intensité sismique X	Tsunami	Intensité sismique IX	Intensité sismique X	Tsunami
D1	73 %	96 %	94 %	68 %	92 %	92 %
D2	32 %	72 %	83 %	28 %	68 %	54 %
D3	10 %	38 %	44 %	5 %	30 %	23 %
D4	2 %	6 %	15 %	1 %	4 %	7 %

La comparaison de la vulnérabilité sismique et du tsunami des structures de classes C et D dans la baie d'Agadir pour l'intensité sismique X indique que :

Pour le type D les dégâts sismiques sont semblables aux dommages du tsunami mais ils sont faibles pour le type C, ce qui nécessite des renforcements supplémentaires pour le type C afin de résister au tsunami (*Figure 4.28*).

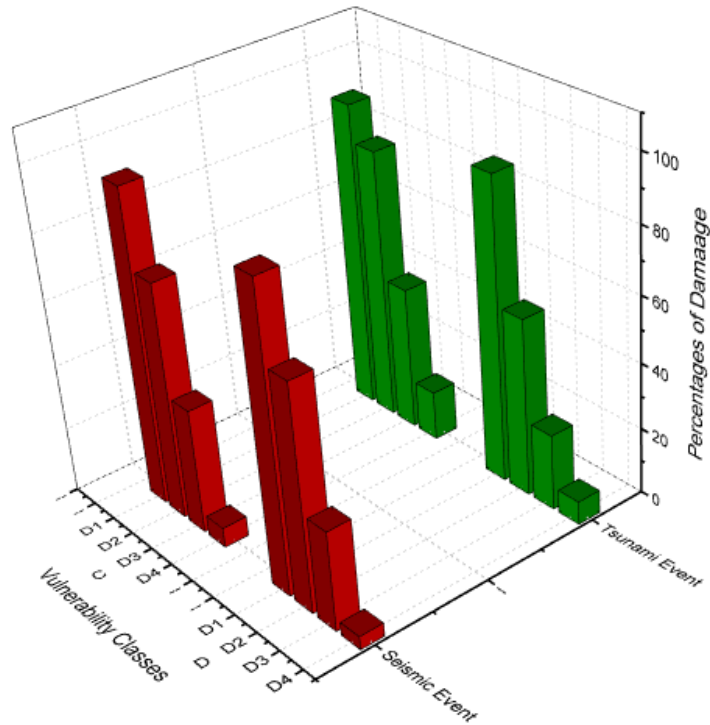


Figure 4.28 : Comparaison des dommages Tsunami/Sismique (Nchiti et al., 2020a).

IV. Conclusion :

Dans ce chapitre, la vulnérabilité sismique et au tsunami des parcs de constructions en zones Rabat-salé et Agadir a été étudié, en se référant aux approches proposées et développées dans le cadre de cette thèse. Elle peut être appliquée pratiquement pour différentes zones côtières.

Cette approche prédictive du travail est importante pour les décideurs car elle permet d'évaluer la vulnérabilité aux séismes et aux tsunamis des bâtiments dans une zone côtière. Ces résultats offrent la possibilité de déterminer les états de dommage sismique et du tsunami pour les structures situées dans les zones côtières d'Agadir ou Rabat-salé pour différentes intensités sismique et hauteurs d'inondation.

De plus, ces résultats peuvent être considérés comme synoptiques en termes de gestion des risques naturels. En effet, la plupart des bâtiments de type B, C et D sur les côtes atlantique et méditerranéenne du Maroc sont assez similaires et, dans un premier temps, les résultats de cette étude pourraient être généralisés à d'autres villes côtières du Maroc.

Chapitre 5 : Réhabilitation des Structures Existantes et Méthodologie d'Intervention.

Chapitre 5 : Réhabilitation des Structures Existantes et Méthodologie d'Intervention.....	135
I. Introduction :	135
II. Principes de conception des structures para-tsunami :.....	135
III. Principes de réhabilitation des structures existantes :.....	140
IV. Conclusion :.....	145

Chapitre 5 : Réhabilitation des Structures Existantes et Méthodologie d'Intervention.

I. Introduction :

D'une manière générale, les constructions marocaines respectent quelques éléments qui interviennent dans la conception parasismique de base : la géométrie simple (formes compactes et équilibrés par rapport à la longueur, à la largeur et à la hauteur), la disposition des éléments de contreventement (stabilisation des bâtiments par des voiles ou portique en béton armé remplis avec de la maçonnerie) De plus, la réglementation marocaine actuelle impose des exigences sismiques pour toutes utilisations de bâtiments réhabilités ou nouvellement construits. Il faut donc examiner la capacité de résistance aux charges latérales attribuée par la conception parasismique pour savoir si elle est suffisante pour résister à la charge des tsunamis. La présente étude vise à atteindre cet objectif grâce à des études de cas décrites en détail dans le chapitre 4.

II. Principes de conception des structures para-tsunami :

Comme pour le génie parasismique, la conception des structures est une phase essentielle pour un bon comportement face aux tsunamis ou parfois pour les utiliser comme structures d'évacuation verticale. Cette conception doit viser à étendre la ductilité des structures. Les notions qui interviennent dans le cadre de la conception des bâtiments face aux tsunamis ainsi que la réhabilitation des structures existantes sont :

- i. *Systèmes ductiles et renforcés* avec une capacité de résistance aux forces extrêmes sans rupture ;
- ii. *Systèmes redondants et flexibles* face aux efforts latéraux ;
- iii. *Systèmes ouverts* permettant la circulation de l'eau avec une résistance minimale.

1. Dommages structurels et méthodologie d'intervention.

Les dommages structurels dus aux tsunamis peuvent être attribués : aux forces hydrostatiques et hydrodynamiques directes dues à l'inondation de l'eau ; aux forces d'impact de débris, les forces des barrages de débris, les forces de soulèvement, les charges de gravité supplémentaire de l'eau retenue sur les planchers surélevés et l'affouillement d'un tsunami (El Hammoumi et al., 2020).

Le choc de la force de déferlement est destructeur, la force impulsive peut transporter des débris, tels que des bûches, créant des charges à fort impact et causer des dommages

importants aux structures non renforcés. En général, en cas de déferlement de vagues, le front de la vague devient presque vertical avant de s'inverser. Le front d'onde vertical affecte directement le mur d'un bâtiment, ce qui génère une très forte pression pendant une période très courte, causant la destruction des murs non renforcés.

La construction des digues en béton armé permet d'absorber une partie de l'énergie des vagues déferlantes ou réfléchir les vagues vers la mer ou vers le haut, l'objectif principal des digues du tsunami est de dissiper une partie de l'énergie du tsunami et des forces des débris embarqués par la vague avant d'atteindre les bâtiments (*Figure 5.1*).

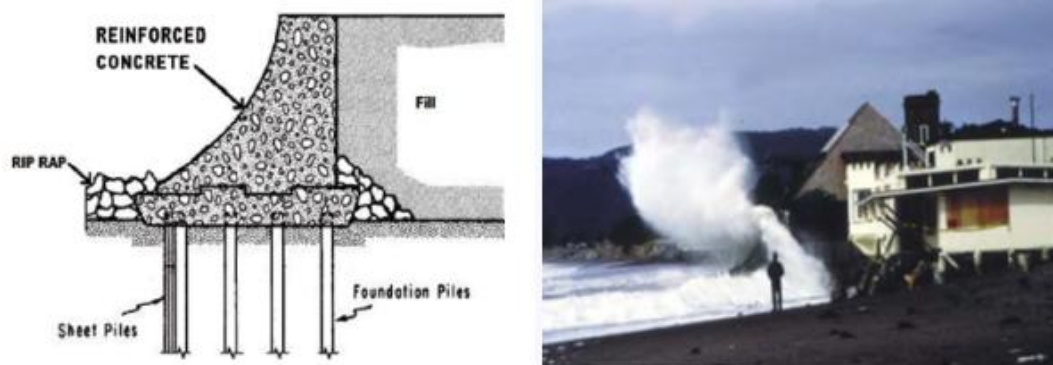


Figure 5.1 : Mur de digue à face incurvée en béton armé sur des pieux et une photo montrant la réflexion des vagues vers la mer (*Manual, 1984*).

La protection par des arbres et d'autres végétaux jouent également un rôle majeur dans le ralentissement de la vitesse du tsunami, Il y a aussi l'effet de masque des bâtiments front de mer pour les bâtiments derrière eux. Comme illustré à la *Figure 5.1* en Thaïlande lors de l'événement du 26 décembre 2004, le premier bâtiment situé derrière une ceinture verte peu dense est resté stable (cercles bleus) tandis que d'autres bâtiments situés à la même distance de la côte mais avec une ceinture verte moins dense ont été détruits (cercles rouges) *Figure 5.2*.

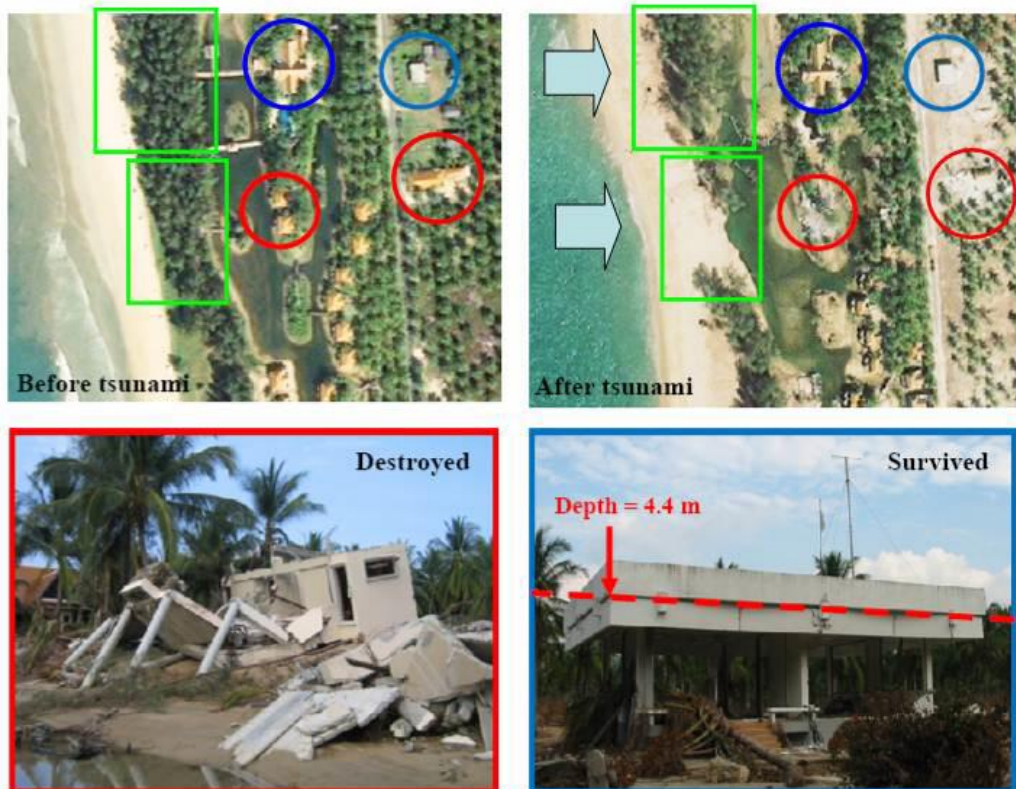


Figure 5.2 : La fonction de protection des arbres et des bâtiments sur les infrastructures situées derrière eux au Thaïlande (Leonard et al., 2011)

Pour éviter l'effondrement progressif d'une structure en béton armé après endommagement d'une poutre ou d'un poteau par la force d'impact d'un objet flottant, il faut faire des renforcements ou une conception des structures du bâtiment respectant le principe de continuité des poutres et des poteaux périphériques aux niveaux des connexions poteau-poutre (Figure 5.3 et Figure 5.4). Cette continuité d'armatures fait le report des charges des poteaux ou des poutres endommagées sur les éléments voisins.



Figure 5.3 : Rupture de la connexion poteaux-poutres (Saatcioglu et al., 2005).

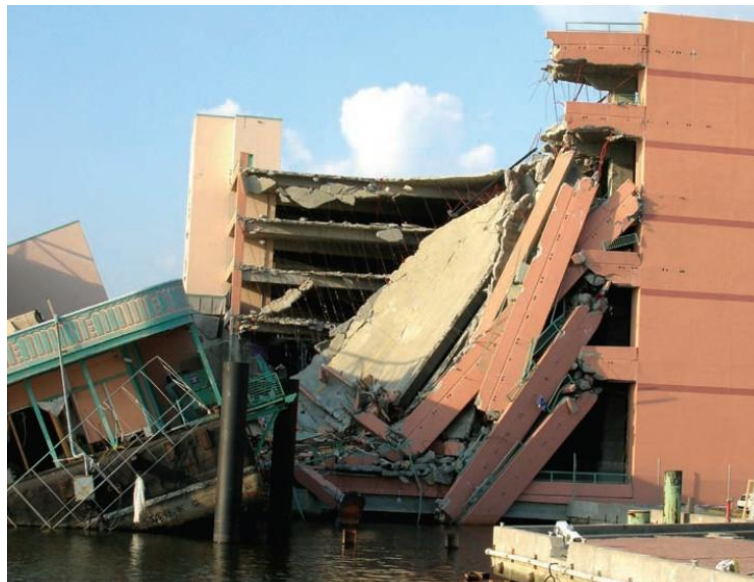


Figure 5.4 : Effondrement progressif des étages supérieurs d'un garage de stationnement en raison des dommages subis sur les poteaux du niveau inférieur suite à l'impact d'un casino voisin installé sur une barge (Saatcioglu et al., 2005).

Pour les structures avec des cadres en béton armé remplis en maçonnerie, les murs extérieurs situés sous le niveau d'inondation du tsunami entraîneront des charges importantes de tsunami sur l'ensemble du bâtiment, ils peuvent être considérés comme des murs de protection afin de limiter les forces hydrostatiques, de poussée, hydrodynamiques et impulsives sur l'ensemble du bâtiment et sur les éléments structurels individuels. Bien que la maçonnerie présente une grande rigidité à une faible ductilité, ses performances peuvent être améliorées par la disposition d'une armature horizontale et verticale renforcée aux extrémités pour éviter les glissements entre les joints d'assise et d'assurer une certaine ductilité. Les cadres ou les

portiques sont des systèmes redondants pouvant subir une rupture partielle sans effondrement complet.

Les planchers doivent être dimensionnés pour résister aux forces de poussée et de soulèvement hydrodynamiques, dont la résultante sera un cisaillement et une flexion opposés aux charges gravitationnelles (*Figure 5.5*).



Figure 5.5 : Rupture par flexion négative d'un système de plancher en raison des forces de soulèvement ([Heintz and Mahoney, 2008](#)).

La très bonne résistance aux effets sismiques est constatée pour les bâtiments avec des refends en béton armé. En ce cas, l'orientation voiles est essentielle et Il est conseillé d'orienter les murs de cisaillement parallèlement à la direction prévue du flux du tsunami afin de réduire les forces hydrodynamiques associées et les forces d'impact des débris.

2. Fondations :

La conception para-tsunami d'une structure inclut également ses fondations, qui doivent considérer les effets localisés de l'affouillement et de la liquéfaction. Dans ce sens, il faut adopter un système de fondation homogène permettant d'offrir une résistance aux charges verticales et horizontales, par conséquent, il est nécessaire d'encastrer la structure dans le sol et traiter les sols liquéfiables comme le montre la *Figure 5.6*.



Figure 5.6 : Affouillements autour des fondations superficielles (Leonard et al., 2011).

Une fondation profonde sur pieux est préférable, dans ce cas, il faut aussi noter que la forme des piliers est importante. De fait, les piliers ronds génèrent des forces de traînée plus faibles que les piliers carrés ou rectangulaires. De plus, les débris d'eau seront moins susceptibles d'avoir un impact maximal sur les piliers ronds.

III. Principes de réhabilitation des structures existantes :

1. Réhabilitation sismique et Méthodologie d'intervention :

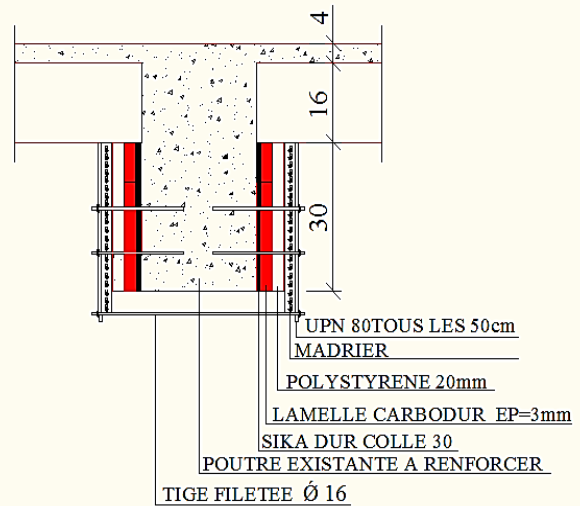
Dans cette section, des solutions à adopter pour l'amélioration de la réponse sismique des bâtiments et pour assurer la conformité des constructions à la réglementation sismique figurent dans le *Tableau 5.1* (El Hammoumi, 2020).

Tableau 5.1 : Tableau descriptif de la réhabilitation parasismique des bâtiments.

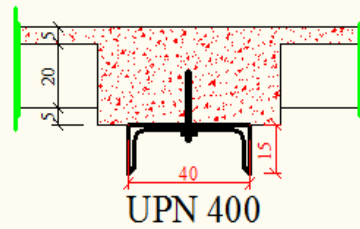
Renforcements des éléments structurels :
--

Poutres :

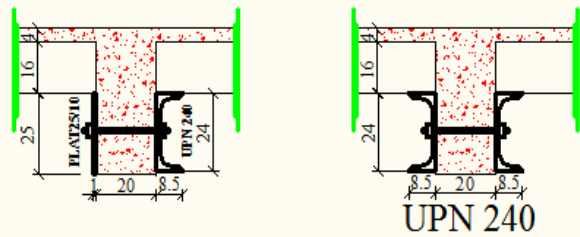
- Renforcement par des UPN et de lamelles de CARBODUR.
- Renforcement par des UPN et Plats.
- Renforcement par chemisage.



renforcement des BN

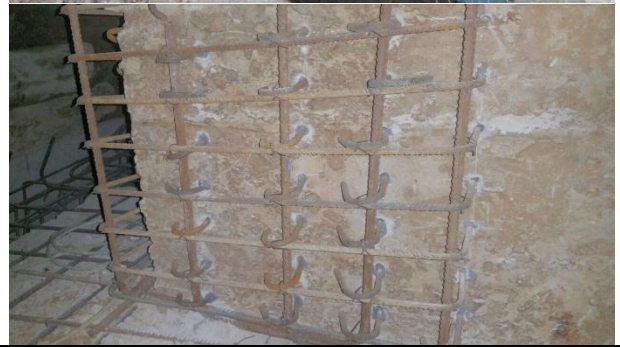


2eme Solution des renforcements des Pt1



Poteaux, Voiles et Semelles :

- Renforcement de poteaux ou voiles et semelles par chemisage.

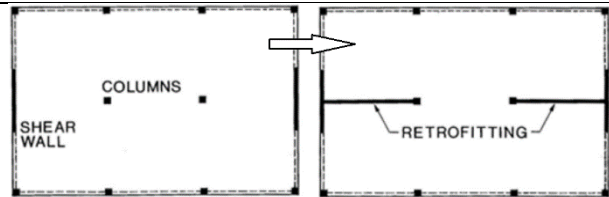




Renforcement global de la structure :

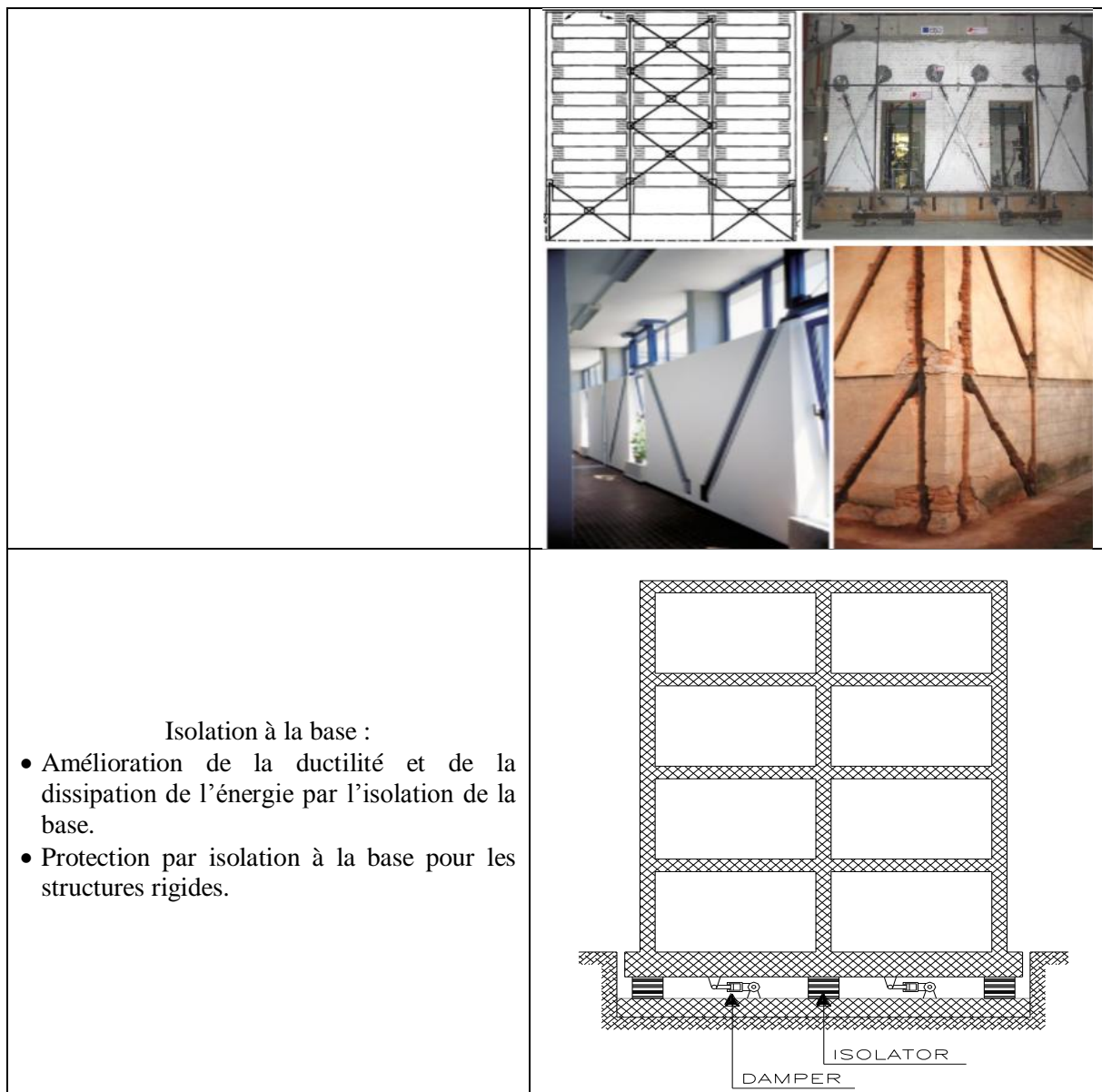
Augmentation de la rigidité et réduction des déformations :

- Renforcement par addition de refends en béton armé.



Système de contreventement :

- L'amélioration de la résistance, de la ductilité, de l'amortissement et l'augmentation des forces sismiques par l'addition d'un système de contreventement en croix ou autre forme.
- Protection inter-étage dans le cas de structures flexibles.



2. Principes de modification et de réhabilitation des structures existantes, cas du tsunami :

Les bâtiments existants envisagés comme structures d'évacuation verticale doivent répondre aux critères structurels décrits ci-dessus. Les propositions suivantes peuvent être prises en compte dans la modification et la réhabilitation des bâtiments existants pour les utiliser comme structures d'évacuation verticale :

- ✓ Renforcer les structures pour supporter les charges supplémentaires associées aux déplacements des personnes réfugiées ;
- ✓ Élever les structures existantes sur des fondations ouvertes (pieux ou vide sanitaire) ou des poteaux, le FEMA P646 (Heintz and Mahoney, 2008) suggère que la zone de refuge soit située au moins à un étage ou à 3 mètres au-dessus du Run-up R y compris

le facteur d'incertitude de 1,3 (*Figure 5.7*), afin de garantir une élévation suffisante au-dessus de la hauteur d'inondation prévue.

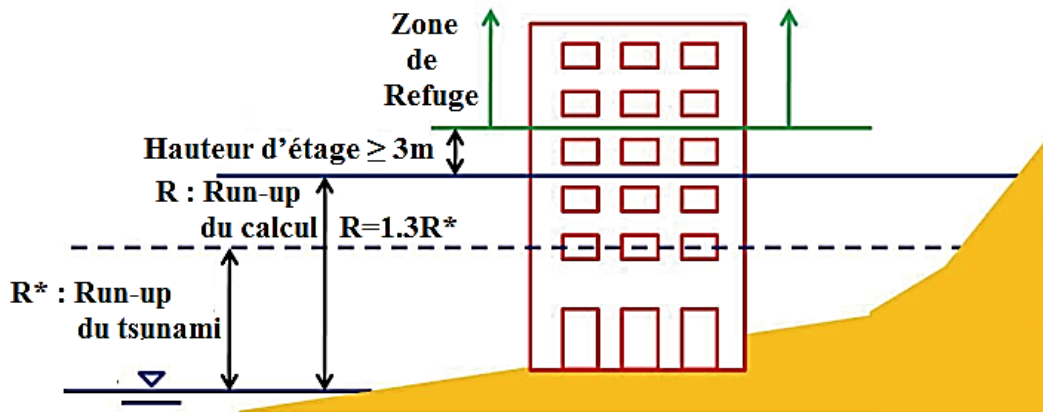


Figure 5.7: Illustration graphique de la recommandation FEMA P646 sur l'altitude des refuges (Heintz and Mahoney, 2008).

- ✓ Éviter toute obstruction dans la zone située sous le bâtiment surélevé ;
- ✓ Disposer des murs de protection sous le bâtiment surélevé de manière à ce qu'ils fonctionnent comme des murs de rupture pour minimiser les forces hydrostatiques, hydrodynamiques et de déferlement du tsunami sur le bâtiment ;
- ✓ Améliorer l'entrée du bâtiment et la circulation verticale par l'utilisation de nouvelles voies d'accès, de rampes et d'escaliers ;

IV. Conclusion :

Ce chapitre a tout d'abord rappelé des principes de conception des structures para-tsunami. L'objectif premier de cette section était de proposer une méthodologie de réhabilitation d'intervention para-tsunami et parasismique pour la préservation des parcs de constructions.

Afin de remplir cet objectif, l'ensemble des dommages structurels causés par les tsunamis sur les bâtiments avec des photos représentatives et les différentes méthodes d'intervention pour chaque dégât a été présenté en détail.

À cette fin, les dégâts structurels causés par les tsunamis sur les bâtiments ont été présentés en détail par des photos illustratives, ainsi que les différentes méthodes d'intervention pour chaque dommage ont été décrites.

Des solutions pour l'amélioration de la réponse sismique des bâtiments et pour assurer une réhabilitation parasismique pour la conformité avec les lois en vigueur ont été présentées.

Chapitre 6 : Conclusion générale : limites et orientations de la recherche

Des méthodes simplifiées d'estimation de la vulnérabilité sismique et au tsunami, basées sur des calculs statiques et dynamiques non linéaires, ont été décrites dans ce travail de thèse. La méthode proposée d'analyse statique non linéaire s'appuie sur la méthode Pushover pour évaluer la performance sismique et pour examiner le comportement non linéaire des bâtiments. Il s'agit d'une analyse statique progressive utilisée pour déterminer la relation force-déplacement, ou la courbe de capacité, pour une structure ou un élément structurel. L'analyse temporelle permet d'estimer de manière fiable le comportement des bâtiments sous le chargement du tsunami, en tenant compte des valeurs effectives de la variation temporelle des forces du tsunami et de tout effet dynamique structurel.

Ces méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique et au tsunami ainsi que la détermination analytique des courbes de fragilités correspondantes sont utilisées pour l'étude de cas : un bâtiment en béton armé situées dans la zone côtière de Rabat - Salé.

Les méthodologies proposées et les courbes de fragilité déduites pourraient être utilisées dans un cadre d'évaluation quantitative des risques et des dommages structuraux des bâtiments typiques situés sur le littoral marocain et exposés au tsunami ou au risque sismique.

Dans ce travail, la vulnérabilité sismique à grande échelle a été réalisée en se basant sur une méthode semi-empirique par laquelle on définit des fonctions de vulnérabilité moyenne semi-empiriques qui mettent en relation le degré moyen de dommage avec l'intensité macrosismique et l'indice de vulnérabilité.

Ces résultats offrent la possibilité de déterminer les états de dommage sismique et du tsunami pour les structures situées dans différentes zones côtières du Maroc et pour différentes intensités sismique et hauteurs d'inondation. Ces approches ont été validées en zone côtière de Rabat-Salé, la baie d'Agadir et la zone urbaine du Taroudant. Dans ce but, une grande partie de ce travail a été basée sur les résultats de la modélisation du tsunami de Lisbonne de 1755, la comparaison de la vulnérabilité sismique et au tsunami des bâtiments de type B dans la zone côtière de Rabat-Salé montre que les dommages causés par les tsunamis sont potentiellement faibles par rapport aux dégâts sismiques, et les classes de bâtiments C et D auront besoin de renforts supplémentaires pour résister à l'impact du tsunami. Ces résultats sont semblables pour le cas de la baie d'Agadir.

En effet, la plupart des bâtiments de type C et D sur les côtes atlantique et méditerranéenne du Maroc sont assez similaires et les résultats de cette étude pourraient être généralisés à d'autres villes côtières du Maroc.

Les modèles d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments pour la zone urbaine de Taroudant élaborées sur la base d'un système d'indice de vulnérabilité sismique et l'analyse statique non linéaire montrent une similarité entre les probabilités de dommages obtenues par l'approche déterministe et celles évaluées par approche d'ensemble.

Cette méthodologie de travail a une importance primordiale pour les décideurs puisqu'elle permet d'évaluer l'état de la vulnérabilité sismique et au tsunami des bâtiments dans une zone côtière. Elle présente un soutien technique au profit des autorités pour l'étude des points de risque potentiels. Un autre aspect de la validité de cette approche est la possibilité de considérer ces résultats comme synoptiques et synthétiques en matière de gestion des risques naturels.

Les futurs travaux de recherche, menés sur l'établissement des modèles d'évaluation de la vulnérabilité sismique et au tsunami des bâtiments, peuvent prendre ce travail comme procédure standard et unifiée pour étudier les zones vulnérables à l'échelle nationale. Une autre voie de recherche pourrait être menée sur l'élaboration d'une conception à la fois para-tsunami et parasismique pour limiter les dommages.

Bibliographie Générale :

- Abe, K., 1989. Quantification of tsunamigenic earthquakes by the Mt scale. *Tectonophysics* 166, 27–34.
- Abe, K., 1985. Quantification of major earthquake tsunamis of the Japan Sea. *Phys. Earth Planet. Inter.* 38, 214–223.
- Abe, K., 1981. Physical size of tsunamigenic earthquakes of the northwestern Pacific. *Phys. Earth Planet. Inter.* 27, 194–205.
- Abe, K., 1979. Size of great earthquakes of 1837–1974 inferred from tsunami data. *J. Geophys. Res. Solid Earth* 84, 1561–1568.
- Ambraseys, N.N., 1962. Data for the investigation of the seismic sea-waves in the Eastern Mediterranean. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 52, 895–913.
- Arnason, H., 2005. Interactions between an incident bore and a free-standing coastal structure. University of Washington.
- Atillah, A., El Hadani, D., Moudni, H., Lesne, O., Renou, C., Mangin, A., Rouffi, F., 2011. Tsunami vulnerability and damage assessment in the coastal area of Rabat and Salé, Morocco. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 11, 3397–3414. <https://doi.org/10.5194/nhess-11-3397-2011>
- Baptista, Maria Ana, Heitor, S., Miranda, J.M., Miranda, P., Victor, L.M., 1998. The 1755 Lisbon tsunami; evaluation of the tsunami parameters. *J. Geodyn.* 25, 143–157.
- Baptista, M.A., Miranda, J.M., 2009. Revision of the Portuguese catalog of tsunamis. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9.
- Baptista, M.A., Miranda, J.M., Chierici, F., Zitellini, N., 2003. New study of the 1755 earthquake source based on multi-channel seismic survey data and tsunami modeling.
- Baptista, M A, Miranda, P.M.A., Miranda, J.M., Victor, L.M., 1998. Constrains on the source of the 1755 Lisbon tsunami inferred from numerical modelling of historical data on the source of the 1755 Lisbon tsunami. *J. Geodyn.* 25, 159–174.
- Barbosa, S.J., 2011. Vulnérabilité sismique des ouvrages: évaluation des réponses et des dommages structuraux.
- Belmouden, Y., 2004. Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre. *Bull. L'Institut Sci. Rabat Sect. Sci. Terre* 1–10.
- Benchekroun, S., Omira, R., Baptista, M.A., El Mouraouah, A., Brahim, A.I., Toto, E.A., 2015. Tsunami impact and vulnerability in the harbour area of Tangier, Morocco. *Geomat. Nat. Hazards Risk* 6, 718–740.
- Bendada, A., El Hammoumi, A., Gueraoui, K., Sammouda, M., Brahim, A.I., El Mouraouah, A., 2015. On the Vulnerability of Coastal Buildings in the Gulf of Cadiz under Tsunami Forces.
- Bendada, A., El Hammoumi, A., Gueraoui, K., Sammouda, M., Ibenbrahim, A., 2016. Simulation of Tsunami Impact on Buildings in the Gulf of Cadiz: a Case Study. *Int. Rev. Model. Simul. IREMOS* 9, 355. <https://doi.org/10.15866/iremos.v9i5.10024>
- Betbeder-Matibet, J., 2008. *Seismic engineering*. Wiley Online Library.
- Blanc, P.-L., 2009. Earthquakes and tsunami in November 1755 in Morocco: a different reading of contemporaneous documentary sources. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9.
- Cherkaoui Maknassi, M.T.-E., 1991. Contribution à l'étude de l'aléa sismique au Maroc.
- Cherkaoui, T.-E., El Hassani, A., 2015. Evaluation et atténuation de l'aléa sismique au Maroc. Actes Sess. Plénière Solennelle 24-26 Février 2015 Hassan II Acad. Sci. Technol. 157–173.
- Cherkaoui, T.E., El Hassani, A., Azaoum, M., 2017. Impacts du tremblement de terre de 1755 au Maroc: histoire, société et religion. In «Witnesses of Chaos: aspects of the 1755 Lisbon earthquake». *Acad. Ciênc. Lisb.* 53–68.

- Chopra, A.K., Chintanapakdee, C., 2004. Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems. *J. Struct. Eng.* 130, 1309–1319.
- Chopra, A.K., Goel, R.K., 2001. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation. PEER 200103.
- Chopra, A.K., Goel, R.K., 1999. Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems. Rep. No PEER199902.
- Coburn, A., Spence, R., 2003. Earthquake protection. John Wiley & Sons.
- Code, P., 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Bruss. Eur. Comm. Stand.
- Combescure, D., Guéguen, P., Lebrun, B., 2005. Vulnérabilité sismique du bâti existant: approche d'ensemble.
- Cour des comptes - Publications [WWW Document], 2016. URL <http://www.courdescomptes.ma/fr/Page-27/publications> (accessed 9.3.20).
- Dall'Osso, F., Gonella, M., Gabbianelli, G., Withycombe, G., Dominey-Howes, D., 2009. A revised (PTVA) model for assessing the vulnerability of buildings to tsunami damage. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9, 1557–1565. <https://doi.org/10.5194/nhess-9-1557-2009>
- Dall'Osso, F., Maramai, A., Graziani, L., Brizuela, B., Cavalletti, A., Gonella, M., Tinti, S., 2010. Applying and validating the PTVA-3 Model at the Aeolian Islands, Italy: assessment of the vulnerability of buildings to tsunamis. *Nat Hazards Earth Syst Sci.*
- Dang, C.-T., 2014. Méthodes de construction des courbes de fragilité sismique par simulations numériques.
- Dautaj, A., Kabashi, N., Sadiku, H., 2015. METHOD N2–ACCORDING TO FAJFAR. Presented at the Proceeding of the Second International Conference on Advances in Civil, Structural and Construction Engineering–CSCE, Rome, Italy.
- de Construção, A.P., 2018. Design of Steel Structures for Buildings in Seismic Areas: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings. John Wiley & Sons.
- Discours Royal, A.H., 2004. Discours Royal, Al Hoceima 2004 [WWW Document]. URL <http://www.pncl.gov.ma/fr/Discours/TTDiscours/2004/Pages/Al-Hoceima-25-Mars.aspx> (accessed 9.3.20).
- Dominey-Howes, D., Papathoma, M., 2007. Validating a tsunami vulnerability assessment model (the PTVA model) using field data from the 2004 Indian Ocean tsunami. *Nat. Hazards* 40, 113–136.
- du Maroc, R., 2001. LE REGLEMENT DE CONSTRUCTION PARASISMIQUE. Ministère L'ATUHE Secrétariat D'État À L'Habitat Rabat Maroc Rep. RPS2000.
- El Hammoumi, A., 2020. Risque et Vulnérabilité sismique des constructions existantes; Réhabilitation sismique et Méthodologie d'intervention. Cas des Bâtiments existants au Maroc. Editions universitaires europeennes.
- El Hammoumi, A., Iben Brahim, A., NCHITI, E.M., 2020. Évaluation de la résistance au tsunami des constructions côtières; Comparaison de la vulnérabilité sismique et au tsunami, réhabilitation para-tsunami, cas des villes côtières marocaines. Editions universitaires europeennes.
- El Moussaoui, S., Omira, R., Zaghoul, M.N., El Talibi, H., Aboumaria, K., 2017. Tsunami hazard and buildings vulnerability along the Northern Atlantic coast of Morocco—the 1755-like tsunami in Asilah test-site. *Geoenvironmental Disasters* 4, 25.
- El Mrabet, T., 2005. The great earthquakes in the Maghreb region and their consequences on man and environment. CNRS-LAG Rep. Rabat Moroc. Arab.
- Elghazouli, A., 2016. Seismic design of buildings to Eurocode 8. CRC Press.

- European commission, Joint research centre, Institute for the Protection and Security of the Citizen (Ispra, I., 2011. Handbook of tsunami hazard and damage scenarios: SCHEMA (Scenarios for Hazard-induced Emergencies Management), project n°030963, specific targeted research project, space priority. Publications Office, Luxembourg.
- Fajfar, P., 2000. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthq. Spectra* 16, 573–592.
- Fardis, M., Carvalho, E., Fajfar, P., Pecker, A., 2015. Seismic design of concrete buildings to Eurocode 8. Crc Press.
- Freeman, S., 1975. Evaluations of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard. Presented at the Proc. 1st US Nat. Conf. on Earthquake Engrg., Bremerton, Washington, 1975, pp. 113–122.
- Freeman, S.A., 1978. Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion. *Spec. Publ.* 55, 589–606.
- Glimsdal, S., Pedersen, G.K., Atakan, K., Harbitz, C.B., Langtangen, H.P., Lovholt, F., 2006. Propagation of the Dec. 26, 2004, Indian Ocean Tsunami: Effects of dispersion and source characteristics. *Int. J. Fluid Mech. Res.* 33.
- Grünthal, G., 1998. European macroseismic scale 1998. European Seismological Commission (ESC).
- Guéguen, P., 2009. Sismologie Urbaine: Aléa local, dynamique des structures, interaction site-ville et vulnérabilité urbaine.
- Gutscher, M.-A., 2004. What caused the great Lisbon earthquake? *Science* 305, 1247–1248.
- Gutscher, M.-A., Baptista, M.A., Miranda, J.M., 2006. The Gibraltar Arc seismogenic zone (part 2): constraints on a shallow east dipping fault plane source for the 1755 Lisbon earthquake provided by tsunami modeling and seismic intensity. *Tectonophysics* 426, 153–166.
- Gutscher, M.-A., Malod, J., Rehault, J.-P., Contrucci, I., Klingelhoefer, F., Mendes-Victor, L., Spakman, W., 2002. Evidence for active subduction beneath Gibraltar. *Geology* 30, 1071–1074.
- Hatori, T., 1986. classification des tsunamis d'après des échelles de magnitude. *Bull. Earthq. Res. Inst. Univ. Tokyo* 61, 503–514.
- Hébert, H., Brunstein, D., Loevenbruck, A., Sladen, A., Roger, J., Schindelé, F., Lavigne, F., Vautier, F., 2011. Modélisation numérique du tsunami dans les districts de Banda Aceh et Lhok Nga.
- Hébert, H., Schindele, F., Altinok, Y., Alpar, B., Gazioglu, C., 2005. Tsunami hazard in the Marmara Sea (Turkey): a numerical approach to discuss active faulting and impact on the Istanbul coastal areas. *Mar. Geol.* 215, 23–43.
- Heintz, J., Mahoney, M., 2008. Guidelines for design of structures for vertical evacuation from tsunamis. FEMA Wash. DC USA.
- iCOMCOT - About [WWW Document], n.d. URL <https://icomcot.twgrid.org/about.html> (accessed 6.20.20).
- Iida, K., 1970. The generation of tsunamis and the focal mechanism of earthquakes. *Tsunamis Pac. Ocean* 3–18.
- Iida, K., 1956. Earthquakes accompanied by tsunamis occurring under the sea off the Islands of Japan. *J. Earth Sci. Nagoya Univ.* 4, 1–43.
- Iida, K., Cox, D.C., Pararas-Carayannis, G., 1967. PRELIMINARY CATALOG OF TSUNAMIS OCCURRING IN THE PACIFIC OCEAN. HAWAII INST OF GEOPHYSICS HONOLULU.
- Imamura, A., 1949. List of tsunamis in Japan. *J Seism. Soc Jpn.* 2, 23–28.
- Imamura, A., 1942. History of Japanese tsunamis. *Kayo-No-Kagaku Oceanogr.* 2, 74–80.

- Imamura, F., 1996. Review of tsunami simulation with a finite difference method. *Long-Wave Runup Models* 25–42.
- Johnston, A.C., 1996. Seismic moment assessment of earthquakes in stable continental regions—III. New Madrid 1811–1812, Charleston 1886 and Lisbon 1755. *Geophys. J. Int.* 126, 314–344.
- Kaabouben, Fatima, Baptista, M.A., Brahim, A.I., El Mouraouah, A., Toto, A., 2009. On the moroccan tsunami catalogue. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9, 1227.
- Kaabouben, F., Baptista, M.A., Iben Brahim, A., El Mouraouah, A., Toto, A., 2009. On the moroccan tsunami catalogue. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9, 1227–1236. <https://doi.org/10.5194/nhess-9-1227-2009>
- Kaabouben, F., Brahim, A.I., Toto, E., Baptista, M.A., Miranda, J.M., Soares, P., Luis, J.F., 2008. On the focal mechanism of the 26.05. 1975 North Atlantic event contribution from tsunami modeling. *J. Seismol.* 12, 575–583.
- Koshimura, S., Namegaya, Y., Yanagisawa, H., 2009. Tsunami Fragility—A New Measure to Identify Tsunami Damage—. *J. Disaster Res.* 4, 479–488.
- Lay, T., Kanamori, H., Ammon, C.J., Nettles, M., Ward, S.N., Aster, R.C., Beck, S.L., Bilek, S.L., Brudzinski, M.R., Butler, R., 2005. The great Sumatra-Andaman earthquake of 26 december 2004. *Science* 308, 1127–1133.
- Lekkas, E.L., Andreadakis, E., Kostaki, I., Kapourani, E., 2013. A proposal for a new integrated tsunami intensity scale (ITIS-2012). *Bull. Seismol. Soc. Am.* 103, 1493–1502.
- Leonard, G., Evans, N., Prasetya, G., Saunders, W., Pearse, L., Monastra, D., Fraser, S., 2011. Scoping study for evaluating the tsunami vulnerability of New Zealand buildings for use as evacuation structures. *GNS Science*.
- Leone, F., Babtista, M., Zourarah, B., Mehdi, K., Lavigne, F., de Richmond, N.M., Omira, R., 2012. Evaluation des vulnérabilités territoriales et humaines face aux tsunamis au Maroc (Façade atlantique et ville d’El Jadida): données historiques, modélisation de l’aléa et des enjeux humains, critères de vulnérabilité, indicateur de risque, aide à la gestion des évacuations. Proj. ANR-08-RISK-NAT-05 MAREMOTI MAREgraphie Obs. TsunaMis MODélisation ÉTudes Vulnérabilité Pour Nord-est Atl. Méditerranée Occident. WP5 D5 4 D5 5 D5 6 UMR GRED Ex EA GESTER Université Montp. 3.
- Lestuzzi, P., Sellami, S., Badoux, M., 2008. Génie parasismique: Conception et dimensionnement des bâtiments. *PPUR presses polytechniques*.
- Liu, P.L.-F., Cho, Y.-S., Briggs, M.J., Kanoglu, U., Synolakis, C.E., 1995. Runup of solitary waves on a circular island. *J. Fluid Mech.* 302, 259–285.
- Liu, Y., Shi, Y., Yuen, D.A., Sevre, E.O., Yuan, X., Xing, H.L., 2009. Comparison of linear and nonlinear shallow wave water equations applied to tsunami waves over the China Sea. *Acta Geotech.* 4, 129–137.
- Manual, S.P., 1984. 2 Vols. US Army Eng. Waterw. Exp. Stn. Coast. Eng. Res. Cent. US Gov. Print. Off. Wash. DC.
- Medina, F., Omira, R., Mhammdi, N., 2016. Les tsunamis: état des connaissances et risques pour le Maroc.
- Mekki, M., 2015. Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil.
- Mellas, S., 2012. Evaluation du risque tsunamique sur le littoral atlantique marocain.
- Mellas, S., Leone, F., Omira, R., Gherardi, M., Baptista, M.-A., Zourarah, B., Péroche, M., Lagahé, É., 2012. Le risque tsunamique au Maroc : modélisation et évaluation au moyen d’un premier jeu d’indicateurs d’exposition du littoral atlantique. *Physio-Géo* 119–139. <https://doi.org/10.4000/physio-geo.2589>

- Milutinovic, Z.V., Trendafiloski, G.S., 2003. Risk-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. Contract EVK4-CT-2000-00014 WP4 Vulnerability Curr. Build. 1–111.
- Mouraouah, A.E., Iben Brahim, A., kasm, M., Birouk, A., JABOUR, N., DASSER, L., EL MOURAOUAH, H.S., 2010. Quinze années d'activité sismique enregistrée à travers les régions du Royaume (Période 1993-2008)., Edition ING-CNRST. ed.
- Mouroux, P., Le Brun, B., 2006. Presentation of RISK-UE project. Bull. Earthq. Eng. 4, 323–339.
- Murty, T., Loomis, H., 1980. A new objective tsunami magnitude scale. Mar. Geod. 4, 267–282.
- Nchiti, E., Hammoumi, A.E., Brahim, A.I., Gueraoui, K., 2020a. Assessment of Tsunami and Seismic Vulnerability of Buildings in the Agadir Bay Area, Morocco. J. Adv. Res. Dyn. Control Syst. Volume 12, 1727–1737. <https://doi.org/10.5373/JARDCS/V12SP4/20201655>
- Nchiti, E., Hammoumi, A.E., Gueraoui, K., Brahim, A.I., 2020b. A Comparative Study of Seismic and Tsunami Vulnerability of Structures Located in the Coastal Area of Rabat-Salé, Morocco. Int. Rev. Mech. Eng. IREME 14, 264-273–273. <https://doi.org/10.15866/ireme.v14i4.18159>
- Nigam, N.C., Jennings, P.C., 1968. Digital calculation of response spectra from strong-motion earthquake records.
- Okada, Y., 1985. Surface deformation due to shear and tensile faults in a half-space. Bull. Seismol. Soc. Am. 75, 1135–1154.
- Omira, R., 2010. Tsunami in the Gulf of Cadiz: Impact modelling, Vulnerability assessment and Design of sea-level detection network. University Ibn Tofail, Faculty of Sciences, Kénitra Institut of Geophysics Dom Luiz, Lisbon.
- Omira, R., Baptista, M.A., Mellas, S., Leone, F., de Richemond, N.M., Zourarah, B., Cherel, J.-P., 2012. The November, 1st, 1755 Tsunami in Morocco: Can Numerical Modeling Clarify the Uncertainties of Historical Reports?, in: Lpez, G. (Ed.), Tsunami - Analysis of a Hazard - From Physical Interpretation to Human Impact. InTech. <https://doi.org/10.5772/51864>
- Omira, R., Baptista, M.A., Miranda, J.M., Toto, E., Catita, C., Catalão, J., 2010. Tsunami vulnerability assessment of Casablanca-Morocco using numerical modelling and GIS tools. Nat. Hazards 54, 75–95. <https://doi.org/10.1007/s11069-009-9454-4>
- Palermo, D., Nistor, I., Al-Faesly, T., Cornett, A., 2012. Impact of tsunami forces on structures: The University of Ottawa experience. Presented at the Proceedings of the fifth international tsunami symposium, Ispra, Italy, pp. 3–5.
- Papadopoulos, G.A., Imamura, F., 2001. A proposal for a new tsunami intensity scale. Presented at the ITS 2001 proceedings, pp. 569–577.
- Papathoma, M., 2003. Tsunami vulnerability assessment using a geographical information system with special reference to Greece.
- Papathoma, M., Dominey-Howes, D., Zong, Y., Smith, D., 2003. Assessing tsunami vulnerability, an example from Herakleio, Crete.
- Paultre, P., 2013. Dynamics of structures. John Wiley & Sons.
- Pecker, A., 2011. Dynamique des structures et des ouvrages. Ecole Ponts-ParisTech Ed.
- Piatanesi, A., 1999. Caractérisation des sources sismiques par étude des tsunamis.
- Ranguelov, B., 2010. Atlas of the tsunami risk susceptible areas along the Northern Bulgarian Black Sea coast–Balchik site.

- Renou, C., Lesne, O., Mangin, A., Rouffi, F., Atillah, A., El Hadani, D., Moudni, H., 2011. Tsunami hazard assessment in the coastal area of Rabat and Salé, Morocco. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 11, 2181–2191. <https://doi.org/10.5194/nhess-11-2181-2011>
- RGPH 2014 | Téléchargements | Site institutionnel du Haut-Commissariat au Plan du Royaume du Maroc [WWW Document], 2014. URL https://www.hcp.ma/downloads/RGPH-2014_t17441.html (accessed 9.3.20).
- Roger, J., 2011. Tsunamis générés par des séismes au niveau de la zone de collision entre les plaques africaine et eurasiennne: Etudes de cas pour l'évaluation du risque tsunami en Méditerranée occidentale et Atlantique nord.
- Saatcioglu, M., Ghojarah, A., Nistor, I., 2005. Reconnaissance report on the December 26, 2004 Sumatra earthquake and tsunami. *Rep. Can. Assoc. Earthq. Eng.*
- Sahal, A., 2011. Le risque tsunami en France: contributions méthodologiques pour une évaluation intégrée par scénarios de risque.
- Shen, M., Meyer, R., 1963. Climb of a bore on a beach Part 3. Run-up. *J. Fluid Mech.* 16, 113–125.
- Shuto, N., Tinti, S., 1993. Tsunami mantle magnitude and disasters. *Tsunamis World* 197–216.
- Sieberg, A., 1927. *Geologische. Phys. Angew. Erdbebenkunde* Verl. Von Gustav Fisch. Jena.
- Soloviev, S.L., Go, C.N., 1974. Catalog of tsunamis in western coast of the Pacific Ocean. *Acad. Sci. USSR Izdat Nauka* 1–130.
- Stein, S., Wysession, M., 2009. *An introduction to seismology, earthquakes, and earth structure.* John Wiley & Sons.
- Suppasri, A., Mas, E., Charvet, I., Gunasekera, R., Imai, K., Fukutani, Y., Abe, Y., Imamura, F., 2013. Building damage characteristics based on surveyed data and fragility curves of the 2011 Great East Japan tsunami. *Nat. Hazards* 66, 319–341. <https://doi.org/10.1007/s11069-012-0487-8>
- Synolakis, C., Liu, P., Philip, H.A., Carrier, G., Yeh, H., 1997. Tsunamigenic sea-floor deformations. *Science* 278, 598–600.
- Tai, A.A., 1981. Analyse de la tenue aux séismes des structures en béton armé. Prise en compte globale des non-linéarités.
- Talhaoui, A., Aberkan, M., Brahim, I., El Mouraouah, A., 2005. Risques géologiques et activité sismique dans la région d'Al Hoceima (Maroc): Approche de la quantification des facteurs responsables du déclenchement des instabilités de terrain Geological hazards and seismic activity within the area of Al Hoceima (Morocco): Approach of quantifying factors responsible for the triggering of the ground instabilities.
- Tataie, L., 2011. Méthodes simplifiées basées sur une approche quasi-statique pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages soumis à des excitations sismiques.
- Titov, V. V, Gonzalez, F.I., 1997. Implementation and testing of the method of splitting tsunami (MOST) model.
- Titov, V.V., Synolakis, C.E., 1995. Modeling of breaking and nonbreaking long-wave evolution and runup using VTCS-2. *J. Waterw. Port Coast. Ocean Eng.* 121, 308–316.
- UNIES, N., 1992. Glossaire international multilingue agréé de termes relatifs à la gestion des catastrophes. UN DHA Genève 83 P.
- Valencia, N., Gardi, A., Gauraz, A., Leone, F., Guillande, R., 2011. New tsunami damage functions developed in the framework of SCHEMA project: application to European-Mediterranean coasts. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 11, 2835–2846. <https://doi.org/10.5194/nhess-11-2835-2011>
- Wang, X., Liu, P., 2005. A numerical investigation of Boumerdes-Zemmouri (Algeria) earthquake and tsunami. *Comput. Model. Eng. Sci.* 10, 171.
- Wang, X., Liu, P.L.-F., 2006. An analysis of 2004 Sumatra earthquake fault plane mechanisms and Indian Ocean tsunami. *J. Hydraul. Res.* 44, 147–154.

- Yeh, H., 2007. Design tsunami forces for onshore structures. *J. Disaster Res.* 2, 531–536.
- Zitellini, N., Chierici, F., Sartori, R., Torelli, L., 1999. The tectonic source of the 1755 Lisbon earthquake and tsunami. *Ann. Geophys.* 42.
- Zitellini, N., Mendes, L., Cordoba, D., Danobeitia, J., Nicolich, R., Pellis, G., Ribeiro, A., Sartori, R., Torelli, L., Bartolomé, R., 2001. Source of 1755 Lisbon earthquake and tsunami investigated. *Eos Trans. Am. Geophys. Union* 82, 285–291.

Résumé

Le Maroc connaît depuis longtemps de nombreuses catastrophes naturelles qui ont engendrées des pertes humaines et matérielles importantes, Ces dégâts ont montré la nécessité de mettre en place une approche prévisionnelle fiable pour une bonne gestion des risques naturels, elle vise à définir les zones les plus menacées et l'état de la vulnérabilité des bâtis dans ces zones sur le territoire national. La présente étude développe une méthode originale pour la détermination de la vulnérabilité aux tsunamis, à savoir : la connaissance du tsunami, de ses forces, de ses caractéristiques et de ses risques destructeurs. La méthode repose essentiellement sur la réponse temporelle de la structure sous le chargement du tsunami par des calculs en dynamiques des structures et par la statique non linéaire, de type Pushover face au risque sismique. L'étude abouti aussi à une comparaison des méthodes de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments pour le cas d'étude de la zone urbaine de la ville de Taroudant et des comparaisons de la vulnérabilité sismique et aux tsunamis pour les constructions des zones côtières des villes marocaines appliquées aux villes de Rabat, Salé et Agadir. Notre analyse comparative de la vulnérabilité sismique et au tsunami, montre que les bâtiments de types C et D auront besoin de renforts supplémentaires pour résister à l'impact du tsunami. Ces résultats peuvent être généralisés pour toutes les constructions côtières marocaines en termes de gestion des risques naturels pour les aléas sismiques et au tsunami, puisque la grande majorité des bâtis côtiers sont de type C et D avec des structures similaires. Ce travail de thèse a décrit en détail les dégâts structuraux causés par les tsunamis sur les structures bâtiments, avec des illustrations et les différentes méthodes d'intervention pour la réduction ces dommages.

Mots-clés : Vulnérabilité Sismique, Vulnérabilité aux Tsunamis, Catastrophes Naturelles, Courbes de Fragilité, Indice de Vulnérabilité, Classe de Vulnérabilité, SIG.

Abstract

Morocco has long known numerous natural disasters which have generated significant human and material losses. These damages have shown the necessity to establish a reliable predictive approach for a good management of natural risks, it aims to identify areas at risk and the level of building vulnerability in these areas on the national territory. The present study develops an original method for the determination of the tsunami vulnerability, i.e. the study of the tsunami, its forces, its characteristics; it is essentially based on calculations of the temporal response of the structure under tsunami loading, dynamic and static non-linear calculations by finite elements, Pushover type, for seismic loading. The study also allowed a comparison of seismic vulnerability assessment methods for buildings in the urban area of Taroudant city as well as a comparison of seismic vs tsunami vulnerability in the coastal areas of the cities of Rabat-Salé and Agadir. Our comparative analysis of seismic and tsunami vulnerability indicates that Type C and D buildings will require additional reinforcements to resist the tsunami impact. These results are important for natural risk management within Morocco as most of the type C and D buildings on the Moroccan Atlantic and Mediterranean coasts are quite similar and the results of this study can thus, be generalized to other coastal cities in Morocco. This thesis work describes in detail structural damages caused by tsunamis to buildings structures, with illustrations and the different intervention methods for reducing damages.

Key Words: Seismic vulnerability, Tsunami vulnerability, Natural disasters, Fragility curves, Vulnerability Index, Vulnerability Class, GIS.