

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU



THÈSE

Présentée par

Fatiha CHERIFI

En vue d'obtenir le grade de

Docteur

(Spécialité : Génie Civil)

Thème
**Évaluation de la vulnérabilité sismique
des bâtiments existants en Algérie**

Soutenue publiquement le dimanche 11 décembre 2016 devant le jury composé de :

MEHADDENE Rachid	Professeur, UMMTO	Président
FARSI Mohamed	Directeur de recherche, CGS	Rapporteur
KACI Salah	Professeur, UMMTO	Co-Rapporteur
ABED Mohamed	Professeur, Univ. BLIDA	Examineur
BENOUAR Djillali	Professeur, USTHB, ALGER	Examineur

Faculté du génie de la construction – Département de génie civil

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur M.-N. FARSI, Directeur de Recherche au CGS, pour avoir bien voulu diriger cette thèse. Je lui suis très reconnaissante pour son aide et ses orientations malgré son planning très chargé.

Un grand merci à mon Co-encadrant de thèse, Monsieur Salah KACI, Professeur au département de génie civil de l'UMMTO, pour son aide et ses encouragements.

Mes remerciements s'adressent également au Directeur du CTC-Centre ainsi qu'à tout le personnel pour avoir mis à ma disposition une riche et précieuse documentation.

Je n'oublierai pas de remercier les responsables et les ingénieurs de l'OPGI, l'ENPI (ex EPLF), GENISIDER, et la DTP de Tizi-Ouzou, qui m'ont fourni les informations utiles à l'élaboration de ce travail.

Mes remerciements vont également aux architectes et personnel de l'APC de Tizi-Ouzou pour les données qu'ils ont mises à ma disposition.

Mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont soutenu durant toutes ces années de travail.

Merci à messieurs, Rachid MEHADDENE, Professeur à l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, Mohamed ABED, Professeur à l'université de BLIDA, Djillali BENOUAR, Professeur à l'USTHB d'ALGER, qui me font l'honneur d'évaluer ce travail.

Sommaire

Remerciements	2
Sommaire	3
Résumé	6
Abstract	7
Liste des figures	8
Liste des tableaux	13
Introduction générale	16
Chapitre 1 : La ville de Tizi-Ouzou	18
1.1. Introduction	19
1.2. Les séismes en Algérie du nord.....	19
1.2.1. L’histoire sismique de l’Algérie	19
1.2.2. Le contexte tectonique	19
1.2.3. Caractéristiques de la sismicité en Algérie du nord	21
1.3. Cadre géo-historique de la ville de Tizi-Ouzou	21
1.3.1. Géographie de Tizi-Ouzou	22
1.3.2. Contexte historique de Tizi-Ouzou	22
1.4. Formation du tissu urbain de Tizi-Ouzou	27
1.5. Population – Données démographiques	30
1.5.1. Évolution démographique	30
1.5.2. Population	30
1.5.3. Logement	32
1.6. Bâtiments et équipements importants	33
1.6.1. Bâtiments	33
1.6.2. Équipements importants	34
1.7. Infrastructures et réseaux vitaux	35
1.7.1. Infrastructures	35
1.7.2. Réseaux vitaux	37
1.8. Caractéristiques du sol	41
1.8.1 Quelques résultats d’études de sol (Extraits des rapports géotechniques) .	42
1.9 Conclusion	48
Chapitre 2 : Méthodes d’évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant	49
2.1. Introduction	50
2.2. Méthodes empiriques d’analyse de vulnérabilité	50
2.3. Méthodes mécaniques	52
2.3.1. Courbes de capacité - Estimation du point de performance	52
2.3.2. Estimation de la vulnérabilité par les courbes de fragilité	54
2.4. Méthode expérimentale d’analyse de vulnérabilité	56

2.5.	La méthode « PUSHOVER »	57
2.5.1.	Principe de la méthode	57
2.5.2.	Construction de la courbe de capacité	58
2.5.3.	Courbe de demande sismique	59
2.5.4.	Superposition des deux courbes (capacité et demande)	61
2.6.	Conclusion	65
Chapitre 3 : Typologie des bâtiments de la ville de Tizi-Ouzou		67
3.1.	Introduction	68
3.2.	Typologie des bâtiments	68
3.2.1.	Paramètres de la typologie	69
3.2.2.	Classes de vulnérabilité, degrés de dommages	72
3.3.	Classification des structures, typologies adoptées	74
3.4.	Inventaire des bâtiments	77
3.4.1.	Structures soumises au contrôle, construites avant 2003	77
3.4.2.	Enquête d'inventaire	82
3.4.3.	Résultats de l'enquête	84
3.5.	Conclusion	95
Chapitre 4 : Évaluation de la vulnérabilité sismique des structures constituées d'ossatures en béton armé		97
4.1.	Introduction	98
4.2.	Comportement des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie	98
4.3.	Modélisation et analyse élastiques linéaire de la structure	101
4.4.	Définition du comportement non linéaire de la structure (rotules plastiques)	102
4.4.1.	Modélisation des éléments en béton armé	102
4.4.2.	Modélisation du remplissage	104
4.5.	Sollicitation sismique (Spectre de réponse)	107
4.6.	Courbes de capacité	109
4.7.	Résultats	110
4.7.1.	Typologies <i>OBAL</i>	111
4.7.2.	Typologies <i>OBAM</i>	115
4.7.3.	Typologie <i>OBAH</i>	120
4.8.	Conclusion	123
Chapitre 5 : Structures comportant des voiles en béton armé.....		125
5.1.	Introduction	126
5.2.	Mode de rupture des voiles	127
5.2.1.	Modes de rupture des voiles élancés	127
5.2.2.	Modes de rupture des voiles courts	129
5.3.	Définition du comportement non linéaire des voiles	129
5.4.	Rotules plastiques assignés aux voiles	130
5.5.	Résultats	132

5.5.1.	Courbes de capacité	135
5.5.2.	Points de performances, niveaux de dommages	138
5.5.3.	Modes de rupture	149
5.6.	Conclusion	156
Chapitre 6 : Courbes de fragilité – Estimation des dommages	158
6.1.	Introduction	159
6.2.	Courbes de fragilité basées sur l’hypothèse de la loi log-normale	161
6.2.1.	Loi log-normale	161
6.2.2.	Courbes de fragilité	163
6.2.3.	Méthode basée sur le modèle de demande et de capacité	164
6.3.	Paramètres de la loi log-normale	168
6.4.	Déplacements	168
6.5.	Probabilités d’endommagement	169
6.5.1.	Courbes de fragilité selon la méthode HAZUS	169
6.5.2.	Probabilités d’endommagement	171
6.6.	Conclusion	177
Conclusions et perspectives	179
Bibliographie	183
Annexes	190

Résumé

Bien que la sismicité en Algérie soit jugée comme importante, la vulnérabilité sismique du bâti existant demeure largement inconnue dans beaucoup de sites urbains. L'estimation des dommages sismiques et les pertes potentielles qui en découlent nécessitent la connaissance de plusieurs paramètres tels que le niveau d'aléa du site, le type de bâti existant, etc. La vulnérabilité sismique peut être exprimée en terme de probabilité qu'un degré de dommage soit atteint pour une classe de bâtiment à une intensité de séisme donnée (courbes de fragilité). L'évaluation de la vulnérabilité d'un ensemble de bâtiments repose généralement sur l'utilisation de fonctions de vulnérabilité (courbes ou matrices) qui expriment le pourcentage de dommages subis par un type de structures pour différentes intensités sismiques.

Notre travail a pour objectif l'estimation du risque sismique dans la ville de Tizi-Ouzou qui se situe dans une zone de moyenne sismicité selon les règles parasismiques RPA99 version 2003. Pour faire cette évaluation, une base de données a été constituée suite à un inventaire du bâti basé sur un travail de recherche de plans auprès de certains organismes et de visites sur le terrain. Les bâtiments existants ainsi recensés ont été classés dans différents types caractéristiques pour en définir des typologies.

L'approche adoptée dans ce travail pour l'estimation des dommages se base sur les étapes principales suivantes : la construction de la courbe de capacité par la méthode statique non linéaire push-over, l'estimation de l'aléa sismique, la détermination du point de performance, la construction des courbes de fragilité par la méthode HAZUS et enfin l'estimation des dommages. Les résultats obtenus sont exprimés en termes de probabilité d'atteindre ou de dépasser les quatre niveaux de dommages considérés (légers, modérés, importants, et très importants) pour chaque typologie de bâtiments.

Mots clés : Tizi-Ouzou, vulnérabilité, push-over, courbes de capacité, courbes de fragilité, dommages sismiques.

Abstract

Although the seismicity in Algeria is considered as important, seismic vulnerability of existing buildings remains largely unknown in many urban sites. The estimation of seismic damage and potential losses arising require knowledge of several parameters such as the level of seismic hazard of the site, the type of existing buildings, etc. Seismic vulnerability can be expressed in terms of probability that a degree of damage is reached for a building class at a given seismic intensity (fragility curves). The vulnerability assessment of a set of buildings is generally based on the use of vulnerability functions (curves or matrices) that express the percentage of damage suffered by a type of structures for different seismic intensities.

This work aims to estimate the seismic risk in the city of Tizi-Ouzou, which is located in a moderate seismic zone according to the Algerian Seismic Code RPA99 Version 2003. To do this evaluation, a database has been established following an inventory built based on searching plans with some organizations and field visits. The existing buildings were classified in different characteristic types in order to define typologies.

The approach adopted in this study to estimate the damage is based on the following main steps: building the capacity curve using the nonlinear static method push-over, estimation of seismic hazard, determination of Performance point, construction of fragility curves by HAZUS method and finally the damage estimation. The results obtained are expressed in terms of probability to reach or exceed the four levels of considered damage (Slight, Moderate, Extensive and Complete) for each type of buildings.

Keywords: Tizi-Ouzou, vulnerability, push-over, capacity curves, fragility curves, seismic damage.

Liste des figures

Figure 1.1	Carte de zonage sismique de l'Algérie selon le RPA99/Version 2003 (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., 2003)	20
Figure 1.2	Carte de la sismicité du nord algérien (CRAAG, 2000).....	20
Figure 1.3	Carte de la cinématique des plaques africaine et eurasiatiques (Nocquet, 2002).	20
Figure 1.4	Sismicité de l'Algérie (<i>Source : US Geological Survey USGS</i>).....	21
Figure 1.5	Situation de la commune de Tizi-Ouzou dans la wilaya	22
Figure 1.6	Contexte historique - Première phase.....	23
Figure 1.7	Contexte historique - Deuxième phase.....	24
Figure 1.8	Contexte historique - Troisième phase	25
Figure 1.9	Contexte historique - Quatrième phase.....	25
Figure 1.10	Contexte historique - Cinquième phase.....	26
Figure 1.11	Développement historique de la ville de Tizi-Ouzou (Source : Archives de la wilaya)	27
Figure 1.12	Les 03 premières étapes de l'évolution du tissu urbain de Tizi-Ouzou [tirée du P.D.A.U. T-O]	27
Figure 1.13	Le 1 ^{er} éclatement de la ville en 1958 [tirée du P.D.A.U. T-O].....	28
Figure 1.14	Le 2 ^{ème} éclatement de la ville : 1968 et 1974/77 [tirée du P.D.A.U. T-O]	29
Figure 1.14bis	Le 2 ^{ème} éclatement de la ville - planche complémentaire [P.D.A.U. T-O]	29
Figure 1.15	Structures en béton armé	34
Figure 1.16	Structures en maçonnerie.....	34
Figure 1.17	Ouvrages d'art (à gauche : ouvrage sur CW100 ; à droite : ouvrage sur CW147)	37
Figure 1.18	Système d'alimentation en eau potable de la ville de Tizi-Ouzou	38
Figure 1.19	Réseau d'assainissement de la ville de Tizi-Ouzou.....	39
Figure 1.20	Réseau de gaz de l'agglomération de Tizi-Ouzou.....	40
Figure 1.21	Réseau d'électricité de l'agglomération de Tizi-Ouzou	41
Figure 1.22	Extrait de la carte géologique, Dellys-Tizi-Ouzou à 1/50.000 (SOURCE : Institut National de Cartographie)	42
Figure 1.23	Quelques sondages effectués le long du boulevard krimBelkacem.....	43
Figure 1.24	Sondages effectués à l'ouest de la ville	44
Figure 1.25	Coupes géologiques du sol de la sûreté de wilaya.....	44
Figure 1.26	Coupes géologiques du sol du siège de l'A. P. W	45
Figure 1.27	Coupe géologique du sol au nord-est de la ville.....	45
Figure 1.28	Coupes géologiques du sol à l'ouest de la route Hasnaoua.....	46
Figure 1.29	Coupes géologiques du sol au sud de l'université.....	46
Figure 1.30	Coupe géologique du sol au quartier A de la ZHUN sud	47
Figure 1.31	Coupe géologique du sol le long du boulevard principal de la ZHUN sud.....	47
Figure 1.32	Coupe géologique du sol au sud-est de la ville.....	48

Figure 2.1	Niveaux de dommage de l'Echelle Macrosismique Européenne (EMS98, 2001 – Giovinazzi et Lagomarsino, 2003) [Guéguen, 2006]	51
Figure 2.2	Loi de comportement et niveaux de dommage (FEMA, 2000)	52
Figure 2.3	Courbe de capacité, demande sismique, point de performance (ATC 40)	53
Figure 2.4	Courbe de capacité d'un bâtiment dans le format (Accélération spectrale – Déplacement spectral) [Risk-UE, 2003]	53
Figure 2.5	Courbes de fragilité pour les niveaux de dommage « léger, Modéré, important, et ruine » (FEMA, 2003) [Michel, 2007]	54
Figure 2.6	Courbe de capacité	59
Figure 2.7	Idéalisation de la courbe de capacité (FEMA 450, 2003)	59
Figure 2.8	Spectre de réponse dans le format (accélérations-périodes)	61
Figure 2.9	Spectres inélastiques (Fajfar, 2000) [Mouroux, 2007]	62
Figure 2.10	Facteur de réduction des efforts (Fajfar, 2000) [AFPS, 2006]	62
Figure 2.11	Point de performance en ductilité (Fajfar, 2000) [Mouroux, 2007]	63
Figure 2.12	Détermination du point de performance pour un spectre inélastique [Nazé et all., 2006]	64
Figure 2.13	Représentation du comportement de la structure idéalisée [Nazé et all., 2006]	65
Figure 3.1	Niveau de conception parasismique	78
Figure 3.2	Système constructif	79
Figure 3.3	Nombre de niveaux	79
Figure 3.4	Typologies des structures auto-stables	80
Figure 3.5	Typologies des structures en voiles	81
Figure 3.6	Typologies des structures mixtes	81
Figure 3.7	Fiche d'enquête	83
Figure 3.8	Répartition des bâtiments inventoriés	84
Figure 3.9	Quelques exemples des typologies définies	89
Figure 3.10	Répartition des typologies les plus prédominantes de la ville de Tizi-Ouzou. Chaque couleur indique la typologie la plus prépondérante de la zone considérée. Seules les zones inventoriées sont illustrées sur la figure	92
Figure 3.11	Pourcentage des typologies de la ville de Tizi-Ouzou	93
Figure 3.12	Système constructif du bâti de la ville de Tizi-Ouzou	94
Figure 3.13	Classification selon le matériau de construction	94
Figure 3.14	Classification selon la hauteur du bâtiment	94
Figure 4.1	Fonctionnement du système (cadre en béton armé – maçonnerie)	99
Figure 4.2	Loi de comportement utilisée par le logiciel ETABS (FEMA 273)	103
Figure 4.3	Loi de comportement (Force-Déplacement) et niveaux de dommages (FEMA, 2000)	104
Figure 4.4	Caractéristiques de la diagonale équivalente	106

Figure 4.5	Loi de comportement de la maçonnerie.....	107
Figure 4.6	Construction du spectre de réponse élastique amorti à 5% (ATC 40).....	107
Figure 4.7	Spectres de réponse élastique, amortis à 5%, utilisés dans les calculs.....	109
Figure 4.8	Etapas de construction de la courbe de capacité.....	109
Figure 4.9	Courbes de capacité – Typologies OBAL.....	111
Figure 4.10	Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA3L.....	112
Figure 4.11	Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA2L.....	113
Figure 4.12	Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA1L.....	114
Figure 4.13	Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA0L.....	115
Figure 4.14	Courbes de capacité – Typologies OBAM.....	116
Figure 4.15	Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA3M (Cas 1)....	117
Figure 4.16	Courbe de capacité – Point de performance (sol S_C) - Typologie OBA2M ..	118
Figure 4.17	Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA1M (Cas 2)....	118
Figure 4.18	Courbe de capacité (Sol S_C) – Typologie OBA0M (CPS = 0).....	119
Figure 4.19	Courbe de capacité – Typologie OBA1H.....	120
Figure 4.20	Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA1H.....	121
Figure 4.21	Illustration de quelques résultats du tableau 4.12 - Typologie OBA1H.....	121
Figure 4.22	Plastification des poteaux avant les poutres – Typologie OBA0L.....	122
Figure 4.23	Plastification avancée de la base des poteaux du premier niveau – Typologie OBA1M.....	122
Figure 5.1	Modes de rupture des voiles élancés [d’après T. PAULAY, M. J. N. PRIESTLEY].....	128
Figure 5.2	Modes de rupture des voiles courts [d’après B. FOURE].....	129
Figure 5.3	Modélisation usuelle des voiles par analogie « poteau-poutre » (ATC 72) ...	130
Figure 5.4	Loi de comportement en cisaillement des voiles (Effort tranchant-Distorsion) (Basée sur FEMA 356).....	131
Figure 5.5	Modélisation du voile.....	133
Figure 5.6	Courbes de capacité de la typologie SMBA0L. Structure de faible hauteur, sansconception parasismique (CPS=0).....	136
Figure 5.7	Courbes de capacité de structures de grande hauteur, à faible niveau deconception parasismique (CPS=1) (Typologie SMBA1H).....	136
Figure 5.8	Courbes de capacité de structures de grande hauteur, à niveau moyen deconception parasismique (CPS=2) (Typologie SMBA2H).....	137
Figure 5.9	Courbes de capacité de structures de hauteur moyenne, à faible niveau de conception parasismique (Typologie SMA1M).....	137
Figure 5.10	Courbes de capacité de structures de hauteur moyenne, possédant un bon niveau de conception parasismique (Typologie SMBA3M).....	138
Figure 5.11	Première estimation du point de performance par l’approche « d’égalité de déplacement ».....	139
Figure 5.12	Représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	140
Figure 5.13	Schéma de calcul de l'amortissement d'hystérésis β_0 (ATC40).....	141

Figure 5.14	Réduction du spectre de demande et détermination du point de performance	142
Figure 5.15	Détermination du point de performance par la méthode simplifiée	143
Figure 5.16	Point de performance de la typologie SMBA1M dans le sens transversal....	145
Figure 5.17	Point de performance de la typologie SMBA3M dans le sens longitudinal..	145
Figure 5.18	Point de performance de la typologie SMBA3M dans le sens transversal....	146
Figure 5.19	Point de performance de la typologie SMBA1H dans le sens longitudinal ..	146
Figure 5.20	Point de performance de la typologie SMBA2H dans le sens longitudinal ..	147
Figure 5.21	Évolution des rotules plastiques dans les éléments d'un portique longitudinal de rive de la typologie SMBA0L. Les dimensions des sections des poutres et des poteaux sont respectivement $(25 \times 65) \text{ cm}^2$ et $(25 \times 30) \text{ cm}^2$. La plus grande dimension des poteaux est orientée suivant la direction transversale (YY)	149
Figure 5.22	Évolution des rotules plastiques dans les éléments d'un portique longitudinal intermédiaire de la typologie SMBA0L. Les poutres ont une section de $(30 \times 20) \text{ cm}^2$. La section des poteaux varie de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ au rez-de-chaussée à (25×30) au niveau de l'étage courant. La plus grande dimension des poteaux est orientée suivant la direction transversale (YY).....	150
Figure 5.23	Évolution des rotules plastiques dans les éléments d'un portique transversal de rive de la typologie SMBA1M. Les dimensions des sections des poutres et des poteaux sont respectivement $(25 \times 40) \text{ cm}^2$ et $(25 \times 35) \text{ cm}^2$	151
Figure 5.24	Evolution des rotules plastiques dans un voile longitudinal de la typologie SMBA2H.....	152
Figure 5.25	Evolution des rotules plastiques dans un voile longitudinal de la typologie SMBA2H.....	153
Figure 5.26	Rotules plastiques, au point de performance, dans les voiles longitudinaux de la typologie SMBA3M.....	154
Figure 5.27	Rotules plastiques, au point de performance, dans les voiles transversaux de la typologie SMBA3M.....	155
Figure 6.1	Courbes de fragilité des structures constituées d'ossatures en béton armé, selon la méthode HAZUS	169
Figure 6.2	Etapes d'estimation des dommages.....	172
Figure 6.3	Probabilités d'endommagement des structures constituées d'ossatures en béton armé, à faible niveau de conception parasismique : (a) Structures de faible hauteur (b) Structures de hauteur moyenne (c) Structures de grande hauteur.....	173
Figure 6.4	Probabilités d'endommagement des structures constituées d'ossatures en béton armé, à niveau moyen de conception parasismique : (a) Structures de faible hauteur (b) Structures de hauteur moyenne.....	174
Figure 6.5	Probabilités d'endommagement des structures constituées d'ossatures en béton armé, possédant un bon niveau de conception parasismique : (a) Structures de faible hauteur (b) Structures de hauteur moyenne.....	175

Figure 6.6	Probabilité d'endommagement des structures constituées d'ossatures en béton armé	176
Figure 6.7	Distribution des structures en ossatures en béton armé sur la ville de Tizi-Ouzou, selon l'enquête d'inventaire effectuée	176
Figure 6.8	Pourcentage de bâtiments endommagés. Résultats obtenus pour les quatre niveaux de dommage (Faible : S, Modéré : M, Important : E, et Très important : C).....	177

Liste des tableaux

Tableau 1.1	La population selon le sexe (Source : ONS)	30
Tableau 1.2	Répartition de la population selon la dispersion (Source : ONS)	31
Tableau 1.3	La population par âge et par sexe (Source : ONS)	31
Tableau 1.4	Niveau d’instruction de la population (Source : ONS)	31
Tableau 1.5	Taux de scolarisation de la population âgée de 06 à 14 ans (Source : ONS) ..	32
Tableau 1.6	Taux de scolarisation de la population âgée de 06 à 15 ans (Source : ONS) ..	32
Tableau 1.7	Répartition des logements selon la dispersion (Source : ONS)	32
Tableau 1.8	Répartition des logements selon le statut d’occupation (Source : ONS)	33
Tableau 1.9	Répartition des logements selon le type de construction (Source : ONS)	33
Tableau 1.10	Principaux équipements.....	35
Tableau 3.1	Classification adoptée selon la hauteur.....	72
Tableau 3.2	Équivalence entre les accélérations maximales du sol, la magnitude du séisme et les niveaux d’intensités de l’EMS-98	74
Tableau 3.3	Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie et en béton armé selon l’EMS-98	74
Tableau 3.4	Définitions des niveaux d’endommagement selon HAZUS.....	74
Tableau 3.5	Comparaison entre les typologies définies par l’EMS 98 et HAZUS	75
Tableau 3.6	Niveaux de conception parasismique selon L’EMS 98 et HAZUS.....	75
Tableau 3.7	Classification selon la hauteur, donnée par HAZUS	76
Tableau 3.8	Typologies adoptées, équivalences de l’EMS-98 et HAZUS.....	76
Tableau 3.8bis	Symboles utilisés pour définir les différentes typologies	77
Tableau 3.9	Classification selon le niveau de conception parasismique.....	78
Tableau 3.10	Classification selon le système constructif	78
Tableau 3.11	Classification selon la hauteur du bâtiment	79
Tableau 3.12	Classification selon l’irrégularité en plan et en élévation.....	79
Tableau 3.13	Classification selon l’usage des bâtiments	80
Tableau 3.14	Typologies des structures auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie.....	80
Tableau 3.15	Typologies des structures en voiles en béton armé	81
Tableau 3.16	Typologies des structures mixtes en béton armé	81
Tableau 3.17	Bâtiments soumis à l’inventaire.....	83
Tableau 3.18a	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, QUARTIER C.....	84
Tableau 3.18b	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, CENTRE-VILLE.....	85
Tableau 3.18c	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, cité 200 VILLAS	85
Tableau 3.18d	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement TALA ALLAM	85

Tableau 3.18e	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement ANEIR AMELLAL	85
Tableau 3.18f	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement ELBORDJ.....	86
Tableau 3.18g	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement HASSNAOUA	86
Tableau 3.18h	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, cité BEKKAR.....	86
Tableau 3.18i	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissements BEKKAR, BEKKAR ET ZIDANE.....	86
Tableau 3.18j	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement HAMOUTENE.....	97
Tableau 3.18k	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, QUARTIERS A & B	97
Tableau 3.18l	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, axe du boulevard STITI.	97
Tableau 3.18m	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, axe lycée ABANE RAMDANE.....	97
Tableau 3.18n	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, axe du boulevard KRIM BELKACEM	88
Tableau 3.18o	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, cité AMRAOUA.....	88
Tableau 3.18p	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, cité BOUAZIZ.....	88
Tableau 3.18q	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement SUD-OUEST	89
Tableau 3.18r	Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement BOUZAR ...	89
Tableau 3.19	Typologies de la ville de Tizi-Ouzou.....	93
Tableau 4.1	Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 Version 2003	108
Tableau 4.2	Classification des différents sols caractérisés par la vitesse d'onde de cisaillement	108
Tableau 4.3	Coefficients sismiques C_a et C_v	108
Tableau 4.4	Caractéristiques des typologies OBAL.....	111
Tableau 4.5	Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA3L	113
Tableau 4.6	Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA2L	113
Tableau 4.7	Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA1L	114
Tableau 4.8	Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA0L	115
Tableau 4.9	Caractéristiques des typologies OBAM.....	116
Tableau 4.10	Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA3M	117
Tableau 4.11	Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA2M	118
Tableau 4.12	Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA1M	119
Tableau 4.13	Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA0M.....	119

Tableau 4.14	Caractéristiques de la typologie OBA1H	120
Tableau 4.15	Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA1H.....	121
.....		
Tableau 5.1	Caractéristiques des rotules en flexion des voiles – Typologie SMBA0L	131
Tableau 5.2	Paramètres de la loi de comportement en cisaillement des voiles.....	131
Tableau 5.3	Caractéristiques des rotules en cisaillement des voiles – Typologie SMBA0L	132
.....		
Tableau 5.4	Comparaison des périodes des modes fondamentaux de vibration	133
Tableau 5.5	Caractéristiques des voiles.....	134
Tableau 5.6	Dimensions des poutres et des poteaux	134
Tableau 5.7	Points de performance et niveaux de dommages y correspondant	147
Tableau 5.8	Points de performance et niveaux de dommages – Typologie SMBA0L	147
Tableau 5.9	Points de performance et niveaux de dommages – Typologie SMBA1M	148
Tableau 5.10	Points de performance et niveaux de dommages – Typologie SMBA3M	148
Tableau 5.11	Points de performance et niveaux de dommages – Typologie SMBA1H	148
Tableau 5.12	Points de performance et niveaux de dommages – Typologie SMBA2H.....	148
.....		
Tableau 6.1	Paramètres de la loi log-normale selon la méthode HAZUS.....	168
Tableau 6.2	Déplacements spectraux aux points de performance.....	169
Tableau 6.3	Probabilité d’endommagement des structures constituées d’ossatures en béton armé	175
Tableau 6.4	Pourcentages de bâtiments endommagés	177

Introduction générale

Les catastrophes naturelles, dont les tremblements de terre, posent des défis aigus aux gestionnaires des centres urbains. L'activité sismique reste forte dans le nord de l'Algérie puisque pas moins de 30 séismes par mois sont enregistrés dans la région. L'évaluation et l'analyse des dommages subis à la suite des derniers tremblements de terre en Algérie ont mis en évidence la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. En milieu urbain, cette vulnérabilité, combinée à une concentration importante de bâtiments construits avant l'introduction des normes parasismiques, peut entraîner un risque sismique élevé, même dans les zones où la sismicité est considérée modérée. La chaîne d'évaluation et de gestion du risque présente un caractère pluridisciplinaire. Elle comporte quatre maillons principaux : connaissance de l'aléa, estimation de la vulnérabilité, évaluation du risque et prise de décision. Les objectifs de l'étude de la vulnérabilité sismique à grande échelle sont multiples, nous retiendrons l'estimation du nombre de victimes, des dommages et des coûts pour un scénario et l'estimation du risque pour hiérarchiser les priorités de renforcement des bâtiments.

Différents travaux de recherche ont permis de développer des outils d'évaluation de la vulnérabilité sismique des installations existantes (bâtiments, ponts, infrastructures souterraines, etc.). Ces outils incluent entre autres les courbes de fragilité des bâtiments existants qui indiquent la probabilité qu'un bâtiment atteigne un certain niveau de dommages ou de performance pour une demande sismique donnée, laquelle est exprimée par l'intensité sismique ou la demande spectrale. Une bonne connaissance du comportement des matériaux, des éléments composant la construction ainsi que celui de l'ensemble du bâtiment est alors indispensable. Lors de la conception d'un ouvrage à construire, toutes les données et caractéristiques ayant une incidence sur son comportement sous action sismique sont généralement disponibles. Dans le cas des bâtiments existants, ces caractéristiques sont souvent non disponibles ce qui induit des incertitudes qui se situent à plusieurs niveaux. L'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existants repose en général sur les renseignements recueillis suite aux dommages causés par les séismes passés (matrice de probabilité de dommages, jugements experts, etc.). En l'absence de données suffisantes, le recours à des modèles analytiques, permettant de prédire les dommages, est une alternative intéressante.

La motivation principale de la thèse est l'évaluation de la vulnérabilité du bâti existant dans la ville de Tizi-Ouzou, située dans la zone sismique IIa suivant la classification parasismique RPA99 version 2003 (sismicité moyenne), pour estimer sa résistance aux séismes ; ceci afin de prendre conscience des risques et des enjeux que peut avoir l'effet d'un tremblement de terre sur la région.

La thèse se compose de six chapitres :

Dans le premier chapitre, nous décrivons le contexte dans lequel nous travaillons. Un aperçu historique, géographique et urbanistique de la ville de Tizi-Ouzou est exposé. Nous présentons par ailleurs les équipements importants et les réseaux vitaux de cette ville ainsi que les caractéristiques de la sismicité de la région.

Le deuxième chapitre présente une synthèse bibliographique. Différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant sont abordées. Une attention particulière est accordée à l'approche numérique et plus particulièrement à la méthode statique non linéaire, push-over.

Le troisième chapitre est consacré au recensement sommaire des principaux composants du bâtiment, et à la définition des différentes typologies qui décrivent le bâti de la zone d'étude. Cette analyse se base sur les données (plans, rapports du sol, rapports d'écrasement de béton) obtenues auprès des différents organismes et l'enquête d'inventaire menée notamment sur les constructions privées.

Au quatrième et cinquième chapitre, nous nous intéressons à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures constituées respectivement d'ossatures en béton armé, et de systèmes mixtes ossatures et voiles en béton armé. Ainsi, en utilisant l'analyse push-over, nous avons tracé, pour chaque typologie, la courbe de capacité qui représente la variation de l'effort à la base de la structure en fonction du déplacement en tête de celle-ci, et nous avons déterminé le point de performance qui caractérise la réponse de l'ouvrage à l'action sismique appliquée. À ces points de performance, correspondent les déplacements maximaux engendrés par l'action sismique.

Au sixième chapitre, nous traçons les courbes de fragilité sismique des différentes typologies définies pour les structures en ossatures en béton armé, en utilisant la méthode HAZUS. Une courbe de fragilité est définie comme la probabilité conditionnelle de défaillance pour une intensité d'excitation du sol donnée. Connaissant le déplacement spectral maximal (résultats de calculs au quatrième et cinquième chapitre), nous déterminons la probabilité d'endommagement d'un type de bâtiments donné, en fonction des quatre niveaux de dommages considérés (légers, modérés, importants et très importants). Nous aboutissons, enfin, à une quantification des dommages subis pour un événement sismique donné.

Chapitre 1 : La ville de Tizi-Ouzou

1.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons la ville de Tizi-Ouzou sous différents aspects. Le cadre géographique, le contexte historique, la population, l'évolution démographique, et la formation du tissu urbain, sont décrits. Une attention particulière est accordée à la sismicité de la zone d'étude. Un bref aperçu des bâtiments et équipement importants, des infrastructures et réseaux vitaux, est exposé. Par ailleurs, les caractéristiques du sol sont abordées en détails, selon les rapports de sol établis par des laboratoires spécialisés.

1.2. Les séismes en Algérie du nord

1.2.1. L'histoire sismique de l'Algérie

Le nord de l'Algérie est affecté par une importante activité sismique (Fig. 1.1) localisée sur les bordures des bassins d'âge Miocène, Pliocène, Holocène et Pléistocène. Ainsi, la ville d'Alger a été détruite par de violents séismes, en 1365, en 1674 et en 1716. La ville de Blida, située à 30 km au sud-ouest de la capitale, a connu le même sort en 1716 et en 1825. La localisation et les caractéristiques géométriques et cinématiques des failles actives de la région d'Alger et de la Kabylie en sont les causes principales par le fait essentiel des déformations quaternaires qui sont associées aux chevauchements des chaînons de l'Atlas tellien et du massif kabyle sur les bassins néogènes post-nappes se prolongeant jusqu'au Quaternaire. La Kabylie, considérée comme asismique, montre des déformations, dans le Quaternaire, qui sont associées aux failles de Drâa El Kremis-oued Tamarir ; et de M'chidellah-Akbou localisée dans la vallée de l'oued Sahel-Soummam. Ces failles sont susceptibles de générer de très forts séismes.

Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes dont certains étaient violents et meurtriers (Fig. 1.2). Nous pouvons citer ceux qui ont touché Oran en 1790 et Gouraya en 1891. Dans une période plus récente, on peut citer les séismes d'Orleansville (09.09.1954), d'El Asnam (10.10.1980), de Constantine (27.10.1985), de Tipaza (29.10.1989), de Mascara (17.08.1994), d'Alger (04.09.1996), d'Ain Temouchent (22.12.1999), de Beni Ouartilane (10.11.2000) et de (Boumerdes-Alger, 2003).

Le séisme du 21 mai 2003, très important, s'est produit dans une zone où l'activité sismique était considérée comme relativement modérée. Une faille importante non cartographiée de l'ordre de quelques dizaines de kilomètres a été à l'origine de ce séisme.

1.2.2. Le contexte tectonique

L'Algérie se situe sur une frontière active de convergence des plaques de l'Afrique et de l'Eurasie (Fig. 1.3). Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par

an entraînant la déformation des bordures septentrionale et méridionale des deux plaques majeures suscitées, conduisant à la formation des chaînes de montagnes atlasique et alpine. Cette déformation génère l'existence de nombreuses failles actives qui jalonnent les régions atlasiques du pays. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagnes nord-africaine (Atlas).

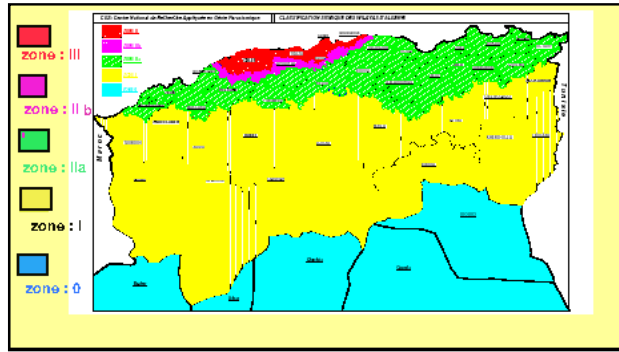


Figure 1.1 : Carte de zonage sismique de l'Algérie selon le RPA99/Version 2003 (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique CGS, 2003).

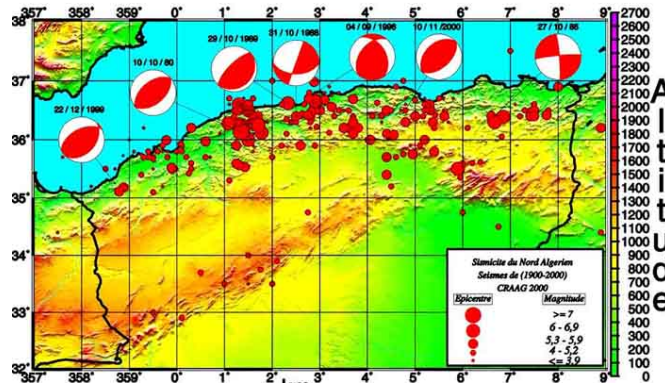


Figure 1.2 : Carte de la sismicité du nord algérien (CRAAG, 2000).

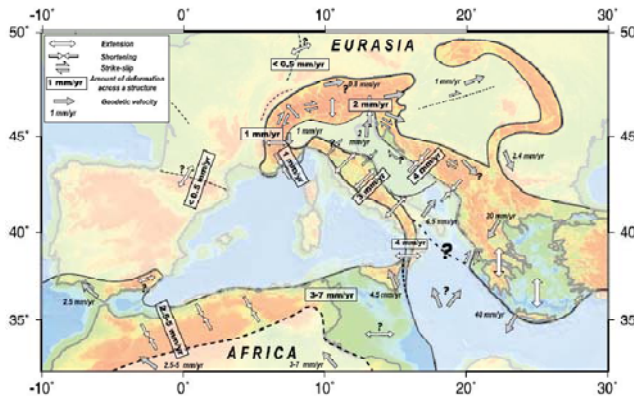


Figure 1.3 : Carte de la cinématique des plaques africaine et eurasiatiques (Nocquet, 2002).

1.2.3. Caractéristiques de la sismicité en Algérie du nord

L'étude des séismes des deux dernières décennies a montré que ces derniers se produisant en Algérie sont en général faibles à modérés (Fig. 1.4). Les séismes algériens sont d'autre part superficiels ne dépassant pas en profondeur les 15 km, ce qui les rend plus perceptibles par la population et donc plus dangereux. Cette activité se concentre essentiellement dans la région nord du pays ; la région tellienne est la plus active. Le zonage effectué indique que les régions d'El Asnam, Oran et Alger sont les plus menacées. On remarque également que l'activité sismique est plus intense dans la région-est du pays que dans les régions centre ou ouest. Certains types de formations géologiques (terrains meubles, formations récentes peu compactées) peuvent également être à l'origine d'amplifications du mouvement du sol lors d'un séisme (effets de site).

La catastrophe d'El Asnam (10 octobre 1980, M=7.3) a permis de démontrer scientifiquement que de violents séismes pouvaient se produire en Algérie du nord et qu'il fallait se munir de normes de construction parasismiques et se doter d'une politique de réduction du risque. Les nombreuses études d'aléas sismiques, entreprises depuis les années quatre vingt, ont permis de caractériser la sismicité (fréquence, intensité...) et d'élaborer les cartes de sismicité de l'Algérie du nord. Les informations recueillies sont d'une extrême importance pour un meilleur aménagement du territoire et pour la réduction du risque sismique.

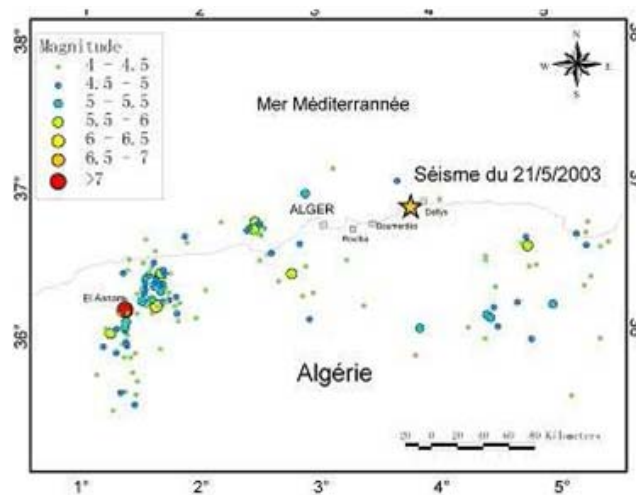


Figure 1.4 : Sismicité de l'Algérie (Source : US Geological Survey USGS).

1.3. Cadre géo-historique de la ville de Tizi-Ouzou

La wilaya de Tizi-Ouzou appartenait à un cadre géo-historique qui a varié selon les vicissitudes de l'histoire et qui dépendait essentiellement des pouvoirs politiques des différents conquérants.

1.3.1. Géographie de Tizi-Ouzou

La commune de Tizi-Ouzou a une superficie de 10 236 hectares. Son relief, caractérisé par environ 60 % de montagnes, 30 % de collines et 10 % de vallées, fait d'elle un point d'articulation entre plaine et montagne du Djurdjura. Elle est limitée au nord par les communes de Sidi Naâmane et Ait Aissa Mimoun ; à l'est par les communes de Ouaguenoun et Tizi Rached ; au sud par les communes de Irdjen, Beni Aissi, Beni Zmenzer et Souk el Tenine ; à l'ouest par les communes de Draa Ben Khedda et Tirmatine (Fig. 1.5).

La commune de Tizi-Ouzou est composée de trois zones de relief. Au nord, le mont de Belloua qui culmine à 496 m. Au centre, des collines qui culminent à 50 m à l'ouest, 187 m au centre, 75 m à l'est et 116 m à l'extrême est. Au sud, le relief devient plus montagneux, c'est le versant nord d'une partie du massif central de la wilaya avec des hauteurs allant de 500 m à plus de 700 m à l'ouest, de 200 m à 596 m au centre et de 100 m à 177 m à l'est.

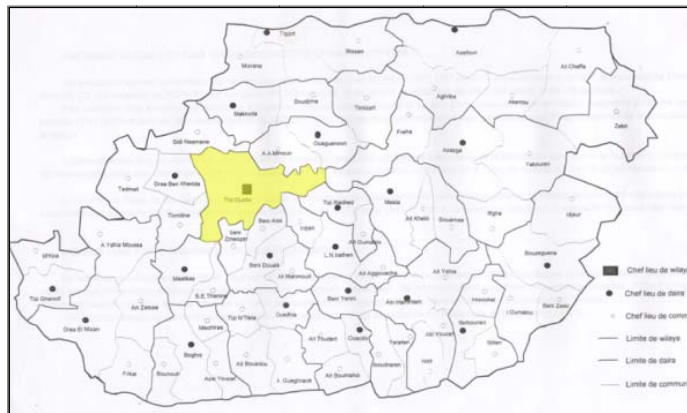


Figure 1.5 : Situation de la commune de Tizi-Ouzou dans la wilaya.

La ville de Tizi-Ouzou s'élève à environ 750 m au nord. Au sud, se trouve le vieux massif des Hasnaoua à plus de 600 m d'altitude. À l'est se situe la vallée du Sébaou à 100 m d'altitude. À l'ouest, juste après le bourg Boukhalfa, la ville s'ouvre sur les petites vallées de Drâa-Ben-Khedda et de Sidi-Nâamane.

Tizi-Ouzou est principalement une ville de commandement administratif et, accessoirement, une zone industrielle et agricole. La ville actuelle constitue le pôle attractif de toute une région ; elle est en effet un important carrefour économique, commercial et administratif.

1.3.2. Contexte historique de Tizi-Ouzou

La ville de Tizi-Ouzou doit son nom à l'aspect végétal de son site. En effet, elle est construite sur un col « Tizi » sur lequel poussent essentiellement des genêts « Azzou » d'où cette appellation « Tizi-Ouzou ».

Première phase

Bien avant l'ère chrétienne, les romains faisaient de Tizi-Ouzou, qui était à l'époque une vallée agricole, un important relais pour atteindre Bougie. À ce moment, la vallée était occupée saisonnièrement par les habitants des villages environnants. En 1640, en occupant Tizi-Ouzou avec la volonté de s'affirmer à l'intérieur de la région, les Turcs choisissent le col des genêts pour en faire un « Bordj militaire » et mieux contrôler la circulation des biens et des hommes après qu'ils aient étendu leur réseau administratif et militaire (Fig. 1.6).

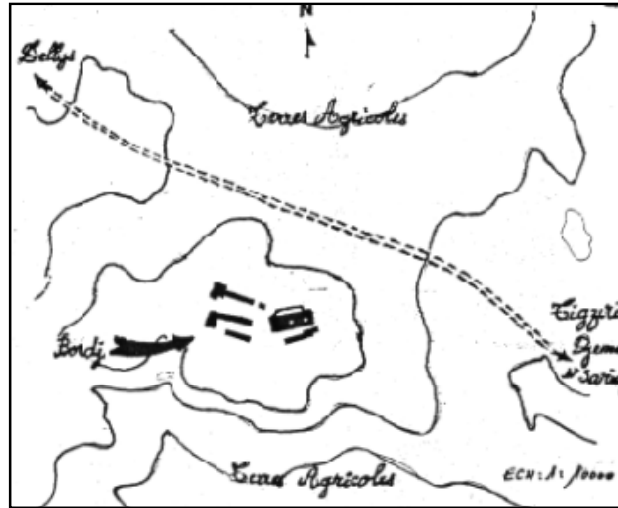


Figure 1.6 : Contexte historique - Première phase.

Deuxième phase

Cette deuxième phase est caractérisée par les prémices d'un village qui doit sa naissance à l'esprit de sécurité que les Turcs créèrent en s'y installant, et au marché hebdomadaire « Sebt Amraoua » qui leur assure la matière à motivation pour devenir sédentaires. C'est ainsi que naquit la « haute ville » aux rues tortueuses, systèmes d'impasses, de places et d'îlots aux formes géométriques irrégulières découlant du parcellaire agricole, avec un bâti dense et horizontal épousant la topographie du terrain (Fig. 1.7).

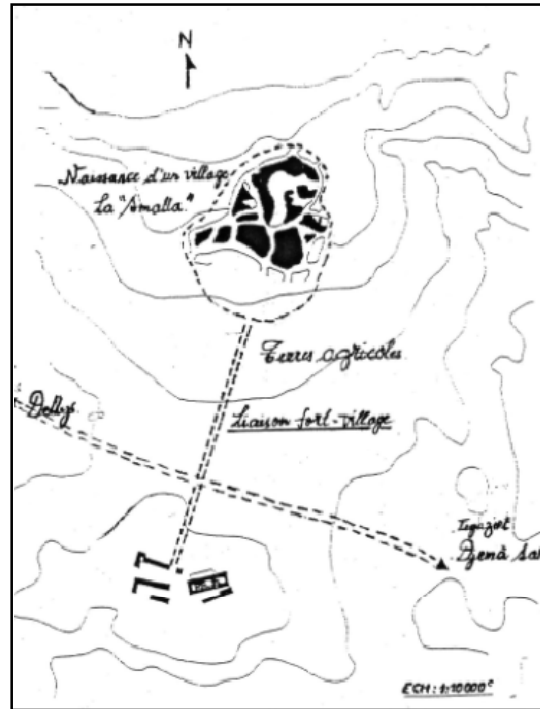


Figure 1.7 : Contexte historique - Deuxième phase.

Troisième phase

De 1848 à 1890, les portes de la Kabylie furent ouvertes aux colons français, le Bordj militaire devient alors « la caserne d'Erlon » et connaîtra une extension (hôpital militaire). Les colons s'installèrent peu à peu dans la vallée afin d'exploiter les richesses agricoles. En 1855, un nouvel espace se dessine et sera structuré par le tracé de la route actuelle (RN12). Celui-ci est caractérisé par un plan en échiquier avec une occupation péricentrale des îlots, leurs alignements sur les voies et la structuration de celles-ci par des équipements au rez-de-chaussée. En 1858, le décret de Napoléon III porte officialisation de la ville de Tizi-Ouzou. Ce nouveau noyau aura connu la première extension à partir de 1858 pour accueillir les Alsaciens venus renforcer l'effectif des colons. Une deuxième forme de développement concerne le tissu traditionnel, suite à la fuite de la population du village qui fut détruit lors de la riposte des français en octobre 1871 après l'insurrection d'El Mokrani en avril de la même année. Ce plan est à la base d'un tracé orthogonal facilitant ainsi son accessibilité et donc son contrôle. L'initiative est laissée aux habitants de construire à leurs manières, c'est ainsi que l'on retrouve certains principes du village traditionnel (Fig. 1.8).

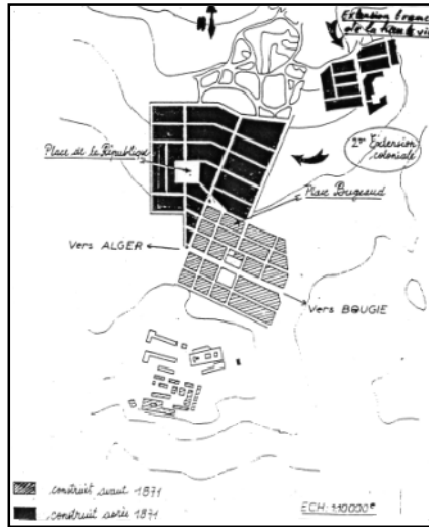


Figure 1.8 : Contexte historique - Troisième phase.

Quatrième phase

De 1890 à 1958, la ville connaîtra un ralentissement dans la production du cadre bâti. On notera l'impacte de la révolution industrielle qui se traduit par la construction de la voie ferrée. À signaler encore la nomination de la ville de Tizi-Ouzou comme chef lieu du département de la grande Kabylie en 1956 et par conséquent la construction d'équipements administratifs, de santé, d'éducation et d'accompagnement et une cité de recasement pour l'habitat. De 1959 à 1962, l'avènement du plan de Constantine introduit de nouveaux principes quant à l'apparition de l'espace urbain tels :

- La mono fonctionnalité des bâtiments et d'ensemble de bâtiments (habitat, équipement,...etc.) ;
- L'apparition de la barre. Et de ce plan naquit la « cité des genêts » (Fig. 1.9).

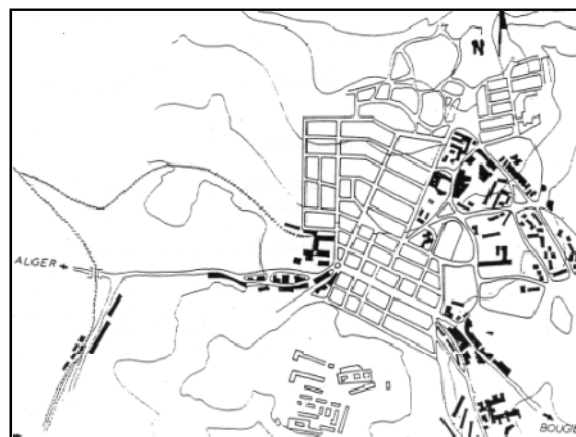


Figure 1.9 : Contexte historique - Quatrième phase.

Cinquième phase

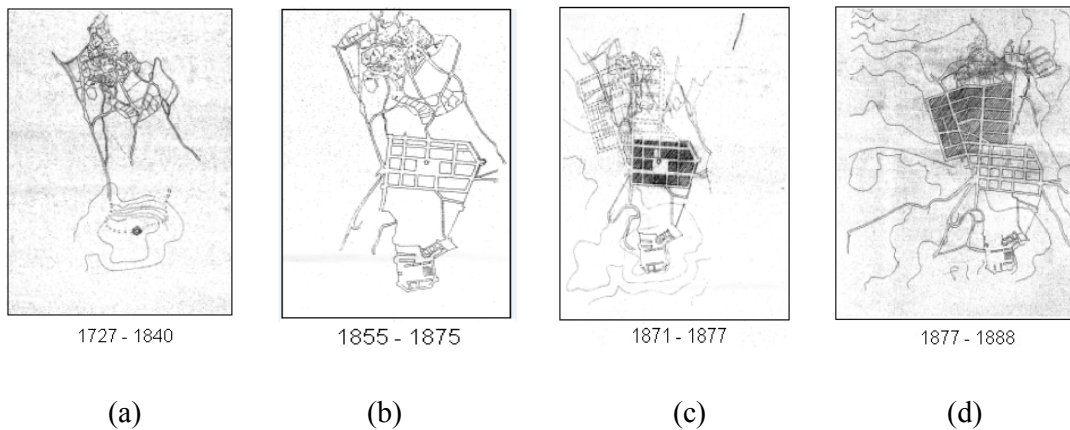
Au lendemain de l'indépendance en 1962 jusqu'en 1968, la production du cadre bâti a connu une phase de stagnation ; à signaler toutefois l'achèvement du plan de Constantine. À partir de 1968, la ville verra un programme riche en équipements qui s'inscrit dans le cadre du « plan spécial » qui donnera un essor considérable pour l'agglomération. Les fonctions que la ville se voit acquérir ainsi que l'exode rural engendrent la mise en route d'importants programmes d'habitat sous forme de groupements se greffant aux tissus existants tels les lotissements à l'est et à l'ouest sur des terres à faible portance, la ZHUN au sud sur des terres agricoles et l'opération de rénovation du centre ville.

Ces réalisations introduisaient donc de nouvelles formes de développement urbain contrastant avec le contexte urbain déjà en place. L'incohérence entre les divers tissus, l'inexistence de la « ville » dans les tissus récents ont provoqué le phénomène de centralisation des équipements dans le noyau colonial (Fig. 1.10).



Figure 1.10 : Contexte historique - Cinquième phase.

Les Figures (1.11a à 1.11g) schématisent le développement historique de la ville entre 1727 et 1975.



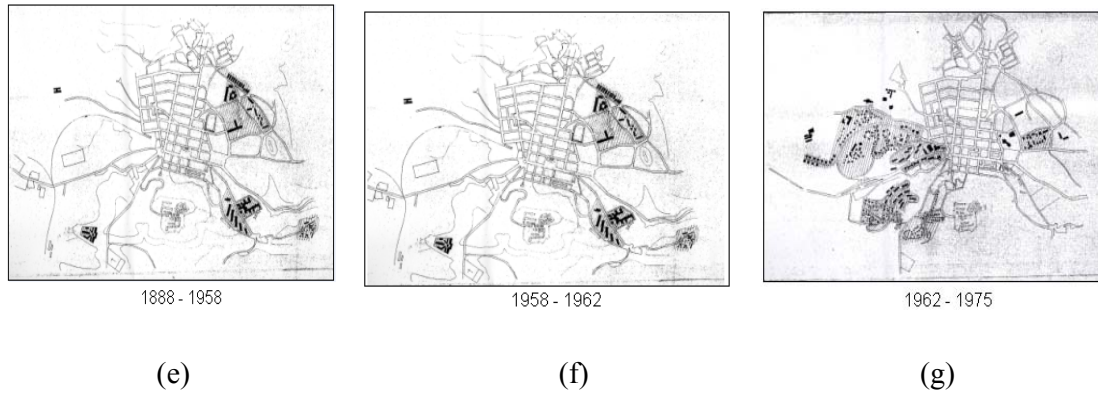


Figure 1.11 : Développement historique de la ville de Tizi-Ouzou
(Source : Archives de la wilaya).

1.4. Formation du tissu urbain de Tizi-Ouzou

Les étapes les plus significatives dans l'évolution du tissu urbain de Tizi-Ouzou sont les suivantes [P.D.A.U. T.O.] :

a) La création du village traditionnel des « Amraoua » en 1640, conséquemment à la division des terres agricoles des alentours et au transfert, par les Turcs, du Souk Sebt d'Oued Falli, près de Draa Ben Khedda, vers Tizi-Ouzou.

b) L'époque ottomane est représentée essentiellement par le Bordj de Tizi-Ouzou érigé en 1720 et symbolisant le pouvoir militaire et commercial turc. Ce bordj, traversé par la route Alger-Béjaia, permettait le contrôle des populations locales, des terres agricoles de la vallée de l'oued Sébaou ainsi que du grand marché « Souk Sebt ».

c) L'époque coloniale est caractérisée par l'occupation qui a commencé par les infrastructures de défense et de contrôle laissées par les turcs. Le village de fondation coloniale a commencé à être érigé en 1855 à la limite sud du village des Amraoua et a connu une urbanisation accrue à partir des événements de 1871 et de l'extension de la colonisation en Kabylie (Fig. 1.12).

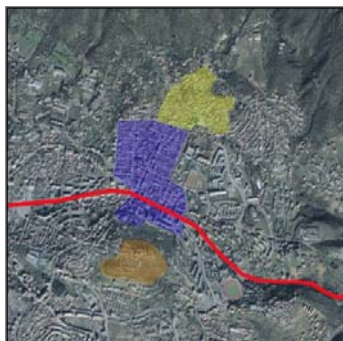


Figure 1.12 : Les 03 premières étapes de l'évolution du tissu urbain de Tizi-Ouzou [tirée du P.D.A.U. T-O] (On distingue: en haut, le village des Amraoua ; en bas, le Bordj Türk ; au centre, le tissu colonial).

En 1958, le plan de Constantine a doté Tizi-Ouzou d'opérations de développement. Celle-ci amorce alors le premier grand déséquilibre et désarticulation de son tissu. L'éclatement de la ville dans toutes les directions marque une rupture au niveau de sa morphologie. On assiste à la réalisation des premières HLM à Tizi-Ouzou : les Genêts, les Fonctionnaires et le Cadi. La ville s'agrandit dans les directions est et ouest, perdant ainsi ses limites. La ville sera divisée en cinq zones fonctionnelles, par suite de l'application du système fonctionnaliste (zoning). On distingue ainsi la zone d'équipements socio-éducatifs au nord-ouest ; la zone administrative et d'habitat à l'est ; la zone sanitaire au sud-est ; la zone de dépôt et d'activités à l'ouest et une seconde zone sanitaire au nord (sanatorium) (Fig. 1.13).



Figure 1.13 : *Le 1^{er} éclatement de la ville en 1958 [tirée du P.D.A.U. T-O]
(On distingue, en bleu foncé, l'emprise des projets initiés par le plan de Constantine
et la première désarticulation du tissu urbain).*

d) Durant l'époque postcoloniale ; le processus d'urbanisation a été accéléré à partir de 1968 par le programme spécial qui a donné lieu à des réalisations significatives, telles que la cité administrative ; les hôtels Lalla Khedidja et Belloua ; le stade de 1er novembre ; les instituts ITE et ITHT ; la cité psychiatrique de Oued Aïssi ; l'abattoir ; les gares ferroviaire et routière.

C'est le deuxième plan quadriennal (1974-1977) qui donnera à la ville de Tizi-Ouzou l'envergure d'une capitale régionale et l'élément d'une stratégie de développement et d'équilibre régional. Ce nouveau statut urbain a engendré la réalisation d'une université, d'un centre hospitalo-universitaire, de plusieurs centres de formation professionnelle et instituts de technologie ainsi que des sièges d'entreprises nationales.

En matière d'habitat, Tizi-Ouzou a bénéficié d'un vaste programme d'habitat urbain concentré au sud du Bordj, dénommée « ZHUN Sud » ou plus communément « Nouvelle ville ». L'implantation de la ZHUN et la création du centre universitaire dans la zone sud ont fait croître la ville vers le sud (Fig. 1.14).



Figure 1.14 : *Le 2^{ème} éclatement de la ville : 1968 et 1974/77 [tirée du P.D.A.U. T-O] (On distingue, en bas, la ZHUN Sud et, en bleu, les projets ponctuels du plan spécial de 1968).*

Une rupture nette se produit entre la zone nord de Tizi-Ouzou et sa partie sud : trois entités spatiales bien distinctes se forment : l'entité tissu traditionnel « ou haute ville », en marge du développement économique et exclusivement résidentiel ; l'entité « centre ville » qui regroupe toutes les fonctions et activités du chef-lieu de wilaya ; et la « nouvelle ville », cité sous équipée et dépendante du centre ville du point de vue fonctionnel.

La périphérie de la ville de Tizi-Ouzou se développe et s'agrandit de plus en plus. Elle enserre le quartier central de la ville dont le pouvoir d'attraction s'accroît par le sous-équipement du reste de l'espace urbain. Un tissu industriel et résidentiel est amorcé à l'ouest de la ville puis à l'est, vers Oued Aïssi.

En 1990, l'état révisé sa politique foncière et libère le marché foncier. La densification qui se remarque à l'échelle de toute la ville prend des formes différentes, cela va de la récupération des terrains publics ou privés, livrés à une occupation anarchique, jusqu'à l'établissement systématique de quartiers entiers généralement sous forme de lotissements imposant une croissance dans diverses directions de la ville (Fig. 1.14bis). Entre 1995 et 2003, on enregistre l'approbation de quarante lotissements à Tizi-Ouzou dont vingt sont privés.



Figure 1.14bis : *Le 2^{ème} éclatement de la ville - planche complémentaire [tirée du P.D.A.U. T-O] (On distingue, en jaune les lotissements de la ville de Tizi-Ouzou participant à l'éclatement de la ville).*

1.5. Population – Données démographiques

1.5.1. Évolution démographique

En 1954, la population de la commune de Tizi-Ouzou était de 5 772 habitants. En 1962, elle passe à 23 000 habitants, soit une augmentation d'environ 400%. Le plan spécial de 1968 et les différents plans de développement économique ont impulsé une urbanisation accrue de la ville ; la population de cette commune est passée à 101 865 habitants en 1990, dont 64 450 pour l'agglomération de Tizi-Ouzou. Après 1990, c'est la période de passage vers l'économie de marché consacrée par la promulgation des textes de référence suivants : la constitution de 1989 qui reconnaît et garantit la propriété privée ; la loi n° 90-29 relative à l'aménagement et à l'urbanisme qui introduit une nouvelle politique en matière de gestion et d'utilisation de l'espace, permettant la privatisation des sols et la libération des transactions foncières, suivie par la promulgation des décrets exécutifs n° 91-175, 91-176, 91-177 et 91-178 qui en précisent les modalités d'application. Durant cette période, la population est passée de 101 865 habitants en 1990 à 144 036 habitants en 2005 [P. D. A. U. T-O].

L'Algérie a réalisé son cinquième recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) durant la période du 16 au 30 avril 2008, dont les résultats permettent de disposer, au niveau communal, des indicateurs suivants :

- la structure par âge et par sexe de la population résidente des ménages ordinaires et collectifs et le taux d'accroissement ;
- la structure de cette population selon les caractéristiques socio démographiques ; la situation matrimoniale, le niveau d'instruction et l'analphabétisme ainsi que l'activité économique ;
- la répartition des ménages, la taille moyenne et l'équipement des ménages ;
- le volume et la structure du parc logement total, du parc logement habité et les commodités des logements habités en éléments de confort et de rattachement aux réseaux : électrique, de gaz naturel, d'assainissement et de l'eau potable.

1.5.2. Population

Tableau 1.1 : La population selon le sexe (Source : ONS).

<i>Population résidente des ménages ordinaires et collectifs (MOC) selon le sexe, et le taux d'accroissement annuel moyen (1998-2008) / commune de Tizi-Ouzou</i>			
Masculin	Féminin	Total	Taux d'accroissement
67486	67602	135088	1,5
Total des communes : 564974	562633	1127607	0,2

Tableau 1.2 : Répartition de la population selon la dispersion (Source : ONS).

<i>Répartition de la population résidente des ménages ordinaires et collectifs, selon la dispersion /commune de Tizi-Ouzou</i>			
Agglomération Chef Lieu (ACL)	Agglomérations Secondaires (AS)	Zone Éparse (ZE)	Total
104312	27612	3164	135088
Total des communes : 585775	444795	97037	1127607

Tableau 1.3 : La population par âge et par sexe (Source : ONS).

<i>Population résidente par âge et par sexe/commune de Tizi-Ouzou</i>							
Groupe d'âge	Masculin	Féminin	Total	Groupe d'âge	Masculin	Féminin	Total
0-4 Ans	5086	4874	9960	50-54ans	3469	3228	6697
5-9 ans	4400	4358	8758	55-59 ans	3030	2640	5670
10-14 ans	5057	4709	9766	60-64 ans	1855	1875	3729
15-19 ans	5683	5557	11240	65-69 ans	1472	1691	3163
20-24 ans	6993	6890	13882	70-74 ans	1019	1312	2331
25-29 ans	7262	7254	14516	75-79 ans	798	1073	1870
30-34 ans	6296	6407	12703	80-84 ans	447	622	1069
35-39 ans	5617	5717	11334	85 ans & +	360	581	941
40-44 ans	4946	5185	10131	ND	83	125	208
45-49 ans	3613	3505	7118	Total	67486	67602	135088

- La population féminine de la commune de Tizi-Ouzou représentait 50,04 % et celle masculine 49,96 % du total de la population ;
- La population âgée de 15 à 59 ans représentait 69,06 % ;
- La population âgée de 60 ans et plus ne représentait que 9,85 % de la population.

Tableau 1.4 : Niveau d'instruction de la population (Source : ONS).

<i>Structure relative de la population résidente des ménages ordinaires et collectifs âgée de 6 ans et plus selon le niveau d'instruction (ensemble des 2 sexes)/commune de Tizi-Ouzou</i>						
Sans Instruction	Alphabétisé	Primaire	Moyen	Secondaire	Supérieur	ND
13.9	0.1	23.2	27.6	20.6	13.8	0.8
Total : 20,7	0,1	24,7	28,8	15,8	9,2	0,6

Tableau 1.5 : Taux de scolarisation de la population âgée de 06 à 14 ans (Source : ONS).

<i>Population scolarisable, scolarisée et taux de scolarisation de la population résidente des ménages ordinaires et collectifs, âgée de 6 - 14 ans selon le sexe/commune de Tizi-Ouzou</i>								
Masculin			Féminin			Total		
Scolarisés	06-14 ans	Taux de scolarisation	Scolarisés	06-14 ans	Taux de scolarisation	Scolarisés	06-14 ans	Taux de scolarisation
8170	8608	94,9	7799	8197	95,1	15969	16804	95,0
Total des communes : 68834	72890	94,4	66108	69507	95,1	134942	142397	94,8

Tableau 1.6 : Taux de scolarisation de la population âgée de 06 à 15 ans (Source : ONS).

<i>Population scolarisable, scolarisée et taux de scolarisation de la population résidente des ménages ordinaires et collectifs, âgée de 6- 15 ans selon le sexe/commune de Tizi-Ouzou</i>								
Masculin			Féminin			Total		
Scolarisés	06-15 ans	Taux de scolarisation	Scolarisés	06-15 ans	Taux de scolarisation	Scolarisés	06-15 ans	Taux de scolarisation
9143	9702	94,2	8780	9246	95,0	17923	18948	94,6
Total des communes : 78045	83476	93,5	75442	79652	94,7	153487	163128	94,1

- Le taux d'analphabétisme de la population âgée de 10 ans et plus est évalué à 14,8 % (masculin : 8,3 % ; féminin : 21,2 %), tandis que le taux d'alphabétisation atteint 84,9 % (masculin : 91,4 % ; féminin : 78,4 %). Pour la population âgée de 15 ans et plus, ces taux deviennent respectivement 16,0 % (masculin : 8,9 % ; féminin : 22,9 %) et 83,7 % (masculin : 90,85 % ; féminin : 76,70 %).
- Le taux d'activité de la population résidente des ménages ordinaires et collectifs âgée de 15 ans et plus est de 51,2 %.

1.5.3. Logement

Tableau 1.7 : Répartition des logements selon la dispersion (Source : ONS).

<i>Répartition du parc logement total des ménages ordinaires et collectifs MOC selon la dispersion/commune de Tizi-Ouzou</i>			
ACL	AS	ZE	Total
26687	5367	550	32604
Total des communes : 142844	103160	23700	269704

Tableau 1.8 : Répartition des logements selon le statut d'occupation (Source : ONS).

<i>Répartition du parc logement total des MOC selon le statut d'occupation du logement, et le taux d'occupation du logement (TOL)</i>					
Habité	Logement secondaire	Inhabité	À usage professionnel	Total	T O L
24161	3372	4217	854	32604	5,6
Total des communes: 185497	42799	39232	2176	269704	6,1

Tableau 1.9 : Répartition des logements selon le type de construction (Source : ONS).

<i>Répartition des logements habités selon le type de construction</i>						
Immeuble	Maison individuelle	Maison traditionnelle	Autre ordinaire	Construction Précaire	ND	Total
10044	11069	1304	244	452	1048	24161
Total des communes : 24272	134061	19608	2082	1762	3712	185497

1.6. Bâtiments et équipements importants

1.6.1. Bâtiments

Les structures en béton armé sont prédominantes (Fig. 1.15). Celles-ci sont soit en portiques avec remplissage en maçonnerie (structures autostables), soit en voiles, soit mixtes (portiques et voiles). L'introduction des voiles dans les constructions, de hauteur dépassant les valeurs limites définies par les règles parasismiques algériennes, est devenue impérative après le séisme de Boumerdes en 2003. En seconde position, on trouve les constructions en maçonnerie (Fig. 1.16) situées en grande partie au centre ville. Les structures en charpente métallique demeurent relativement rares.

Les bâtiments sont classés selon les périodes de construction, à savoir, avant 1981, 1981-1999, 1999-2003, et après 2003. Ces dates définissent les principales périodes d'évolution des règles parasismiques appliquées en Algérie. Le premier code parasismique appelé « Recommandations AS55 » a été établi en 1955 après le séisme de 1954 d'El Asnam. Durant les années 60, les actions sismiques étaient données par le DTU « Règles PS 69 ». Suite au séisme d'EL-ASNAM du 10 octobre 1980, le C. T. C. a adjoint un additif intitulé « complément aux règles PS69 » aggravant les coefficients sismiques. Les premières règles parasismiques algériennes, inspirées des règlements américains et plus particulièrement du règlement californien, sont apparues en 1981 (RPA81). Ce règlement a connu des révisions successives durant les années 1983 (RPA81 version 83), 1988 (RPA88), 1999 (RPA99) et 2003 (RPA99 version 2003) suite au séisme de Boumerdes du 21 mai 2003.



Figure 1.15 : Structures en béton armé.



Figure 1.16 : Structures en maçonnerie.

1.6.2. Équipements importants

Le Tableau 1.10 donne les principaux équipements existants ainsi que les P.O.S. auxquels ils appartiennent (Source : cartes des P.O.S.) :

Tableau 1.10 : Principaux équipements.

<i>Équipements</i>	<i>P.O.S.</i>
École paramédicale, Bordj – caserne.	PU01
Maison de culture, CNEP, Mosquée, OPGI, BNA, Tribunal, Stade R-Oukil, École Laimeche, Clinique Sebihi, Mosquée, École Baidi, Maison de Jeunes, CFPA, Daïra, Hôtel Lala Khedidja, Commerce.	PU02
École primaire Mekachere, École primaire S-Ouatiki, Centre santé A-Soltane, Mosquée Lala Saida, CNET filles, Hygiène scolaire, CEM Hamoutene, Siège PTT, Auberge de jeunes, Institut Hôtellerie, École primaire, CEM. M-Feraoun, CFA.	PU03
École Babouche.	PU14
Hôtel Amraoua, Piscine olympique, Annexe université, CEM Lotfi, CFPA, Académie, Annexe lycée, Cadastre, Maison de jeunes.	PU15
CFPA, École Belhocine.	PU16
EDIMCO.	PU17
Siège SONELGAZ, Théâtre, Siège APC, Hôtel Belloua.	PU04
Gare routière, Centrale de police, Palais de justice, Siège ENIEM, Siège banque, Abattoir.	PU05
PTT, CNAC, Poste.	PU06
Gare ferroviaire, URTO, lycée Abane Ramdane, Centre de rééducation, Ex. marché de gros, École primaire.	PU07
Lycée El Khensa, I.L.E Didouche-M, Lycée Amirouche, EDIED, EDIPAL, ENADITEX.	PU18
École primaire, Cimetière chrétien, CEM S-Amioud.	PU8-1
Université Mouloud Mammeri.	PU8-2
Mosquée, Antenne P&T, Écoles primaires (2), Lycée technicum, Salle de sport S-Tazrout, Annexe mairie.	PU8-4
BASTOS pôle Technologique.	PU8-6
École biomédicale, Station d'épuration.	PU09
Institut d'architecture, Station services, Briqueterie.	PU27
Monument du Moudjahid, Cité universitaire M'Douha, Cimetière M'Douha.	PU12
École Zemirli.	PU13
C.E.T, Gare intermédiaire, Centre de transit, École fondamentale base 7, École primaire, Complexe mère enfant.	PU35

1.7. Infrastructures et réseaux vitaux

1.7.1. Infrastructures

La ville de Tizi-Ouzou est le lieu d'aboutissement de quatre routes nationales et de cinq chemins de wilaya :

- la route nationale n° 12 venant d'Alger et allant à Azazga et Bejaïa ;
- la route nationale n° 72 venant de Tigzirt et Makouda ;
- la route nationale n° 30 venant des villages des Ouadhias et Beni-Yenni ;
- la route nationale n° 15 venant de Larbaa Nath Irathen et Ain Elhammam ;
- du chemin de wilaya n° 128 venant de Draa El Mizan ;
- du chemin de wilaya n° 100 venant de Béni Douala ;
- CW 147, CW 02 et CW 174.

La configuration du carrefour « Gare Routière », situé à l'entrée de la ville de Tizi-Ouzou sur la route nationale RN12, et sa liaison avec le boulevard STITI (utilisé par les poids lourds) engendrait un nombre considérable de conflits et de mouvements. Cette situation a amené l'administration locale à lancer une réflexion permettant de régler le problème de circulation routière d'où l'étude du C.N.E.T. (Centre National d'Étude de Transport). Ainsi, il a été procédé à la création d'un carrefour en T au niveau de l'axe principal de la RN12 et le boulevard STITI et une trémie (2002) d'environ 220 m de longueur a été réalisée.

Le flux routier a également connu ces dernières années un niveau de saturation maximal dans la ville de Tizi-Ouzou. À cet effet, deux autres trémies ont été réalisées pour assurer une bonne fluidité du trafic, l'une (2003) d'une longueur totale d'environ 211 m au centre ville de Tizi-Ouzou et l'autre (2004) d'une longueur totale de 195 m au Carrefour Djurdjura sur la même route RN12 en allant vers Azazga.

Pour atténuer le problème d'engorgement du centre ville, qui entraîne des entraves considérables à la circulation des véhicules et crée une situation inconfortable et dangereuse pour les piétons, un ensemble d'ouvrages intitulé « ROCADE SUD » a été réalisé (à partir de 2004). Celui-ci passe par le sud de la ville de Tizi-Ouzou dont le début se trouve sur la RN12 à Boukhalfa et sa fin est située à Abid Chamlal. La rocade sud comprend une série d'ouvrages d'art en béton précontraint :

- un ouvrage sur oued Aguemoune (passage supérieur) d'une longueur totale d'environ 37 m ;
- un échangeur sur CW100 (passage inférieur) d'une longueur totale d'environ 66 m (Fig. 1.17);
- un échangeur sur RN12 (passage supérieur) de 47 m de longueur ;
- un échangeur sur CW147 (passage supérieur) de 52 m de longueur (Fig. 1.17);
- un ouvrage sur CW 02 (passage inférieur) de 96 m de longueur ;
- un ouvrage d'art sur CV03 (passage supérieur) d'environ 72 m de longueur.

Le carrefour du 20 Avril (2004-2005) de Tizi-Ouzou est situé à l'intersection de deux rues (rue des frères OUAMRANE au nord et rue des frères BELHADJ à l'ouest) et deux boulevards (boulevard BEGAZ au sud et boulevard Krim BELKACEM à l'est) qui sont sollicités par des trafics considérables, ce problème est accentué par l'ouverture de la rocade sud. Ceci a motivé la réalisation d'un pont en double arches. Un passage inférieur reliant la cité universitaire HASNAOUA et le centre BIOMEDICAL permet aux étudiants de traverser sans trop de risque. Un pont sur l'oued Sebaou, en béton précontraint d'une longueur de 168 m, a été construit après les crues du mois de décembre 2002 qui ont endommagé le pont de Bougie (chute des deux piles).

Notons que ces différents ouvrages sont relativement récents et datent d'après l'an 2000. Tizi-Ouzou compte également un ensemble d'anciens ouvrages tels : ouvrages sur oued Sebaou, sur oued Tizi-Ouzou et sur oued Chile, passage supérieur (1980), passage inférieur (1986) et ouvrage sur oued Aguemoun (1987).

Une expertise technique approfondie des ouvrages d'art de Tizi-Ouzou a été réalisée par la S.E.T.S. (Société d'Études Techniques de Sétif). Le diagnostic de ces ouvrages a mis en évidence des affouillements des lits des oueds en aval et parfois sous la tête d'ouvrages ainsi qu'autour des piles ; des insuffisances de structure (insuffisance de ferrailage, manque de capacité portante de sol, mauvaise qualité du béton, absence de joints de chaussées et trottoirs, insuffisance ou mauvais choix de protection des culées) ; des insuffisances d'entretien, de protection et de conception (faible largeur des murs en retour, gabion posé sur sol support déformable et affouillable, profondeur très faible des fondations superficielles et des socles de fondations profondes, non respect des règles de conception en vigueur).



Figure 1.17 : *Ouvrages d'art (à gauche : ouvrage sur CW100 ; à droite : ouvrage sur CW147).*

1.7.2. Réseaux vitaux

Alimentation en eau potable (Fig. 1.18)

L'infrastructure de mobilisation des eaux de Tizi-Ouzou est extrêmement importante et complexe en termes d'équipements et de répartition spatiale. Ceci est la conséquence des besoins en eau extrêmement élevés et de la morphologie très accidentée de l'agglomération. La ville tire ses ressources principalement des eaux souterraines des alluvions de l'oued Sebaou, et des eaux de surfaces provenant du barrage de Taksebt construit sur l'oued Aissi à quelques kilomètres au sud-est du chef lieu de wilaya et du barrage Souk Tleta (en prévision) sur l'oued Bougdoura au sud-ouest de Tizi-Ouzou. Partant de plusieurs champs de captages, une série d'adduction alimente une multitude de réservoirs par le biais d'un ou parfois plusieurs niveaux de pompage. Trois des champs de captage sont actuellement en exploitation pour l'alimentation de la ville et des agglomérations avoisinantes :

- Champ de captage du pont de Bougie situé à l'est de la ville de Tizi-Ouzou, en amont du pont de Bougie ;
- Champ de captage de l'oued Aissi situé au sud-est de la ville, à l'amont du champ de captage du pont de Bougie ;
- Champ de captage de Boukhalfa à l'ouest de la ville de Tizi-Ouzou, en contrebas de la ville de Boukhalfa.

L'infrastructure de stockage de la ville de Tizi-Ouzou est relativement importante. Elle totalise dix-neuf (19) réservoirs au sol en béton, semi-enterrés et circulaires, excepté le réservoir du centre ville qui est carré. Ceci donne une capacité globale de 24700 m³. Il a été constaté que le réseau d'adduction a un linéaire global de 34110 ml sur lesquels 26696 ml, soit 78.26 %, sont en acier, 4293 ml, soit 12.58 %, sont en amiante ciment, 2650 ml, soit 7.77 %, sont en fonte et 471 ml, soit 1.38 %, sont en PVC. Sur les 34110 ml de conduite, 15200 ml (45%) concerne le réseau refoulement et 18910 ml (55%) le réseau gravitaire. Par ailleurs, le réseau de distribution a un linéaire global de 94644.57 ml, parmi lesquels il y a 36025.57 ml, soit 38.06 %, en acier, 41827.65 ml, soit 44.20 %, en amiante ciment, 15652.97 ml, soit 16.54 %, en fonte et 1138.38 ml, soit 1.20 %, en PVC. Le réseau est en effet à 80 % en acier et amiante ciment. L'amiante ciment se trouve principalement au centre ville, la fonte à la haute ville et partiellement dans la nouvelle ville, le PVC dans le quartier Bouaziz (Source : Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Tizi-Ouzou DHW).

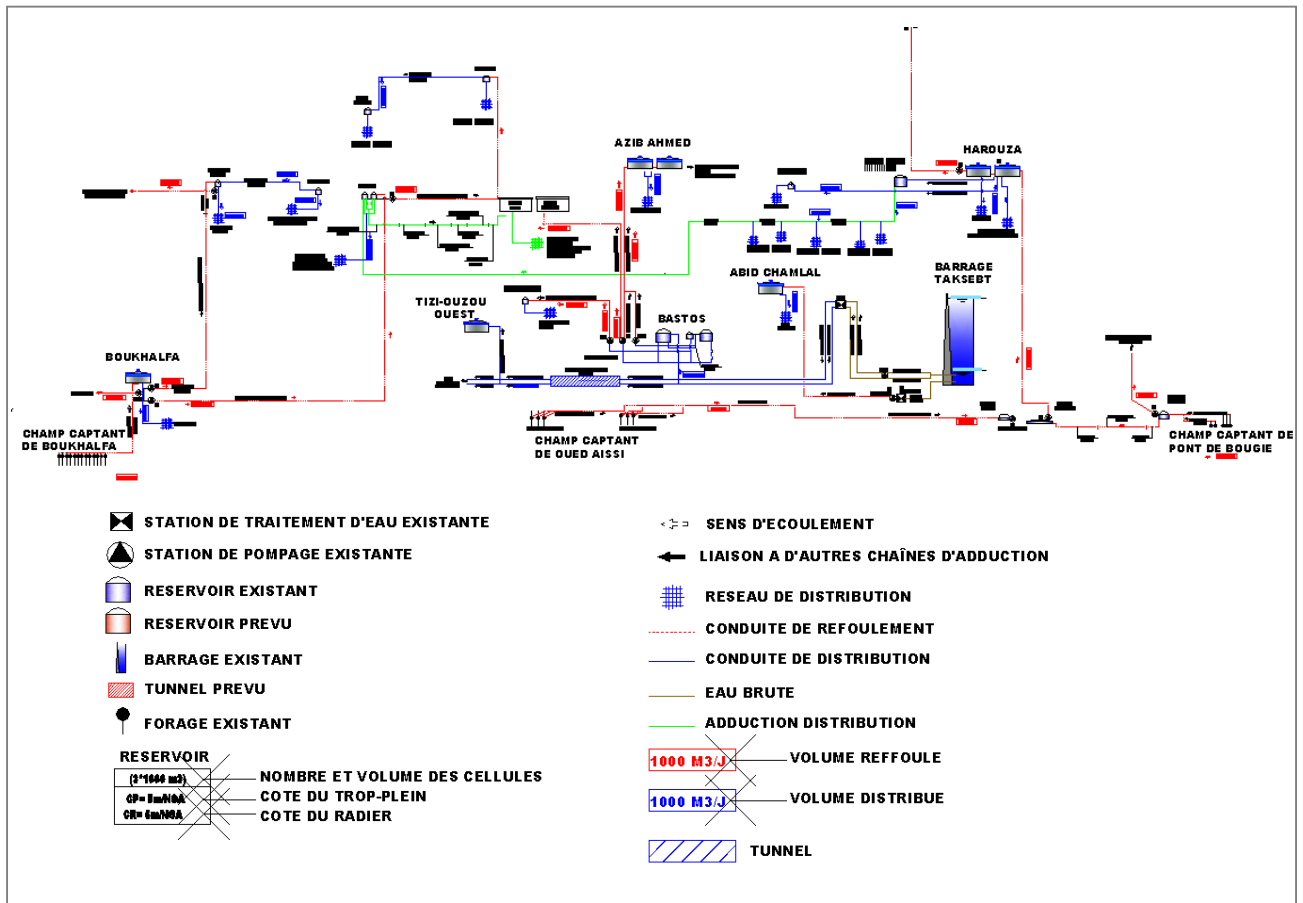


Figure 1.18 : Système d'alimentation en eau potable de la ville de Tizi-Ouzou (Source : Algérienne Des Eaux - ADE).

Gaz (Fig. 1.20)

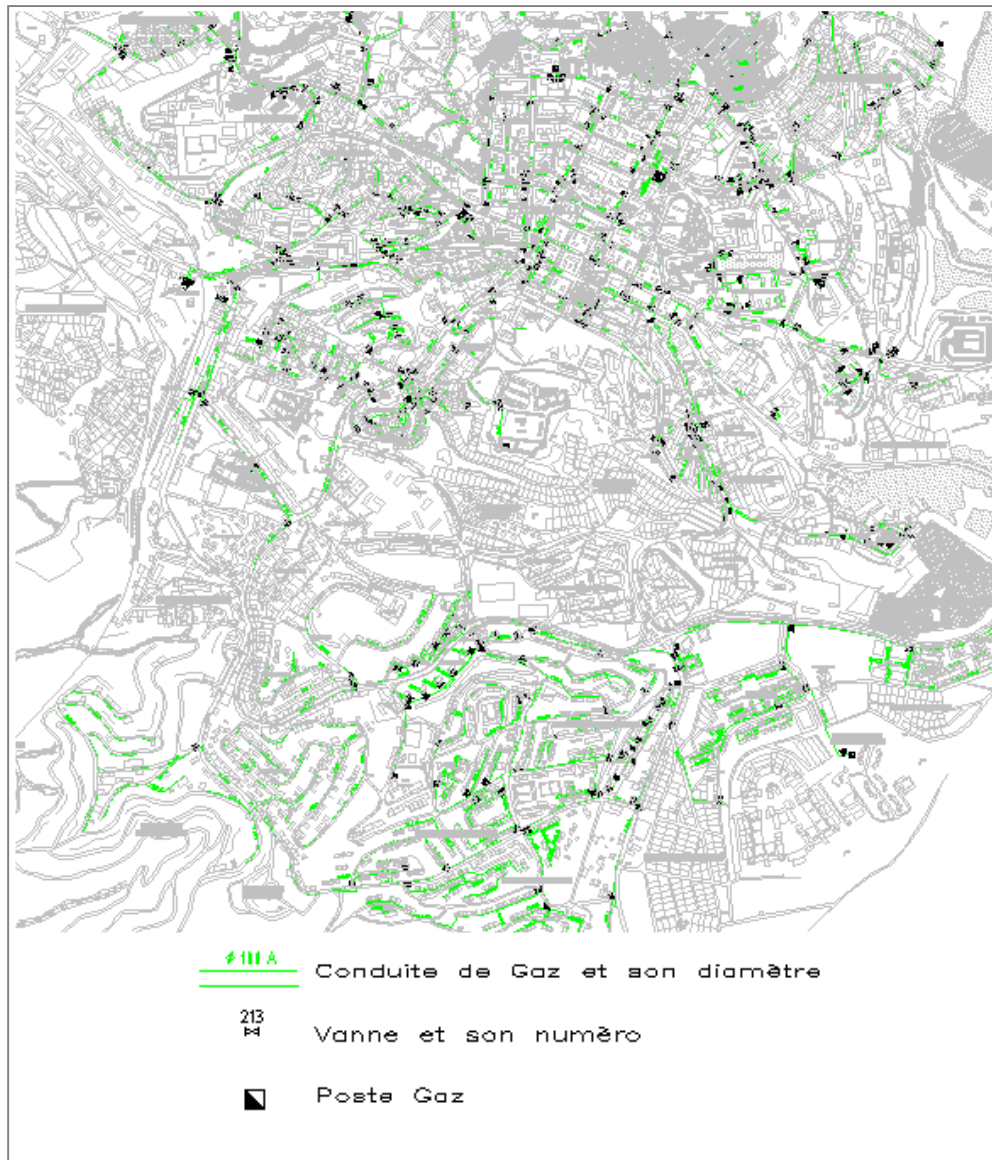


Figure 1.20 : Réseau de gaz de l'agglomération de Tizi-Ouzou
(Source : SONEGGAZ).

La géologie de la zone où est bâtie la ville de Tizi-Ouzou, peut être synthétisée comme suit (Fig. 1.22) :

La formation dominante est représentée par les marnes du miocène post-nappes d'âge : Langhien-Serravalien. Elle se présente sous forme d'un synclinorium d'axe est-ouest. Cette formation repose normalement sur les grès du miocène dont les affleurements sont observables au nord et au sud de la ville. Au nord, ces grès sont recouverts anormalement par des formations métamorphiques représentées par les schistes et micaschistes des massifs de Belloua et Aïssa-Mimoun. Le miocène pos-nappes est recouvert par des éboulis dans l'axe nord-sud.

Des buttes témoins d'alluvions anciens (terrasses alluviales) de l'oued Sébaou s'observent au niveau des reliefs de la caserne, de la nouvelle ville (au niveau du boulevard Krim Belkacem) et de la maison de la culture.

La pente des terrains varie de 3 % à 12 % dans la zone centrale, de 12 % à 25 % dans la partie sud, et dépasse généralement 25 % au nord de la ville. À l'exception du nord, la ville de Tizi-Ouzou se trouve à des altitudes ne dépassant généralement pas 400 m.

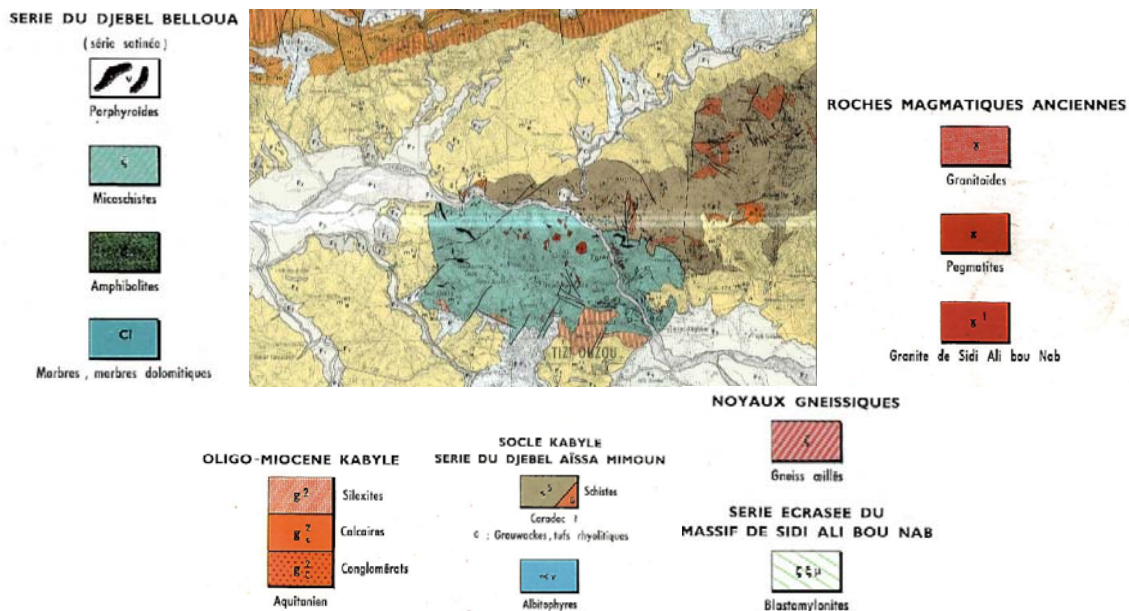


Figure 1.22 : Extrait de la carte géologique, Dellys-Tizi-Ouzou à 1/50.000 (Source : Institut National de Cartographie).

1.8.1 Quelques résultats d'études de sol (Extraits des rapports géotechniques)

Est de la ville

Les différents sondages effectués à l'extrémité est du boulevard Krim Belkacem (Fig. 1.23) ont mis en évidence une couverture marneuse traversée par des passages sableux ; des dépôts très épais d'alluvion constitué de galets d'oued, de sable et cailloux ; et une assise de marne bleue gisant à différentes profondeurs. Les sols, à l'exception de l'assise de marne, sont de qualité médiocre. La couverture alluvionnaire est formée de terrains sous consolidés, de faible portance, pouvant être sujet à des tassements absolus et différentiels. Le long du boulevard, se trouve une zone de fortes accumulations d'alluvions formées de galets, sable et limons, succédant le plus souvent à des argiles graveleuses. Par ailleurs, la nappe phréatique est omniprésente dans cette zone.

À la sortie est de la ville de Tizi-Ouzou, où se situe le siège de la protection civile, se trouve une vaste plaine alluviale caractérisée par une topographie très douce. Le site est formé d'un substratum marneux profond (> 9 m) recouvert par des dépôts alluvionnaires constitués par des limons, sables et galets de taille variable transportés et posés par les affluents de l'oued Sébaou. Les essais au pénétromètre dynamique font ressortir des sols dotés dans l'ensemble de résistance médiocre, principalement dans la tranche superficielle jusqu'à 4.00 m de profondeur.

À la sortie est de la ville, du côté M'DOUHA, les marnes ($\sigma_{sol} = 4,0$ bars) sont compactes, dures (semi-roches) à cassures conchoïdales et surmontées d'une couche d'alluvions.

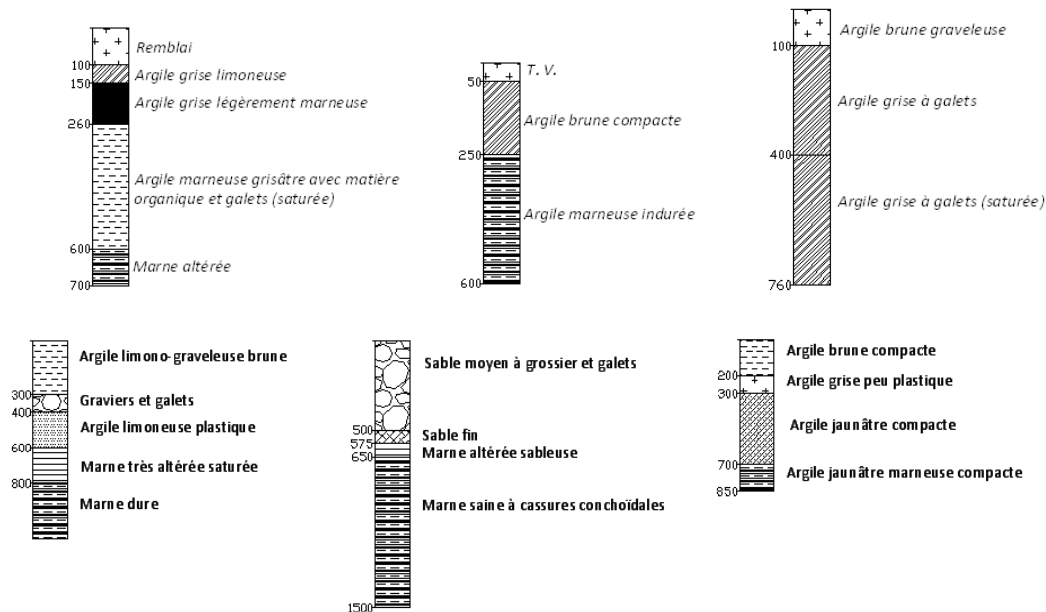


Figure 1.23 : Quelques sondages effectués le long du boulevard Krim Belkacem.

Ouest de la ville

À la sortie ouest de la ville (route d'Alger), le sol dans son ensemble est constitué de remblais ($\sigma_{sol} = 1,5$ bars) et d'argiles jaunes légèrement sableuses ($\sigma_{sol} = 0,6$ bar) (Fig. 1.24). Au voisinage de la gare routière, certaines zones sont composées de haut en bas d'argile jaunâtre à marne saine grisâtre travaillant à 2.55 bars. D'autres zones sont affectées d'un important remblai dont l'épaisseur varie de 13 m au nord à 18 m au sud.

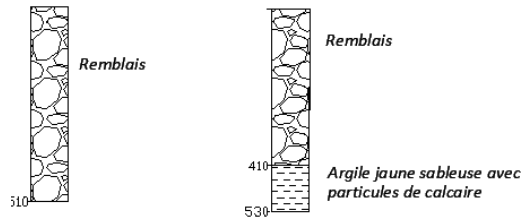


Figure 1.24 : Sondages effectués à l'ouest de la ville.

Centre ville

À proximité de la cité «les Genêts » et sous une épaisseur végétale d'environ 0.5 m, on rencontre une couche d'environ 2.0 m de limons sableuses de faible puissance située uniquement dans la partie basse du terrain ; une couche d'argile rouge d'épaisseur variable ; et un substratum gréseux très résistant d'une capacité ne dépassant pas 6 bars. Le sol du pavillon des urgences (C. H. U. /Tizi-Ouzou) est constitué d'argile sur gneiss, d'une capacité portante ne dépassant pas 1,5 bars. L'extension du stade « 1^{er} novembre » a été réalisée sur un remblai avec une assise de gneiss en profondeur et une capacité portante de 1,5 bars . Le sol de la sûreté de wilaya de Tizi-Ouzou présente la coupe géologique de la Figure 1.25.

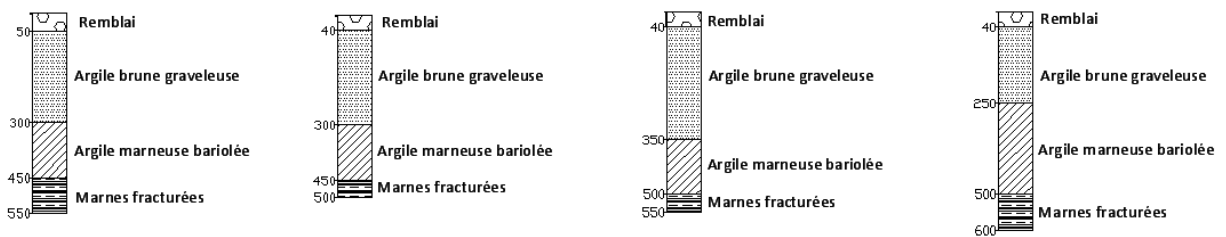


Figure 1.25 : Coupes géologiques du sol de la sûreté de wilaya.

Au sud de la cité CNEP, les terrains sont constitués d'argiles brunes reposant sur une puissante assise de marne grise formant le substratum de la région. La contrainte admissible du sol est de 1,37 bar. À la sortie du centre ville, en face de la cité des fonctionnaires, le sol est composé en grande partie de dépôts de pentes meubles, donc susceptibles aux intempéries et à l'érosion ; des argiles marneuses plastiques hétérogènes en surface et pouvant faire l'objet de déplacement latéral si l'assise inférieure sur laquelle elles reposent se trouve discontinuée ; et les schistes et gneiss qui sont des « rochers » durs et homogènes et continues dans l'espace.

La capacité du sol varie de 2,0 à 4,0 bars. L'extension de la cité administrative de la wilaya de Tizi-Ouzou (siège de l'A. P. W. de Tizi-Ouzou), est réalisée sur un substratum de marnes bleues à cassures conchoïdales, surmonté par des alluvions (Fig. 1.26).

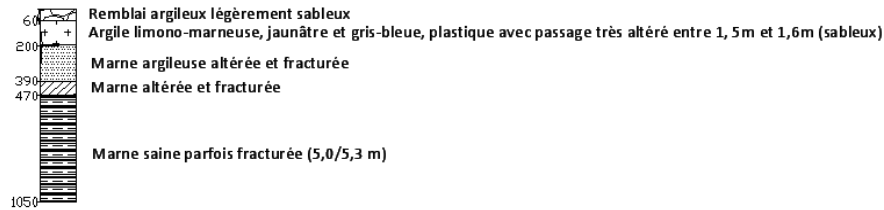


Figure 1.26 : Coupes géologiques du sol du siège de l'A. P. W.

Nord de la ville

Au nord-est de la ville de Tizi-Ouzou, à la périphérie du lotissement HAMMOUTENE, le sol de capacité variant de 1.0 à 1.5 bars est constitué d'une couche de terre végétale ; une argile brune à beige gravelo-sableuse ; une argile brune plus ou moins graveleuse ; une argile marneuse provenant de l'altération du substratum substitué par les marnes saines, et une formation rocheuse (Fig. 1.27). À mi-pente sur le versant sud de Djebel BELLOUA, on retrouve des marnes argileuses. La contrainte prévue est de 1,5 bars.

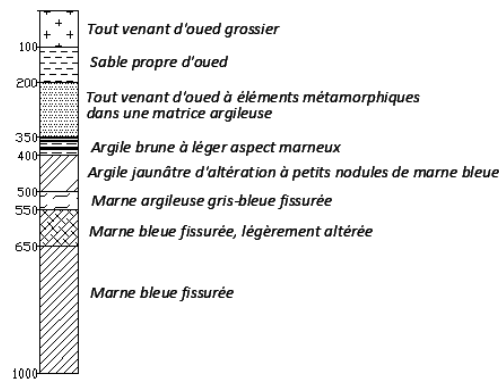


Figure 1.27 : Coupe géologique du sol au nord-est de la ville.

Dans la zone nord-ouest de Tizi-Ouzou, au nord de la piscine olympique, le terrain se présente sous forme de flanc de coteaux de pente moyenne de 30 % orientée sud/est – nord/ouest. En surface, on retrouve une argile brune caillouteuse et graveleuse de 1.0 m d'épaisseur ; vient ensuite une couche de 1.0 m à 1.8 m d'épaisseur de marne argileuse jaunâtre à concrétions calcaires ; puis une couche de marne altérée parfois très fracturée à fissures très oxydées d'épaisseur allant de 2.0 m à 5.4 m ; enfin le socle de la région représenté par la marne saine compacte de couleur grise gisant à partir de 4.0 m à 8.2 m. Le taux de travail est de 2.5 bars. Dans le quartier nord-ouest de la ville en contrebas de l'académie, le terrain est placé dans la zone des « alluvions anciens des plateaux » qui sont des dépôts caillouteux qui s'étendent sur

les pentes de BELLOUA et reposent sur les marnes du Carténien notées M1c qui constituent le substratum de la région. Le substratum de marne n'est accessible qu'à partir de 7.0 m de profondeur ($q_{adm} = 25$ bars).

Sud de la ville

Entre la nouvelle caserne de gendarmerie et les 600 logements E. P. L. F. et à l'ouest de la route HASNAOUA, le site occupe le flanc sud d'un monticule de pente assez accentuée voisine de 16 % et une zone de dépression formée sur une partie par un épais remblai. Des sondages carottés ont mis en évidence un substratum de marne saine assez profond ($\approx 12,0$ m) recouvert par une couche d'argile d'altération ou de marne argileuse et par une importante épaisseur de remblais argilo-marneux ($\approx 6,0$ m) (Fig. 1.28).

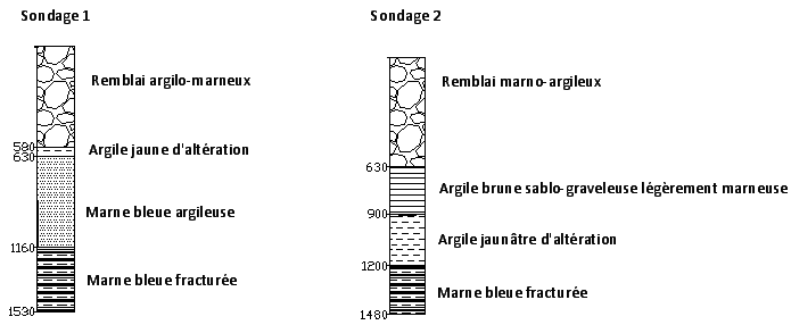


Figure 1.28 : Coupes géologiques du sol à l'ouest de la route Hasnaoua.

À droite de la route menant à HASNAOUA, au sud de l'université existante, le sol est constitué d'une couche très argileuse reposant sur la marne de profondeur variable (Fig. 1.29). La capacité portante varie de 1.38 à 6.0 bars pour les marnes saines.

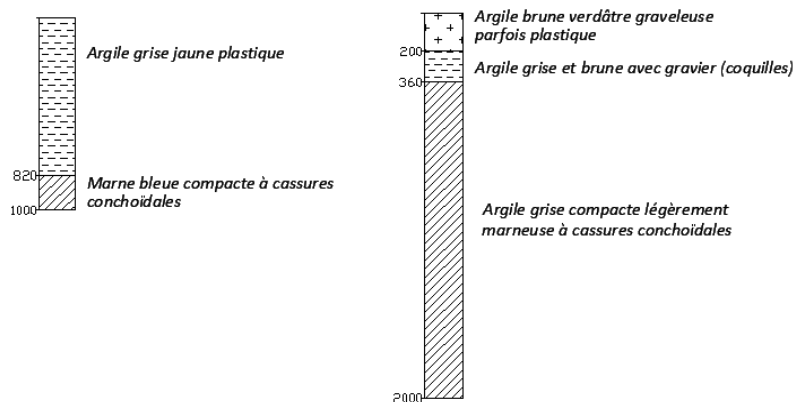


Figure 1.29 : Coupes géologiques du sol au sud de l'université.

Au quartier C de la ZHUN sud, le sol est constitué d'une puissante assise d'argile marneuse bleue sur laquelle viennent s'accumuler les dépôts alluvionnaires récents composés essentiellement de limons argileux. On distingue ainsi les alluvions, la marne altérée, et enfin la marne saine ($\sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$).

Le terrain des 82 logements/ENPI est constitué de sol de bonne résistance. Le substratum marneux se trouve à faible profondeur au sud ($\approx 1,5 \text{ m}$) et presque affleurant au nord.

Au quartier A de la ZHUN sud, les marnes argileuses bleues du Sahélien, notées M4, occupent la partie basse de la dépression de Tizi-Ouzou, entre l'oued Aissi et l'oued Bougdoura (Fig. 1.30).

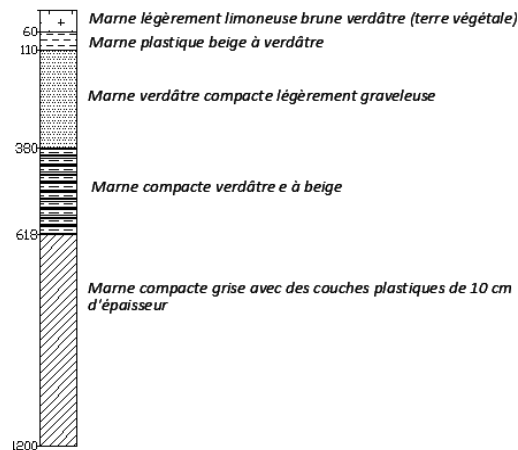


Figure 1.30 : Coupe géologique du sol au quartier A de la ZHUN sud.

En face de la prison, en remontant du fond du talweg vers la surface, le sol est constitué d'un substratum formé de marnes bleues dures à cassures conchoïdales extrêmement compactes ; des marnes bleues très fracturées, siège de circulation d'eau ; et enfin d'argile plastique noire-brune (Fig. 1.31). La capacité varie de 1.0 à 1.4 bars.

Au sein de la ZHUN de Tizi-Ouzou, le long du boulevard principal (Siège C. N. R.), on distingue une couverture formée d'argile jaune plastique ; des marnes très altérées de teinte jaune et grise ($\sigma_{sol} = 6.52 \text{ bars}$) ; et une assise de marne bleue massive et compacte à cassures conchoïdales ($\sigma_{sol} = 7.47 \text{ bars}$).

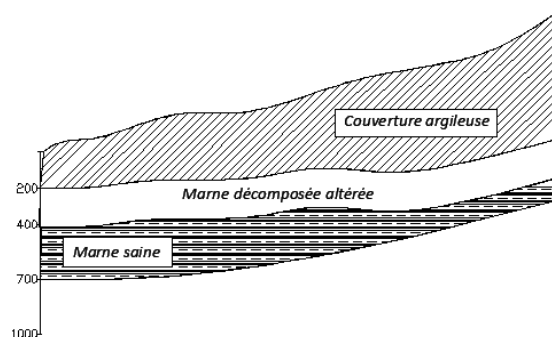


Figure 1.31 : Coupe géologique du sol le long du boulevard principal de la ZHUN sud.

À l'extrême sud-ouest de la ville de Tizi-Ouzou, le terrain est constitué de marnes dites « marnes du Carténien », dures et conchoïdes, formant le substratum de la région. Ces marnes sont surmontées d'un horizon de marnes altérées et des remblais d'épaisseur variable en surface. Les contraintes admissibles du sol obtenues entre 3 m et 9 m varient de 1.4 bars à 9.06 bars.

Au sud-est de la ville, le terrain est constitué essentiellement d'argiles bleues sahéliennes, notées m4, qui sont des marnes argileuses bleues recouvertes généralement par des alluvions (Fig. 1.32).

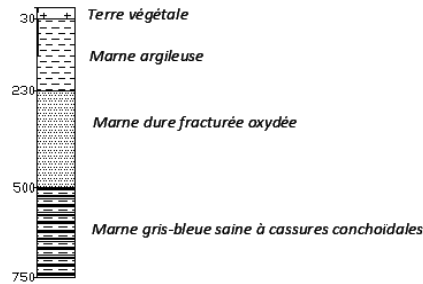


Figure 1.32 : Coupe géologique du sol au sud est de la ville.

1.9. Conclusion

Les différentes études de la vulnérabilité sismique nécessitent la prise en compte d'un grand nombre de données, de sources et de nature souvent très différentes (bâti, démographie, réseaux, etc.). Ce chapitre permet d'améliorer la connaissance du tissu urbain de la ville de Tizi-Ouzou, et expose donc les principaux éléments sur lesquels sont fondées les analyses de la vulnérabilité. Les données recueillies proviennent principalement des analyses fournies dans les études du PDAU, de la documentation disponible dans les différentes administrations et organismes publics, et des visites sur terrain.

Chapitre 2 : Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant

2.1. Introduction

L'étude de la vulnérabilité sismique consiste à estimer les dommages moyens sur une structure, une ville ou une région. Les dommages peuvent être exprimés selon une échelle de dommage (GNDT, 1986 ; Risk-UE, 2003), en dollars (FEMA, 1999) ou encore être convertis en pertes en vies humaines (Coburn et al., 1992).

De nouvelles méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants ont remplacé les méthodes conventionnelles basées sur des expertises et des observations de dommages survenus lors de séismes passés. Ces méthodologies se basent principalement sur une analyse non linéaire du bâtiment pour déterminer ses performances. Il existe plusieurs approches [RADIUS ; GEMITIS, 1990, 2000 ; ATC-13, 1985 ; ATC-40, 1996 ; HAZUS, 1997 et 1999 ; Risk-UE, 2003] qui permettent d'estimer les dommages et les dégâts sur les structures et les infrastructures ainsi que les pertes économiques indirectes qui en découlent. Toutes ces approches nécessitent une étude d'inventaire qui définit les classes type de bâtiments, leurs spécificités structurales (éléments de contreventement, types constructifs) et architecturales (hauteur d'étage, nombre d'étages, dimensions des ouvertures, dimensions en plan, irrégularités, etc.), ainsi que celles des matériaux de construction. Peuvent ensuite être élaborées des fonctions de vulnérabilité, des courbes de fragilité et des fonctions de pertes économiques qui relient les dommages que peut subir un bâtiment (ou une classe de bâtiments) au coût de réparation ou de reconstruction. Ce travail nécessite des informations détaillées sur la structure et exige des moyens de simulations numériques (méthodes analytiques, dynamiques non-linéaires...). Souvent pour une analyse à grande échelle, des méthodes empiriques issues directement des retours d'expérience sont utilisées.

2.2. Méthodes empiriques d'analyse de vulnérabilité

Ces méthodes empiriques d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle [FEMA, 1988, 1999, 2002, 2003 ; Benedetti et Petrini, 1984 ; GNDT, 1986 ; Benedetti et al., 1988] sont basées sur les inspections visuelles et consistent à identifier des critères structuraux et non structuraux ayant une influence sur la réponse sismique de la structure.

L'indice de vulnérabilité estimé par GNDT est exprimé par l'équation (2.1) :

$$IV = \sum_1^n IV_i \cdot w_i \quad (2.1)$$

n étant le nombre de paramètres considérés

Chaque paramètre i est affecté d'un indice (score) de vulnérabilité partiel (IV_i) ainsi que le poids relatif w_i dans sa participation à la vulnérabilité de la structure. Les IV_i prennent quatre valeurs, correspondant à 4 classes de vulnérabilité, liées au niveau de conception parasismique ; et varient de 0 (classe A) à 45 (classe D). La classe A est la moins vulnérable (parasismique), D traduit la situation la plus défavorable (très vulnérable) tandis que les classes B et C représentent des situations intermédiaires.

La vulnérabilité de la structure s'exprime alors comme la somme pondérée des différents paramètres.

La note obtenue pour chaque bâtiment est normalisée par le score maximal qui peut être atteint de manière à échelonner l'indice IV entre 0 (structure pas vulnérable) et 1 (structure très vulnérable) ou entre 0 et 100. Les paramètres pertinents, les coefficients qui leurs sont attribués dans le calcul de l'indice de vulnérabilité (IV) et le lien entre l'indice IV et les dommages sont déterminés à partir du retour d'expérience par des experts lors de missions post-sismiques. Les méthodes les plus simples (ex : EMS98) utilisent à la place d'un indice de vulnérabilise (IV) continu des classes de vulnérabilité en nombre restreint.

Le dommage d est considéré par ces méthodes comme une variable continue allant de 0 (pas de dommage) à 1 (ruine) ou de 0 à 100. Cependant, il est nécessaire de ramener d à un niveau de dommage qui est défini qualitativement pour être facilement déterminé lors des interventions post-sismiques. Le niveau de dommage est défini de manière assez différente d'une méthode à une autre. L'EMS98 (Gruenthal, 2001), qui sert de référence en Europe, compte 5 degrés (Fig. 2.1) : 1. dégâts négligeables à légers ; 2. dégâts modérés ; 3. dégâts sensibles à importants ; 4. dégâts très importants ; 5. destruction. Les méthodes américaines et italiennes en proposent 7.

Echelle EMS98	1	2	3	4	5
Structure en maçonnerie					
Structure en béton armé					

Figure 2.1 : Niveaux de dommage de l'Echelle Macrosismique Européenne (EMS98, 2001 – Giovinazzi et Lagomarsino, 2003) [Guéguen, 2006].

Le dommage d est évalué statistiquement à partir de l'indice de vulnérabilité IV pour différentes intensités macrosismiques. Les matrices qui permettent cette évaluation sont appelées « matrices de probabilité de dommage (DPM) » et sont déterminées à partir de relevés post-sismiques. L'approche américaine est légèrement différente car l' IV (appelé dans ce cas BSH) intègre l'aléa et est directement relié à un risque (probabilité de dépassement d'une valeur de dommage de 60 %) et non à une vulnérabilité. Selon la méthode du GNDDT, le dommage moyen d , calculé pour des scénarii de séismes sur la base d'une loi de probabilité

dont les paramètres ont été calés d'après des observations réelles sur les dommages après différents séismes italiens, s'exprime en fonction de l'indice de vulnérabilité de la structure IV et de l'intensité EMS98 I par la relation :

$$d = 0.5 + 0.45 \arctan(0.55(I_{EMS98} - 10.2 + 0.05 IV)); 0 < d < 1 \quad (2.2)$$

Notons que ces méthodes manipulent des variables (IV , d) soit d'une manière continue ou sur une échelle discrète et le passage de l'un à l'autre est permis. Il faut cependant noter que la première étape d'analyse est de classer les bâtiments par typologie. L'Echelle Macrosismique Européenne EMS98 (Gruenthal, 2001) comporte 15 types, dont 7 de maçonnerie et 6 de béton armé. Le projet européen Risk-UE publie dans son premier rapport une typologie propre à l'Europe qui est assez proche de l'EMS, mais un peu plus détaillée avec 23 types (Risk-UE, 2001). Aux Etats-Unis, la typologie de la FEMA en possède plus de 90 (FEMA, 2002). Différents niveaux d'analyse sont utilisés, selon la qualité et la quantité des informations obtenues à partir du diagnostic visuel effectué par les enquêteurs.

2.3. Méthodes mécaniques

2.3.1. Courbes de capacité - Estimation du point de performance

Pour l'analyse de la vulnérabilité sismique et le dimensionnement parasismique, il est nécessaire de définir l'état d'une structure (niveau de performance) lors de sa sollicitation par un séisme (Nazé et al., 2006). Des niveaux de performance détaillés sont définis par les différentes méthodes utilisant ce concept comme la FEMA. Cette dernière définit 4 niveaux de performance et des états de dommage limites correspondants (FEMA, 2000) (Fig. 2.2) : Opérationnel (léger) ; Occupation immédiate IO (modéré) ; Sécurité des personnes LS (important) ; Non-effondrement CP (très important pouvant aller jusqu'à la ruine). Ces niveaux de performance sont repris dans la méthode Risk-UE (2003) LM2, et différent de ceux de la méthode Risk-UE LM1 qui est fondée sur l'EMS98.

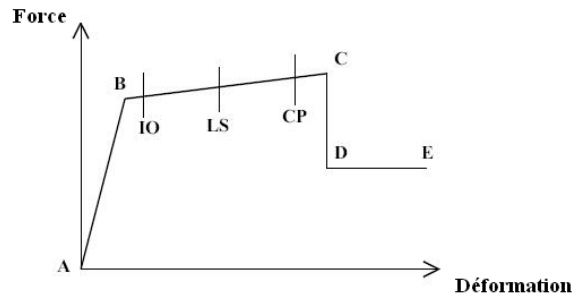


Figure 2.2 : Loi de comportement et niveaux de dommage (FEMA, 2000).

Pour estimer le niveau de performance atteint pour un mouvement sismique donné, il est nécessaire de superposer, dans le plan des accélérations spectrales en fonction des déplacements spectraux (S_d ; S_a), la courbe de comportement de la structure (courbe de

capacité) et la courbe de sollicitation du séisme (spectre de réponse au format ADRS : Acceleration Displacement Response Spectrum) (Fig. 2.3).

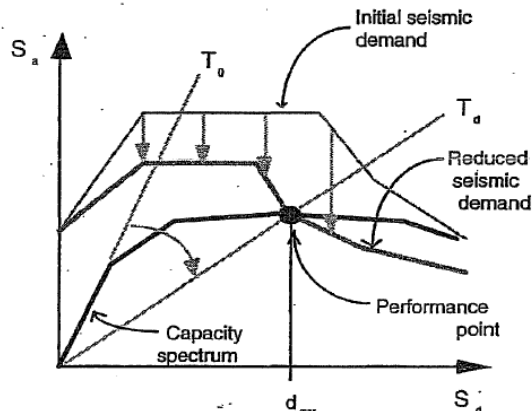


Figure 2.3 : Courbe de capacité, demande sismique, point de performance (ATC 40).

La courbe de capacité, qui relie l'accélération (effort tranchant V) aux déplacements (par exemple du toit de la structure d), peut-être obtenue par un calcul statique équivalent dit en « poussée progressive » (Pushover) par modélisation numérique (Chopra et Goel, 1999). La courbe de capacité est représentée dans le plan $(S_d; S_a)$, avec S_d le maximum en déplacement de la réponse du modèle à un degré de liberté équivalent au premier mode de la structure et S_a le maximum en accélération de la réponse de ce même modèle (Fig. 5.11). Cette transformation s'effectue en multipliant l'effort tranchant et le déplacement respectivement par les rapports $1/\alpha_1 W$ et $1/P_{f1} \phi_1$. Rappelons que $\alpha_1, W, P_{f1}, \phi_1$ sont respectivement le pourcentage de participation modale, la masse sismique de la structure, le facteur de participation modal du mode fondamental et l'amplitude de ce mode.

Pour Risk-UE, comme pour HAZUS, les courbes de capacité sont bilinéaires : la première droite représente la partie élastique jusqu'au point de plastification (yield point), la deuxième, de pente plus faible, représente le comportement ductile jusqu'à la ruine (ultimate point) (Fig. 2.4).

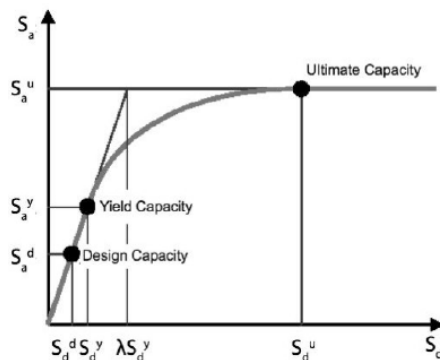


Figure 2.4 : Courbe de capacité d'un bâtiment dans le format (Accélération spectrale – Déplacement spectral) [Risk-UE, 2003].

Si la structure réagit de manière élastique au séisme choisi, les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité en un point appelé point de performance. Si l'endommagement a commencé, le point de performance est obtenu différemment selon la méthode utilisée (méthode en ductilité ou en amortissement). La valeur en déplacement du point de performance indique l'état de la structure, c'est-à-dire son niveau de performance ou encore son niveau d'endommagement.

2.3.2. Estimation de la vulnérabilité par les courbes de fragilité

La méthode en capacité est déterministe. La réponse de la structure sous séisme n'est évidemment pas totalement représentée par le spectre de réponse à la première fréquence propre de la structure. Un autre concept a donc été développé : la fragilité (FEMA, 1999; Risk-UE, 2003). Cette méthode consiste à représenter les frontières des niveaux de performance de manière probabiliste en fonction d'un paramètre représentant l'agression sismique (PGA, IEMS98, S_d). À un niveau de sollicitation donné, quatre courbes donnent la probabilité de dépasser chaque niveau de dommages défini précédemment (Léger, Modéré, Important ou Ruine) (Fig. 2.5).

Les courbes de fragilité sont des fonctions log-normales, qui décrivent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un niveau de dommages structurels, pour un déplacement ou une accélération donnée. Ces courbes ont été mises au point à partir d'extrapolation des données liées aux dommages observés par des experts ainsi que des tests au laboratoire. Pour chaque valeur donnée de la réponse spectrale, la probabilité d'avoir un état de dommages discret est calculée comme étant la différence des probabilités cumulées d'atteindre, ou de dépasser, des états de dommages successifs. Chaque courbe de fragilité de type log-normale est définie par une valeur médiane de la demande sismique (déplacement spectral, accélération spectrale) qui correspond à l'atteinte d'un état d'endommagement ds et par l'écart type associé à cet état de dommage.

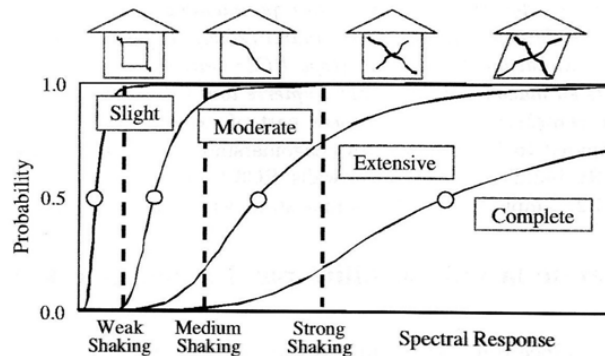


Figure 2.5 : Courbes de fragilité pour les niveaux de dommage « léger, Modéré, important, et ruine » (FEMA, 2003) [Michel, 2007].

Les courbes de fragilité sont donc probabilistes, ce qui permet de les définir pour un grand nombre de bâtiments et pour une structure particulière dont les caractéristiques ne sont pas parfaitement connues (bâti existant). Ces courbes donnent à la fois la proportion de bâtiments endommagés pour un aléa donné et la probabilité d'endommagement d'un bâtiment particulier pour ce même aléa. Par ailleurs, les matrices de probabilité de dommage DPM empiriques, obtenues grâce au retour d'expérience, sont des courbes de fragilité données en Intensité Macrosismique, et peuvent être converties en échelle de mouvement du sol à l'aide d'une relation empirique. L'incertitude sur cette relation peut être naturellement ajoutée à la variabilité des courbes de fragilité. Le modèle statistique retenu pour représenter la fragilité est la loi log-normale. Celle-ci est contrôlée par deux paramètres : sa valeur médiane μ et son écart type log-normal σ . Sa densité de probabilité cumulée s'écrit (Michel, 2007) :

$$P[d > ds](A) = \frac{1}{2} \left(1 + \operatorname{erf} \left(\frac{\ln(A) - \ln(\mu)}{\sigma\sqrt{2}} \right) \right) \quad (2.3)$$

ds est le niveau de dommages considéré (Léger, Modéré, Important ou Ruine), A est la variable retenue pour représenter le mouvement sismique (par ex. : PGA, S_a, S_d) et erf représente la fonction d'erreur.

Le paramètre de plus en plus systématiquement retenu dans les méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle est le spectre de réponse en déplacement S_d . En effet, ce dernier est le seul paramètre qui permet de prendre en compte le contenu spectral du mouvement sismique. Les approches traditionnelles en génie parasismique se basent sur des lois physiques qui considèrent l'action sismique comme une force et la réponse d'un ouvrage à un séisme se calcule en appliquant le principe fondamental de la dynamique, et le dimensionnement ou la vérification au séisme revient alors à équilibrer ces forces. Pourtant la force sismique n'est qu'une réaction à un déplacement imposé à la base de la structure ; et les approches en forces équivalent à une approche en déplacement dans le seul cas où la force et le déplacement sont liés par une relation linéaire.

La valeur médiane du spectre S_d , pour chaque niveau de dommages, peut être déterminé à partir de la déformation inter-étage moyenne (average interstorey drift) FEMA (1999) (Michel, 2007).

$$S_{d,ds} = \frac{D_{ds} \times H}{p_1} \quad (2.4)$$

$S_{d,ds}$ est le spectre de réponse en déplacement à la première fréquence propre de la structure S_d , pour chaque niveau de dommage d_s .

D_{ds} sont les déformations inter-étages moyennes correspondant aux niveaux de dommage standard, estimées à partir de la courbe en poussée progressive calculée à l'aide d'un modèle numérique.

H représente la hauteur du bâtiment et p_1 le facteur de participation du premier mode de la structure, en supposant que le toit est normalisé à 1.

L'écart type σ permet de représenter la variabilité sur trois paramètres incertains : le modèle du bâtiment représenté par sa courbe de capacité σ_c , la variabilité σ_D sur la sollicitation à un spectre S_d donné et l'incertitude sur la valeur limite de l'état de dommage σ_{ds} . On peut écrire l'écart type total selon l'expression :

$$\sigma^2 = (\sigma_c \otimes \sigma_D)^2 + \sigma_{ds}^2 \quad (2.5)$$

Le signe \otimes indique le produit de convolution. La méthode FEMA (2003) propose des valeurs pré-calculées de σ selon la hauteur, l'endommagement et des niveaux de variabilité constatés sur les courbes de capacité et de dommages. La méthode Risk-UE (2003) donne des valeurs estimées par un grand nombre de modélisations ou obtenues à partir du dommage empirique.

2.4. Méthode expérimentale d'analyse de vulnérabilité

Les structures en génie civil sont sollicitées en permanence par les « vibrations ambiantes » (ou « bruit de fond sismique ») dues principalement à la houle océanique, au vent, à l'activité humaine, etc. L'enregistrement de ces vibrations en différents points de la structure donne accès à ses modes de vibration, globaux et locaux. La méthode expérimentale consiste en l'analyse de la vulnérabilité en utilisant les paramètres modaux extraits des enregistrements de vibrations ambiantes dans les structures. Ces paramètres modaux permettent de construire un modèle modal dynamique linéaire simple mais pertinent dans le domaine de comportement élastique de la structure, correspondant à un état de dommage « léger » défini généralement à 70% de la limite élastique. Les courbes de fragilité construites pour ce modèle permettent de détecter le premier endommagement pour un séisme modéré (Boutin et al., 2005).

L'analyse modale d'enregistrements suffisamment longs de vibrations ambiantes d'un bâtiment permet de déterminer ses caractéristiques physiques. Cette analyse peut être réalisée par la Frequency Domain Decomposition (FDD) (Brincker et al., 2001) qui permet une réelle décomposition en modes, y compris s'ils sont proches. Elle permet donc d'estimer avec précision les fréquences propres, amortissements et déformées modales des structures. Un enregistrement au sommet d'une structure permet de déterminer ses modes propres (fréquences et amortissement) qui déterminent la réponse de la structure à un séisme (amplitude, phase, durée). Cependant, les déformées modales susceptibles de définir la répartition de la charge sismique dans les étages peuvent être obtenues par la disposition de capteurs dans ces derniers. Il faut cependant noter que la fréquence fondamentale mesurée sous bruit de fond, dans le domaine élastique, correspondant à de très petites déformations, est bien représentative du mode vibratoire de la structure sous séisme modéré à fort. Celle-ci varie relativement peu avec le niveau d'excitation (Farsi, 1996 ; Boutin et al., 1999).

En choisissant un modèle linéaire à masses constantes concentrées au niveau des étages, et connaissant ses paramètres modaux (fréquences, amortissements et déformées modales extraits des enregistrements de vibrations ambiantes), la réponse de chaque étage à une sollicitation sismique donnée peut être obtenue par l'intégrale dite « de Duhamel ».

La déformation inter-étage (interstorey drift) D_i est souvent utilisée comme indicateur de dommage par les méthodes Risk-UE (2003) et FEMA (1999). Celle-ci représente la déformation moyenne en cisaillement sur un étage, subie par un mur ou un poteau de la structure, donnée par la relation :

$$\forall i \in [0, N] \quad D_i(t) = \frac{U_{i+1}(t) - U_i(t)}{x_{i+1} - x_i} \quad (2.6)$$

Avec U_i le déplacement et x_i la position de l'étage i . L'étage 0 étant le rez-de-chaussée et l'étage $N + 1$ étant le toit.

La détermination des courbes de fragilité s'effectue généralement à partir du calcul de plusieurs scénarios (Dazio, 2006). Les mouvements utilisés peuvent avoir différentes origines : des séismes simulés pour un contexte connu ou des séismes enregistrés dans un contexte connus ou dans le monde. La valeur du spectre de réponse en accélération à la première fréquence propre de la structure $S_a(f_1)$ noté S_a , et celle du spectre de réponse en déplacement $S_d(f_1)$ noté S_d sont les plus utilisées. Ce dernier est plus particulièrement retenu dans la littérature car il correspond toujours à un point de la courbe de capacité d'un bâtiment, donc à un niveau de dommages.

Pour estimer la probabilité d'endommagement d'un bâtiment à un niveau de sollicitation donné (mesuré par S_d), on sollicite le modèle modal issu des enregistrements par N séismes sélectionnés et on étudie la distribution des déformations inter-étages par niveau de sollicitation. Pour chaque classe i de S_d ($S_d \in [S_d^i, S_d^{i+1}]$), on doit disposer de N_i séismes. On trace la distribution des déformations inter-étages maximales calculées par le modèle modal pour ces N_i séismes. On cale ensuite une distribution log-normale sur cette distribution à l'aide de la fonction Matlab lognfit. Une fois la distribution des déformations inter-étages modélisée, on détermine la probabilité d'être au-delà de la limite fixée $P [d > ds]$. Cette probabilité, associée au niveau de sollicitation (moyenne de la gamme de S_d considérée), constitue un point de la courbe de fragilité du bâtiment. Le même processus appliqué à tous les niveaux de sollicitation (S_d) disponibles permet donc de construire la totalité de la courbe de fragilité. Cette méthode a l'avantage de prendre en compte l'effet des modes supérieurs.

2.5. La méthode « PUSHOVER »

2.5.1. Principe de la méthode

La méthode de calcul la plus rigoureuse d'analyse des structures sous l'action sismique est le calcul dynamique temporel non linéaire qui permet de reproduire fidèlement le comportement de la structure et de connaître ses états de performance à différents instants du séisme. Néanmoins, ce type d'étude est difficilement envisageable pour des structures courantes en raison de la complexité des modèles utilisés qui nécessitent des moyens de calcul relativement lourds ; et le calcul non linéaire en poussée progressif représente une alternative intéressante.

La méthode *Pushover* consiste à établir une courbe effort-déplacement unique pour caractériser le comportement de la structure en la « poussant » de plus en plus fort. Le modèle pris en compte est non linéaire ou linéaire équivalent, dans lequel les charges verticales restent constantes et les efforts horizontaux, appliqués au niveau des masses de la structure pour reproduire les forces d'inertie représentatives de l'action sismique, ont une répartition généralement semblable à celle des déplacements du mode fondamentale de vibration. Ces déplacements sont multipliés par un coefficient croissant jusqu'à l'obtention d'un état d'endommagement plastique limite. Cette courbe, tracée en portant en abscisses le déplacement Δ du sommet et en ordonnée l'effort tranchant V à la base, fournit une estimation des mécanismes de plastification attendus et de l'endommagement progressif, en fonction de l'intensité des forces et des déplacements horizontaux.

La courbe d'un «Pushover » peut s'obtenir à partir d'un calcul non linéaire statique avec un modèle éléments finis. Ces calculs sont parfois difficiles à réaliser en raison des problèmes de convergence ainsi que la lourdeur des modèles.

2.5.2 Construction de la courbe de capacité

La courbe de capacité résistante d'une structure, issue d'une analyse par *Pushover*, relie la force V appliquée à la base au déplacement $\Delta_{tête}$ en tête de celle-ci (Fig. 2.6). Cette courbe doit subir la conversion nécessaire pour homogénéiser ses paramètres en accélération S_a et déplacement S_d spectraux :

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} \quad \alpha_1 = \frac{(\sum m_i \phi_i)^2}{\sum m_i (\sum m_i \phi_i^2)} \quad (2.7)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{tête}}{FP_1 \phi_{1,tête}} \quad FP_1 = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2.8)$$

- α_1 le coefficient de masse modale du premier mode en pourcentage,
- FP_1 le facteur de participation modal du premier mode,
- W le poids des charges permanentes appliquées à la structure,
- $\phi_{i,tête}$ l'amplitude du premier mode au niveau i .

Les différents paramètres propres au premier mode de vibration sont obtenus par une analyse modale de la structure. La courbe de capacité est ainsi transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement. Le comportement de la structure, considéré comme élasto-plastique avec écrouissage, est idéalisé et représenté par la courbe bilinéaire de la Figure 2.7 ; ceci permet le calcul de l'amortissement équivalent de celle-ci.



Figure 2.6 : Courbe de capacité.

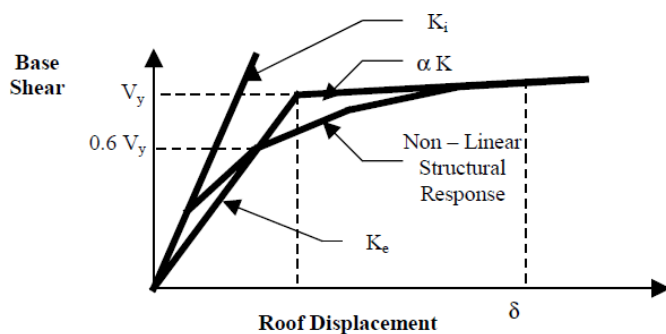


Figure 2.7 : Idéalisisation de la courbe de capacité (FEMA 450, 2003).

2.5.3. Courbe de demande sismique

Du point de vue du génie parasismique, les caractéristiques les plus significatives du mouvement associé aux ondes sismiques sont : la durée du séisme ; la valeur de l'accélération maximale du sol, de la vitesse et du déplacement ; ainsi que le contenu fréquentiel du mouvement. La notion la plus répandue pour représenter un séisme est le spectre de réponse en accélération, en vitesse ou en déplacement, d'oscillateurs linéaires élastiques.

La réponse $u(t)$ (déplacement relatif par rapport à son support soumis à une excitation sismique représentée par son accélérogramme $a(t)$) d'un oscillateur linéaire de masse m , de raideur k et d'amortissement c , est donnée par l'expression :

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t a(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau, \quad (2.9)$$

$$\text{où } \omega_n^2 = \frac{k}{m}, \xi = \frac{c}{2m}, \omega_D = \sqrt{(1-\xi^2)}$$

Le maximum de cette réponse constitue l'ordonnée d'un point du spectre en déplacement ayant pour abscisse la fréquence propre ou la pulsation propre de l'oscillateur ω_n :

$$S_d(\omega_n, \xi) = |u|_{max} \quad (2.10)$$

Le tracé des spectres nécessite de calculer cette intégrale pour un nombre de pulsations généralement très important. Le dimensionnement des structures de génie civil fait appel au spectre en pseudo-accélération S_a (accélération spectrale) défini par la relation suivante :

$$S_a(\omega_n, \xi) = \omega_n^2 S_d(\omega_n, \xi) \quad (2.11)$$

Le spectre en pseudo-vitesse est défini de façon analogue :

$$S_v(\omega_n, \xi) = \omega_n S_d(\omega_n, \xi) \quad (2.12)$$

Le spectre ADRS est construit à partir des ordonnées du spectre de réponse en déplacement pour ses abscisses et de celles du spectre de réponse en accélération pour ses ordonnées.

Le spectre de réponse de calcul est donné par la réglementation et peut être tracé pour différents types de sol, de structures et d'amortissement. Le spectre de calcul donné par le règlement parasismique algériens RPA99/2003 est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour différentes valeurs de la période propre T (Fig. 2.8).

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0. s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0. s \end{cases} \quad (2.13)$$

A le coefficient d'accélération de zone (Tab. 4.1 ; RPA99/2003)

η le facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5 %)

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7 \quad (2.14)$$

ξ le pourcentage d'amortissement critique (Tab. 4.2 ; RPA99/2003)

R le coefficient de comportement de la structure (Tab. 4.3 ; RPA99/2003)

T_1, T_2 les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tab. 4.7 ; RPA99/2003)

Q le facteur de qualité (Tab. 4.4 ; RPA99/2003)

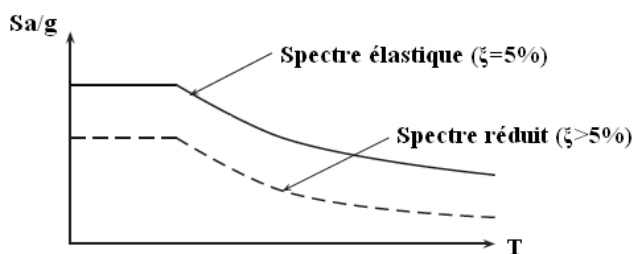


Figure 2.8 : Spectre de réponse dans le format (accélérations-périodes).

Le spectre de réponse est transformé du format traditionnel ($S_a - T$) au format ADSR ($S_a - S_d$) par la relation :

$$S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \cdot S_a = \frac{1}{\omega^2} \cdot S_a \quad \text{avec } \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (2.15)$$

Chaque quantité du système à plusieurs degrés de liberté (Q) peut être transformée en quantité équivalente (Q_e) correspondant au système à un seul degré de liberté par le biais du facteur de participation modale Γ .

$$Q = \Gamma \cdot Q_e ; \quad \Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (1.16)$$

2.5.4. Superposition des deux courbes (capacité et demande)

L'intersection entre le spectre de capacité et le spectre de demande inélastique, appelée point de performance, permet de déterminer le déplacement maximal de la structure, et d'évaluer sa vulnérabilité sismique en calculant pour chaque degré de dégât prédéfini la probabilité d'endommagement de celle-ci. La détermination de ce point reste une tâche délicate qui nécessite une attention particulière dans les analyses non linéaires. Deux approches principales ont été proposées, l'une utilisant l'amortissement (ATC 40), l'autre se basant sur la ductilité (Eurocode 8).

Approche en ductilité (EC 8)

Cette méthode utilise un spectre inélastique ($\mu > 1$) (Fig. 2.9). Le passage du spectre élastique ($\beta = 5\%, \mu = 1$) au spectre inélastique s'effectue par un coefficient réducteur R_μ , défini comme le rapport entre l'accélération du spectre élastique initial (S_{ae}) et l'accélération (de limite élastique) de l'oscillateur inélastique (a_y) (AFPS, 2006) :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{a_y} \quad (2.17)$$

Ce coefficient peut être calculé par les formules suivantes (Fajfar, 2000) [Mouroux, 2007] :

$$R_{\mu} = (\mu - 1) T/T_c + 1 \text{ pour } T_c > T \quad (2.18)$$

$$R_{\mu} = \mu \text{ pour } T_c \leq T \leq T_D \quad (2.19)$$

T_c et T représentent respectivement la période de transition sur le spectre (période correspondant à la fin du plateau spectral) et la période de la structure. μ est le facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique.

Le coefficient R_{μ} est tracé en fonction de la période pour différentes valeurs de la ductilité (Fig. 2.10) (Fajfar, 2000) [AFPS, 2006].

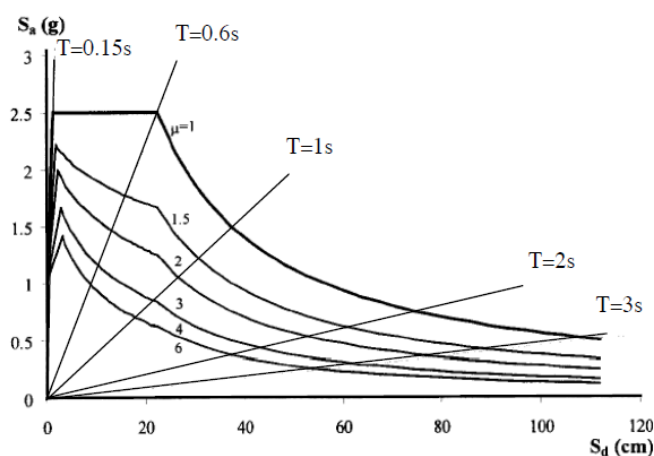


Figure 2.9 : Spectres inélastiques (Fajfar, 2000) [Mouroux, 2007].

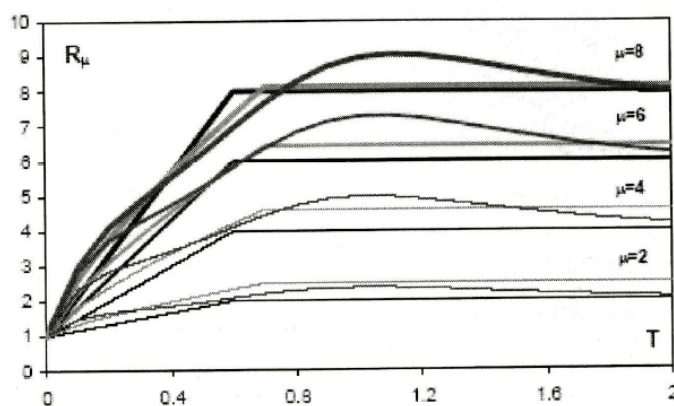


Figure 2.10 : Facteur de réduction des efforts (Fajfar, 2000) [AFPS, 2006].

Le point de performance est obtenu lorsque la demande en ductilité du spectre inélastique est égale à la ductilité de la structure (Fig. 2.11).

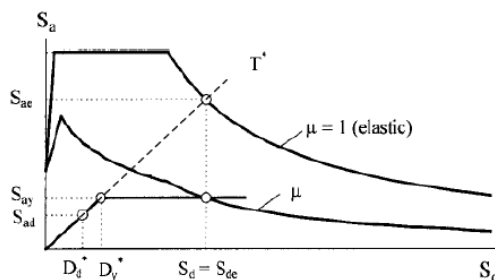


Figure 2.11 : Point de performance en ductilité (Fajfar, 2000) [Mouroux, 2007].

Cette ductilité est donnée pour les parties courantes du spectre par les relations (Fajfar, 2000) [Mouroux, 2007] :

$$\mu_P = [1 + (S_{ae}(T)/a_y - 1) T_c/T] \text{ pour } T_c > T \text{ et } S_{ae}(T)/a_y > 1 \quad (2.20)$$

$$\mu_P = S_{ae}(T)/a_y \text{ pour } T_c \leq T \leq T_D \quad (2.21)$$

S_{ae} , a_y sont respectivement le spectre élastique et l'accélération spectrale correspondant à la limite élastique. Ces relations peuvent être simplifiées sous la forme suivante :

$$\mu_P = [1 + (a_p/a_y - 1) T_c/T] \text{ pour } T_c > T \text{ et } S_{ae}(T)/a_y > 1 \quad (2.22)$$

$$\mu_P = (a_p/a_y) \cdot (T_c/T) \text{ pour } T_c \leq T \leq T_D \quad (2.23)$$

a_p représente l'accélération au plateau du spectre.

Pour $T_c \leq T \leq T_D$, on obtient directement le point de performance (Fig. 2.12). La demande en déplacement n'est en fait que le déplacement correspondant à l'intersection entre le spectre élastique à 5 % et la droite définissant la période élastique de la structure, ce qui correspond à la règle de Newmark-Veletsos, 1960, d'égalité des déplacements élastique et inélastique.

La méthode en ductilité permet donc d'obtenir aisément, sans itérations, le point de performance ; mais elle ne fait pas intervenir directement la capacité de la structure à dissiper de l'énergie, mieux représentée par l'amortissement.

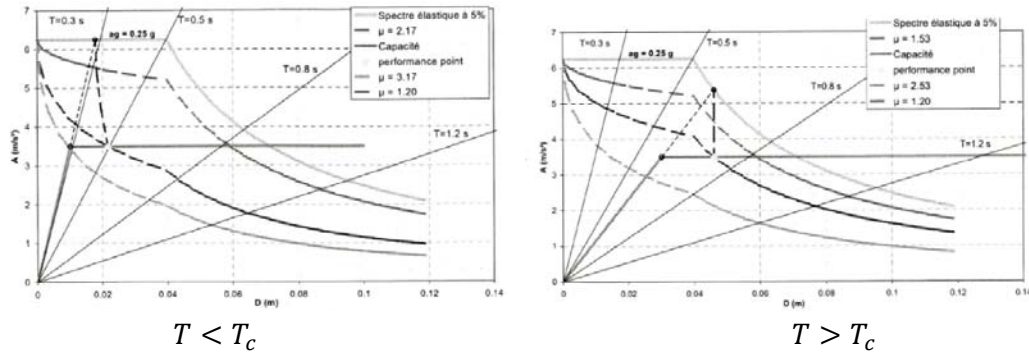


Figure 2.12 : Détermination du point de performance pour un spectre inélastique [Nazé et all., 2006].

Approche en amortissement (ATC 40)

La demande initiale correspond à un amortissement visqueux de 5 %. Si la demande en énergie à dissiper, représentée par l'amortissement β , est plus grande, le spectre est situé en dessous. Au contraire, la capacité à dissiper l'énergie dans le domaine post élastique est faible pour des déplacements faibles. L'amortissement, qui évalue l'énergie dissipée par la structure essentiellement dans le domaine post élastique, dépend des déplacements qu'elle subit au cours du séisme. L'amortissement équivalent à ce déplacement doit être compatible avec la représentation de la sollicitation sismique. La demande sismique inélastique est obtenue par la réduction du spectre élastique amorti à 5 % par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure β_{eff} . Le calcul de ce dernier est basé sur l'énergie dissipée par un oscillateur élastoplastique avec écrouissage. L'amortissement vaut alors :

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5\% \quad (2.24)$$

5% représente l'amortissement matériel visqueux inhérent à la structure. β_0 est l'amortissement visqueux équivalent correspondant à l'amortissement hystérétique et peut être déterminé à partir de la relation suivante (ATC 40) (Fig. 2.12) :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2.25)$$

Où E_D représente l'énergie dissipée par amortissement et E_{S0} l'énergie de déformation maximum.

En idéalisant la courbe de capacité par une courbe bilinéaire, l'expression de β_0 s'écrit (Fig. 2.13) :

$$\beta_0 = \frac{63(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \quad (2.26)$$

Il vient que :

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{63(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} + 5\% \quad (2.27)$$

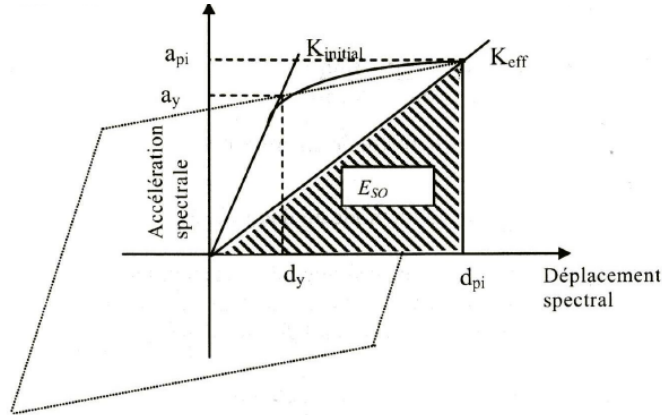


Figure 2.13 : Représentation du comportement de la structure idéalisée [Nazé et all., 2006].

Pour tenir compte de la diversité de comportement des structures soumises à des excitations dynamiques quant à leur capacité de dissiper de l'énergie, un coefficient empirique k est introduit dans les calculs, soit :

$$\beta_{\text{eff}} = k \cdot \frac{63(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} + 5\% \quad (2.28)$$

Le coefficient k dépend du comportement structurel de la structure. Trois cas sont considérés (ATC 40) selon la qualité des éléments structuraux (structures neuves, existantes, dégradées) et la durée de l'action sismique (court, long).

Au point de performance, la demande est égale à la capacité et cela correspond à un état de dommage spécifique de la structure. Trois procédures sont proposées dans l'ATC 40 pour obtenir le point de performance. La procédure B repose sur l'hypothèse que les pentes des segments élastique et post élastique sont constantes et l'amortissement effectif ne dépend que du terme d_{pi} .

2.6. Conclusion

Développées et appliquées initialement dans des régions touchées régulièrement par des tremblements de terre, parfois très puissants, comme la Californie ou l'Italie, les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique voient leur application s'étendre à des régions de sismicité faible à moyenne. Dans ce chapitre, nous avons établi un état des connaissances sur les principales méthodes d'évaluation de la vulnérabilité à grande échelle.

Les différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant reposent généralement sur des fonctions de vulnérabilité qui expriment le pourcentage de dommages

subis par un type de structure pour différentes intensités sismiques. Ces fonctions (courbes ou matrices) sont élaborées à partir de l'observation des dommages lors des séismes passés et de jugements des experts. L'application de ces fonctions ne peut cependant se faire que si la typologie des bâtiments étudiés est semblable à celle des bâtiments ayant servi à élaborer les fonctions de vulnérabilité (Nollet, 2004).

En l'absence de données suffisantes, le recours à des modèles analytiques permet de construire les courbes de capacité (ou de fragilité) des bâtiments (ou classes de bâtiments), et donc de prédire les dommages induits. Parmi les nombreuses méthodes d'analyses sismiques, l'analyse dynamique non linéaire temporelle, qui nécessite la résolution de l'équation de mouvement pas à pas, semble être la plus complète pour le calcul de la réponse d'une structure à une excitation donnée. Cette approche est toutefois plus délicate à réaliser et à interpréter que les calculs statiques équivalents du type *Pushover*, et est difficilement envisageable pour les structures courantes.

Dans la réalité, le béton armé exhibe un comportement non linéaire en raison de la fissuration et de l'écrasement du béton ainsi que la plastification de l'acier. Ces non-linéarités peuvent être prises en compte par des lois de comportement monotone ou cycliques (modèles globaux, locaux ou semi-globaux). La courbe d'une analyse *Pushover* peut alors s'obtenir à partir d'un calcul non linéaire statique avec un modèle éléments finis comportant ces lois. Ces calculs non linéaires sont parfois difficiles à réaliser en raison des problèmes de convergence et de la lourdeur des modèles. Des méthodes simplifiées, basées sur une suite de calculs linéaires élastiques et des lois de comportement élastiques parfaitement plastiques, semblent être plus simples et moins coûteuses. La pertinence de celles-ci dépend de la capacité de l'algorithme utilisé à rendre compte de la dégradation de la raideur des éléments de la structure à l'apparition des déformations plastiques. Ces procédures utilisent habituellement, à chaque étape correspondant à une altération du comportement de la structure, des modèles de rotules plastiques pour se rapprocher du comportement non linéaire réel de la structure (Nazé et al., 2006). Cette dernière approche sera utilisée, dans ce qui suit, pour le tracé des courbes de capacité des bâtiments des différentes typologies préalablement définies. Les points de performance sont obtenus par une approche en amortissement selon l'ATC 40. Une modélisation numérique tridimensionnelle par éléments finis est effectuée à l'aide du logiciel ETABS v9.6.

Chapitre 3 : Typologie des bâtiments de la ville de Tizi-Ouzou

3.1. Introduction

La détermination de la vulnérabilité sismique du bâti existant dans une région, ou une ville, est une tâche particulièrement délicate : il est souvent difficile d'avoir accès à toutes les informations nécessaires à ce type d'analyse (plans détaillés, caractéristiques des matériaux utilisés, caractéristiques du sol, schéma du système porteur, codes de dimensionnement utilisés...); la quantité importante d'ouvrages à étudier et la variabilité des types de construction; la méconnaissance du comportement d'une structure ancienne faute d'informations disponibles sur sa conception et la qualité des matériaux. En effet, bien appréhender le comportement sismique d'une structure existante est bien plus difficile que la conception d'une nouvelle.

La première étape de l'analyse est de définir une typologie qui doit décrire le bâti de la zone d'étude. Les éléments qui permettent de distinguer entre les différents types sont généralement : le matériau de construction du système porteur (béton, maçonnerie, bois, acier); le système porteur (exemples : ossatures, voiles en béton armé); le niveau de conception parasismique (respect de normes plus ou moins contraignantes, généralement liées à l'époque de construction). D'autres caractéristiques (type de planchers, nombre d'étages, régularité en plan et en élévation, position du bâtiment, pente du site . . .) peuvent raffiner une typologie (Risk-UE, 2003; FEMA, 1999). En Europe, la méthode EMS98 (Gruenthal, 2001) utilise une typologie qui contient 15 types, dont 7 de maçonnerie et 6 de béton armé; la typologie de la méthode Risk-UE (Risk-UE 2001) en compte 23. La typologie aux États-Unis est plus détaillée avec plus de 90 types (FEMA, 2002).

3.2. Typologie des bâtiments

La définition d'une typologie consiste à avoir une vue d'ensemble du parc de bâtiments concernés au vu des caractéristiques recherchées. Cette typologie s'appuie sur des critères structuraux significatifs pour le comportement au séisme du bâtiment. Cette partie de l'étude dresse une typologie des bâtiments courants de la ville de Tizi-Ouzou (à usage d'habitation et commerce, administratif et mixte) et s'attache à définir les types généraux représentatifs du bâti local afin de représenter son comportement vis-à-vis de l'action sismique à grande échelle. Les bâtiments dont le fonctionnement est primordial pour la sécurité civile, pour la défense ou pour le maintien de l'ordre public, nécessitent une approche ciblée, compte tenu de leur importance stratégique. Seuls les paramètres ayant une influence prépondérante sur la tenue au séisme des bâtiments sont pris en considération. Avant de procéder au relevé des facteurs de vulnérabilité, les documents disponibles sont recueillis et examinés. Bien entendu,

il est nécessaire de vérifier si la réalisation est conforme aux plans, ce qui n'est assez souvent pas le cas.

3.2.1. Paramètres de la typologie

L'objectif du projet d'une construction parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique. Cet objectif peut être atteint avec succès et sans surcoûts importants en respectant certains « principes de conception ». Les principes de base (simplicité, continuité, régularité en plan et en élévation, résistance à la torsion, diaphragme efficaces, création des conditions d'un mécanisme plastique global, etc.) de la conception parasismique des bâtiments concernent le plus souvent à parts égales le travail de l'architecte et celui de l'ingénieur civil. En effet, la sécurité parasismique concerne non seulement le dimensionnement et le calcul mais aussi la conception architecturale et l'exécution de la structure porteuse et des éléments non porteurs (cloisons intérieures, éléments de façade, etc.). Nous évoquons dans ce qui suit les principaux paramètres relevés dans cette étude.

Année de construction (niveau de conception parasismique)

La ville de Tizi-Ouzou est caractérisée par un tissu urbain assez dense et relativement récent. Une classification, établie selon l'année de construction, caractérise les différentes étapes d'évolution du règlement parasismique algérien, correspondant à différents niveaux de conception parasismique *CPS* pouvant être définis en fonction des paramètres de base du dimensionnement (intensité, mouvement maximal du sol, cisaillement à la base du bâtiment) :

- *Sans conception parasismique (CPS = 0)* : Cette classe contient les structures publiques construites avant 1981, date de l'apparition du premier règlement parasismique algérien (RPA81), et les bâtiments de propriété privée non soumis au contrôle de la qualité des matériaux et d'exécution des travaux, ce qui est assez souvent le cas (catastrophe du séisme de Boumerdes 2003). En effet, les règles parasismiques algériennes n'ont été rendues obligatoires aux constructions privées qu'après 2003.

- *Niveau faible de conception parasismique (CPS = 1)* : cette classe concerne les bâtiments construits entre 1981 et 1999, calculés essentiellement selon les règles RPA88.

- *Niveau moyen de conception parasismique (CPS = 2)* : nous attribuons un niveau moyen de conception parasismique à toutes les constructions réalisées entre 1999 et 2003 et calculées selon les règles RPA99.

- *Bon niveau de conception parasismique (CPS = 3)* : les structures construites après 2003, selon les règles RPA99 version 2003, et soumises au contrôle, sont supposées avoir un bon niveau de conception parasismique. Ces règles, apparues suite au séisme de Boumerdes du 21

mai 2003, définissent une nouvelle classification des zones sismiques et des coefficients d'accélération plus élevés.

Système constructif

Le système constructif assure la transmission des efforts de la superstructure vers les fondations et caractérise la rigidité d'ensemble du bâtiment. Dans la zone d'étude, on distingue principalement des structures à ossature en béton armé (poteaux - poutres) associée à un plancher traditionnel (en corps creux et une dalle de compression) ; des constructions avec des murs et des dalles en béton armé ; et des structures mixtes (portiques et voiles en béton armé). Les structures en maçonnerie, moins fréquentes, sont relativement anciennes. L'utilisation de la charpente métallique demeure rare.

- *Béton armé – Portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide* : c'est l'une des structures typiques utilisée sans restriction avant 2003, notamment dans le secteur privé. Les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs (intérieurs et extérieurs) en maçonnerie de briques insérées dans le cadre poteaux-poutres. Dans ce cas, les portiques doivent être capables de reprendre la totalité des sollicitations dus aux charges horizontales et verticales. Afin de dissiper par déformation plastique le maximum d'énergie sismique sans s'effondrer, les règles parasismiques algériennes RPA 99 préconisent de dimensionner les structures en portiques auto-stables de telle sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux (article 7.6.2 : concept poteaux forts – poutres faibles). Un tel dimensionnement permettrait d'établir une hiérarchie des plastifications successives des divers éléments structuraux et d'atteindre un mécanisme de ruine de type plastic global et ductile et non un mécanisme plastic d'étage.

- *Béton armé – voiles* : ce type de structure est adapté aux bâtiments de hauteur relativement élevée, implantés dans des sites de sols classés comme défavorables (cas de la ZHUN). Ces éléments sont dimensionnés et conçus pour dissiper l'énergie dans une zone de rotule plastique de flexion juste au-dessus de leur base ; cette zone ne doit donc pas présenter d'ouverture ou de perforation large.

- *Béton armé – Portiques et voiles* : ces structures, constituées de portiques associés à des voiles en béton armé, sont très répandues après 2003. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les portiques et les voiles proportionnellement à leurs rigidités relatives.

- *Structures en maçonnerie non renforcée* : ce type de structure est très ancien et constitue une majeure partie du centre ville (de la période française, et contemporaines) et de la haute ville (type traditionnel) ; leur état de conservation varie sensiblement. Le statut juridique des propriétés peut être bien privé (pour l'ensemble des habitations), bien de l'État (établissements scolaires, centres de santé, mosquées). Les maisons de la ville coloniale sont composées de volumes compacts, formant des îlots séparés par des rues ou des ruelles. En

effet, les rez-de-chaussée sont actuellement significativement modifiés pour accueillir des activités commerciales.

Les bâtiments en maçonnerie sont généralement de faible hauteur (un à trois niveaux), et comportent des murs porteurs relativement épais, disposés suivant la direction principale. La maçonnerie de briques et de pierres, associée à un mortier de pose généralement à base de chaux et de terre, reste la plus largement utilisée. Des tiges d'acier sont insérées dans les intersections des murs, afin d'améliorer la qualité de connexion. Selon le cas, on trouve des planchers entièrement en bois, des planchers mixtes avec poutres métalliques et voutains, et des dalles pleines en béton armé. La couverture des bâtiments est à double pente, généralement réalisée en tuiles de terre cuite, supportées par une ossature constituée de chevrons et d'une charpente en bois.

- *Charpente métallique* : les structures mixtes (acier-béton) et les structures en charpente métallique se trouvent en nombre relativement restreint. Ces dernières se limitent à des hangars à usage commercial, industriel et de stockage.

Matériaux de construction

La nature des matériaux utilisés détermine la rigidité de la structure, les efforts et déformations admissibles et les éventuelles redistributions des efforts. Trois matériaux de base sont utilisés dans la ville de Tizi-Ouzou à savoir le béton armé, la maçonnerie (blocs de terre cuite ou de béton, pierre brute ou taillée) ainsi que l'acier.

Régularité

Les irrégularités, telles que définies dans le code parasismique (RPA99 modifié en 2003), peuvent induire des efforts défavorables sous sollicitations sismiques (torsion d'ensemble, concentration d'efforts dus à un surcroît local de rigidité...), et une déformation permanente (torsion) de la structure. Pour offrir une meilleure résistance au séisme, il est nécessaire d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique, et constituer un mécanisme de ruine global et non local. Les ouvrages doivent donc de préférence avoir des formes simples et une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation, ce qui n'est pas souvent le cas. Par ailleurs, les niveaux transparents, créés suite à une discontinuité des colonnes et des murs structurels, sont très courants dans les bâtiments étudiés car on laisse souvent le rez-de-chaussée ouvert en raison de l'usage (commerces). Dans ces niveaux flexibles, se concentrent toutes les déformations de la structure. Le résultat de cette disposition est souvent l'effondrement de l'« étage mou » qui entraîne l'effondrement total du bâtiment. Notons également que la ville de Tizi-Ouzou présente un relief accidenté très contrasté du massif tellien où l'on passe de la plaine (Sébaou) à la montagne (Djurdjura). Ainsi, des bâtiments fondés sur des terrains en pente, ont souvent des caractéristiques géométriques (nombres de

niveaux, longueurs de poteaux ...) différentes en amont et en aval de la construction, ce qui est défavorable vis-à-vis de l'action sismique.

Position

La position d'un bâtiment par rapport aux autres structures de son voisinage peut avoir un effet sur son comportement au cours d'un séisme. Un bâtiment isolé peut être considéré comme un ensemble mécaniquement indépendant, et fonctionnant comme tel. Très souvent, les bâtiments sont accolés en bandes. Les bâtiments situés à l'extrémité d'une rangée ou dans une position d'angle sont le plus souvent affectés. Un côté de la structure ancré à la voisine tandis que l'autre ne l'est pas, entraîne une irrégularité de la rigidité globale de celle-ci qui a tendance à aggraver les dégâts. Des dégâts sévères peuvent également se produire lorsque deux grands immeubles ayant des périodes propres distinctes sont situés trop près l'un de l'autre (cas très fréquent : structures des quartiers A-B&C de la ZHUN, et des différents lotissements). Au cours d'un séisme, ils peuvent osciller à des fréquences différentes et se heurter, causant un effet de pilonnage. Un groupe de bâtiments accolés doit donc en toute rigueur faire l'objet d'une analyse globale par îlot.

Nombre d'étages (hauteur)

La hauteur du bâtiment détermine en partie sa fréquence propre, sa masse et en conséquence les efforts à reprendre (statiques et dynamiques) par les éléments de la structure. La classification, selon le nombre de niveaux, dépend du type de la structure (Tab. 3.1).

Tableau 3.1 : Classification adoptée selon la hauteur de la structure.

Typologie	Classes selon le nombre de niveaux		
Structures en béton armé	1-3	4-7	8+
Structures en maçonnerie	1-2		3+

3.2.2. Classes de vulnérabilité, degrés de dommages

Le paramètre le plus utilisé dans les méthodes directes d'estimation de la vulnérabilité et des dommages est l'intensité macrosismique, dont l'évaluation est fondée directement sur l'observation des dommages. Le terme d'« intensité macrosismique », utilisé au sens de classification de sévérité de secousse du sol en fonction des effets observés dans une zone donnée, est considéré comme instrument sommaire de mesure des tremblements de terre.

L'échelle MSK64 utilise trois catégories de constructions (A, B et C) qui sont définies comme suit : Type A, maisons en argile, pisé, briques crues ; maisons rurales ; constructions en pierres tout venant. Type B, constructions en briques ordinaires ou en blocs de béton ; constructions mixtes maçonnerie-bois ; constructions en pierres taillées et Type C, constructions armées ; constructions de qualité en bois. L'échelle Macrosismique Européenne des intensités (EMS-92), qui dérive de l'échelle MSK64, a introduit la notion de classes de

vulnérabilité pour différencier entre les structures calculées au séisme et celles qui ne l'ont pas été, dans une même classe de bâtiments, et définit les quantités des habitations endommagées (peu, beaucoup, la plupart). L'échelle EMS-92 utilise 6 catégories différentes de bâtiments. Cochrane et Schaad (1992) ont construit des fonctions de vulnérabilité reliant le taux de dommage moyen à l'intensité MMI (Mercalli Modifiée, légèrement différente de l'échelle MSK/EMS, et plutôt moins précise) en introduisant d'autres facteurs de vulnérabilité : type de matériaux et de structure, âge, usage, sol de fondation, hauteur du bâtiment, régularité et symétrie, qualité de la construction.

Une nouvelle méthodologie numérique de quantification des dégâts sur une échelle d'intensité sismique, échelle PSI (Parameterless Scale of Intensity), a été proposée par Spence et al. (1992) en vue d'obtenir une meilleure fiabilité des fonctions de vulnérabilité. Ces fonctions de vulnérabilité sont corrélées aux mouvements du sol effectivement enregistrés au lieu d'être estimés à partir des degrés des échelles d'intensité traditionnelles MSK et MMI. Ceci s'obtient en évaluant les dommages au voisinage des stations d'enregistrement dans un rayon de 400 mètres. Cependant, cette échelle est encore loin d'être utilisée dans la pratique.

L'échelle macrosismique européenne EMS-98 (à douze degrés) fournit des courbes de fragilité donnant le niveau d'endommagement (variant de 1 à 5) en fonction de l'intensité macrosismique (Tab. 3.2 et 3.3). Celle-ci se distingue par le degré de détail par lequel les différents termes sont définis (types de bâtiments, degrés de dégâts) et est également la première échelle d'intensité à être illustrée. Cependant, la méthodologie conserve une certaine dépendance par rapport aux jugements des ingénieurs et des opinions des experts dans l'estimation des degrés de dégâts. Les indicateurs utilisés dans les échelles d'intensité peuvent être scindés en quatre groupes : êtres vivants, objets ordinaires, bâtiments, environnement naturel. Les trois premiers de ces groupes sont privilégiés par l'EMS-98.

Dans la méthodologie HAZUS, l'intensité macrosismique (MMI) a été remplacée par l'accélération maximale au sol (PGA) ou le déplacement spectral pour quantifier l'effet sismique. Ces données sont associées à un niveau d'endommagement, défini et décrit pour chaque type d'enjeux considéré. HAZUS utilise cinq degrés de dégâts (Tab. 3.4), ou niveaux de dommages pour les éléments structuraux, qui sont : D_0 (absence de dommages), D_1 (dommages légers/faibles), D_2 (dommages modérés), D_3 (dommages importants) et D_4 (dommages très importants).

Le D_0 correspond au niveau élastique du bâtiment. Il nous renseigne sur le niveau de conception et de dimensionnement initial du bâtiment et caractérise, à la limite, un endommagement superficiel et non structurel. Le D_1 représente un niveau de dégât contrôlé, la stabilité du bâtiment est assurée mais des dommages structuraux mineurs se sont développés. Le D_2 et D_3 représentent des niveaux d'endommagements avancés pour lesquels la stabilité est assurée dans une certaine mesure et la sécurité d'une partie de l'édifice est limitée. Le D_4 représente la limite au-delà de laquelle le bâtiment perd sa capacité portante et sa stabilité (effondrement du bâtiment). Il faut noter que dans le programme HAZUS, les

courbes de capacité bilinéaire sont des courbes moyennes, et toutes les grandeurs associées le sont aussi. L'utilisation de ces niveaux de dommages demande impérativement une correspondance entre les classes de bâtis donnés par HAZUS et celles représentatives du bâti existant dans la ville étudiée.

Tableau 3.2: Équivalence entre les accélérations maximales du sol, la magnitude du séisme et les niveaux d'intensités de l'EMS-98.

PGA (g)	Magnitude M	Niveau d'intensité EMS 98
0.025 g	< 5	Mineur
(0.05-0.1) g	5-5.9	Léger
(0.1-0.25) g	6-6.9	Important
(0.25-0.75) g	7-7.9	Fort
> 0.75 g	> 8	Majeur (très fort)

Tableau 3.3 : Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie et en béton armé selon l'EMS-98.

Degrés de dommage	1	2	3	4	5
Dommage	Dégâts négligeables à légers	Dégâts modérés	Dégâts sensibles à importants	Dégâts très importants	Destructions
Dégâts structureaux	Aucun	Légers	Modérés	Importants	Très importants
Dégâts non structureaux	Légers	Modérés	importants	Très importants	–

Tableau 3.4 : Définitions des niveaux d'endommagement selon HAZUS.

Niveau de dommages	Personnes	Bâtiments	Structures vitales
Aucun	Pas de blessés	Pas de dommages	Pas de dommages
Léger	Blessés légers nécessitant des soins médicaux de base sans hospitalisation	Endommagement structurel léger	Endommagement structurel léger
Modéré	Les blessures requièrent des soins poussés voire une hospitalisation	Endommagement structurel modéré	Endommagement structurel modéré
Importants	Blessures sévères pouvant entraîner la mort si elles ne sont pas soignées de manière adéquate rapidement	Endommagement structurel important	Endommagement structurel important
Total	Mort instantanée ou blessure fatale	Endommagement structurel total, ruine	Endommagement structurel total

3.3. Classification des structures, typologies adoptées

Le système de classification des structures dépend de l'objectif pour lequel il a été établi. En terme de vulnérabilité sismique, les constructions pouvant avoir le même comportement vis-à-vis des actions sismiques sont groupées dans la même classe de vulnérabilité. Nous présentons dans le Tableau 3.5, à titre de comparaison, les classifications utilisées dans l'EMS et HAZUS selon le type de la construction.

Tableau 3.5 : Comparaison entre les typologies définies par l'EMS 98 et HAZUS.

Typologie/classes de vulnérabilité EMS-98	Typologie HAZUS
<ul style="list-style-type: none"> - Moellon brute, pierre tout venant - Brique crue (adobe) - Pierre brute - Pierre massive - Maçonnerie non renforcée, avec des éléments préfabriqués - Maçonnerie non renforcée avec des planchers en béton armé 	<ul style="list-style-type: none"> - Maçonnerie non renforcée en murs porteurs (URM)
<ul style="list-style-type: none"> - Maçonnerie renforcée ou chaînée 	<ul style="list-style-type: none"> - Murs porteurs en maçonnerie renforcée avec planchers en bois ou en métal (RM1) - Murs porteurs en maçonnerie renforcée avec planchers préfabriqués en béton (RM2)
<ul style="list-style-type: none"> - Ossatures en BA - Murs en BA 	<ul style="list-style-type: none"> - Ossatures en BA (C1) - Murs en BA (C2) - Ossatures en BA avec remplissage en maçonnerie non renforcée (C3)
<ul style="list-style-type: none"> - Structures en acier 	<ul style="list-style-type: none"> - Ossatures en acier (S1) - Ossatures en acier avec diagonales (S2) - Ossatures en acier léger (S3) - Ossatures en acier avec murs en béton coulés en place (S4) - Ossatures en acier avec remplissage en maçonnerie non renforcée (S5)
<ul style="list-style-type: none"> - Structures en bois 	<ul style="list-style-type: none"> - Ossatures légères en bois (W1) - Structures à usage commercial et industriel en bois (W2)
<ul style="list-style-type: none"> - 	<ul style="list-style-type: none"> - Structures préfabriquées (murs en béton : PC1 & mixtes : PC2)
<ul style="list-style-type: none"> - 	<ul style="list-style-type: none"> - Maisons mobiles (MH)

Par ailleurs, le niveau de conception parasismique est également pris en considération (Tab. 3.6).

Tableau 3.6 : Niveaux de conception parasismique selon L'EMS 98 et HAZUS.

EMS-98	HAZUS
Sans conception parasismique (CPS)	Sans CPS
	Niveau faible de CPS
Avec un niveau moyen de CPS	Niveau moyen de CPS
Avec un bon niveau de CPS	Bon niveau de CPS

HAZUS intègre également la hauteur du bâtiment, paramètre essentiel affectant le comportement d'une structure sous l'action sismique (Tab. 3.7).

Tableau 3.7 : Classification selon la hauteur, donnée par HAZUS.

Typologie	Classes selon le nombre de niveaux		
C1, C2, C3, S1, S2, S4, S5, PC2, RM2	1-3	4-7	8+
S3, W2, PC1, MH	-		
W1	1-2		
RM1	1-3	4+	
URM	1-2	3+	

Les typologies de construction adoptées pour la ville étudiée, selon les caractéristiques évoquées au § 2, sont résumées dans le Tableau 3.8.

Tableau 3.8 : Typologies adoptées, équivalences de l'EMS-98 et HAZUS.

Structures en maçonnerie						
Typologie	Description	Nombre de niveaux	Équivalent EMS98	Équivalent HAZUS		
MNRL	Maçonnerie Non Renforcée	1-2	M1- M6	URML		
MNRM		3+	M1- M6	URMM		
Structures en béton armé (BA)						
Typologie	Description	Niveau de conception parasismique (CPS)	Nombre de niveaux	Équivalent EMS98	Équivalent HAZUS	
OBA0L	Ossatures en Béton Armé	Aucun (CPS = 0)	1-3	RC1 : Ossatures en béton armé sans CPS	C1L	Pre-Code
OBA0M			4-7		C1M	
OBA0H			8+		C1H	
OBA1L		Faible (CPS = 1)	1-3	-	C1L	Low-Code
OBA1M			4-7		C1M	
OBA1H			8+		C1H	
OBA2L		Moyen (CPS = 2)	1-3	RC2 : Ossatures en béton armé avec un niveau moyen de CPS	C1L	Medium-Code
OBA2M			4-7		C1M	
OBA2H			8+		C1H	
OBA3L		Bon (CPS = 3)	1-3	RC3 : Ossatures en béton armé avec un bon niveau de CPS	C1L	High-Code
MBA0L		Aucun (CPS = 0)	1-3	RC4 : Murs en béton armé sans CPS	C2L	Pre-Code
MBA0M			4-7		C2M	

MBA0H	Murs en Béton Armé	Faible (CPS = 1)	8+	-	C2H	Low-Code		
MBA1L			1-3		C2L			
MBA1M			4-7		C2M			
MBA1H			8+		C2H			
MBA2L		Moyen (CPS = 2)	1-3	RC5 : Murs en béton armé avec un niveau moyen de CPS	C2L		Medium-Code	
MBA2M			4-7		C2M			
MBA2H			8+		C2H			
MBA3L		Bon (CPS = 3)	1-3	RC6 : Murs en béton armé avec un bon niveau CPS	C2L		High-Code	
MBA3M			4-7		C2M			
MBA3H			8+		C2H			
SMBA0L		Structures Mixtes en Béton Armé	Aucun (CPS = 0)	1-3	-			-
SMBA0M				4-7				
SMBA0H	8+							
SMBA1L	Faible (CPS = 1)		1-3	-		-		
SMBA1M			4-7					
SMBA1H			8+					
SMBA2L	Moyen (CPS = 2)		1-3	-		-		
SMBA2M			4-7					
SMBA2H			8+					
SMBA3L	Bon (CPS = 3)		1-3	-		-		
SMBA3M			4-7					
SMBA3H			8+					
Structures métalliques								
CM	Constructions en Charpente Métallique			S : Structures en charpente métallique	S1, S2, S3, S4, S5			
<p>- Les lettres L, M et H indiquent la classe du bâtiment selon le nombre de niveaux (hauteur), - Les chiffres 0, 1, 2 et 3 représentent le niveau de conception parasismique CPS (Tab. 3.8bis).</p>								

Tableau 3.8bis : Symboles utilisés pour définir les différentes typologies.

<i>Nombre de niveau</i>	1-3		4-7		8+
<i>Hauteur</i>	Faible		Moyenne		Grande
<i>Symbole</i>	L		M		H
<i>Année de construction</i>	Avant 1981	1981-1999	1999-2003	Après 2003	
<i>Règles parasismiques utilisées</i>	-	RPA88	RPA99	RPA99 Version 2003	
<i>Niveau de CPS</i>	0 (Sans CPS)	1 (Faible)	2 (Moyen)	3 (Bon)	

3.4. Inventaire des bâtiments

Le territoire de la commune de Tizi-Ouzou est l'un des plus grands de sa wilaya. Il comprend la ville (chef-lieu) et de nombreux villages situés à la périphérie de celle-ci. Le parc immobilier de cette commune est évalué à 32604 constructions sur une surface de 10236 hectares avec environ 135088 habitants et un taux d'accroissement annuel moyen de 1,5 (RGPH-08). La grande partie de la population, estimée à 104312 habitants soit 77.22%, réside dans le chef-lieu d'une superficie d'environ 2000 hectares, qui contient 26687 logements soit

81.85% du parc total. Dans les agglomérations secondaires, se trouvent 27612 habitants soit 20.44% et 5367 logements représentant un taux inférieur à 17%. Moins de 3% des habitants occupent les logements de la zone éparse, qui n'excèdent pas 2% du parc total de la commune.

3.4.1. Structures soumises au contrôle, construites avant 2003

Les données (plans, rapports du sol, rapports d'écrasement de béton) obtenues auprès des différents organismes concernent 819 constructions publiques et privées, soumises au contrôle de la qualité des matériaux et d'exécution des travaux. Nous avons relevé pour chaque bâtiment le plan de masse, l'année de construction, le système constructif, le nombre de niveaux, la hauteur, les dimensions en plan, la résistance du béton et le type de sol. Nous résumons, dans ce qui suit, les principaux résultats :

Niveau de conception parasismique (Tab. 3.9 et Fig. 3.1)

Tableau 3.9 : Classification selon le niveau de conception parasismique.

Niveau CPS	0			1			2		
Nombre bât.	265			535			19		
Pourcentage	32.36%			65.32%			2.32%		
Système constructif	Voiles	Portiques	Mixtes	Voiles	Portiques	Mixtes	Voiles	Portiques	Mixtes
Nombre bât.	166	64	35	316	207	12	2	16	1
Pourcentage	62.64	24.15	13.21	59.07	38.69	02.24	10.53	84.21	05.26

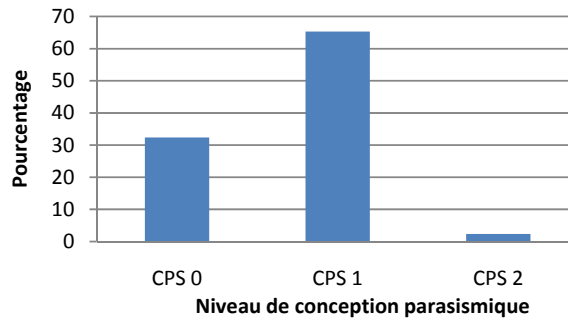


Figure 3.1 : Niveau de conception parasismique.

Système constructif (Tab, 3.10 et Fig. 3.2)

Tableau 3.10 : Classification selon le système constructif.

Système constructif	Voiles			Portiques			Mixtes		
Nombre de bât.	484			287			48		
pourcentage	59.10%			35.04%			05.86%		
Niveau CPS	0	1	2	0	1	2	0	1	2
Nombre de bât.	166	316	2	64	207	16	35	12	1
Pourcentage	34.30	65.29	0.41	22.30	72.82	4.88	72.92	25	2.08

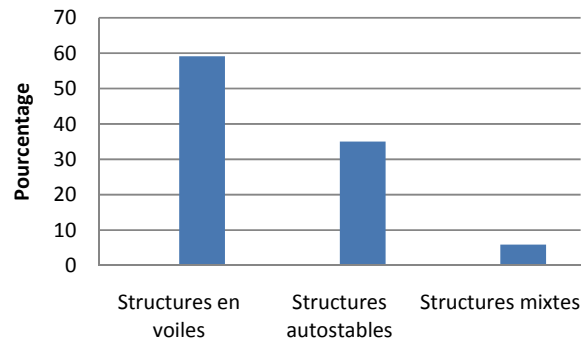


Figure 3.2 : Système constructif.

Hauteur du bâtiment (Tab. 3.11 et Fig. 3.3)

Tableau 3.11 : Classification selon la hauteur du bâtiment.

Nombre de niveaux	1-3	4-7	8+
Nombre de bâtiments	155	607	57
Pourcentage	18.93	74.11	06.96

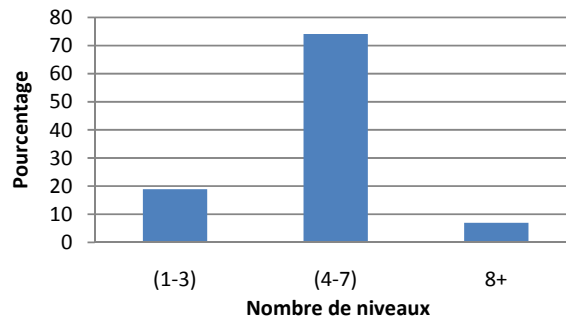


Figure 3.3 : Nombre de niveaux.

Irrégularité en plan et en élévation (Tab. 3.12)

Tableau 3.12 : Classification selon l'irrégularité en plan et en élévation.

Type de bâtiments	Irréguliers en plan	Irrégulier en élévation	Irréguliers en plan et en élévation	Réguliers
Nombre	85	41	23	670
Pourcentage	10.38	05.01	02.81	81.80

Usage des bâtiments (Tab. 3.13)

Tableau 3.13 : Classification selon l'usage des bâtiments.

Usage	1*	2*	3*	4*	5*	6*	7*	8*
Nombre	650	56	35	27	23	20	06	02
Pourcentage	79.37	06.84	04.27	03.29	02.81	02.44	00.73	00.24

- *1. Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.
- 2. Salles de classes, enseignements.
- 3. Administration.
- 4. Services.
- 5. Restaurants, dortoirs, salles de réunions, salles d'exposition, de sport.
- 6. Entrepôts, hangars, ateliers, garages.
- 7. Bâtiments à usage hospitalier.
- 8. Archives, bibliothèques.

Caractéristiques des structures auto-stables en béton armé (Tab. 3.14 et Fig. 3.4)

Tableau 3.14 : Typologies des structures auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie.

Type de bâtiments	Structures en portiques : nombre = 287								
Niveau de CPS	0			1			2		
Nombre de niveaux	1-3	4-7	8+	1-3	4-7	8+	1-3	4-7	8+
Nombre de bât.	23	37	05	101	106	01	03	10	01
Pourcentage	08.01	12.89	01.74	35.19	36.93	00.35	01.04	03.48	00.34
Typologie	OBA0 L	OBA0 M	OBA0 H	OBA1 L	OBA1 M	OBA1 H	OBA 2L	OBA2 M	OBA2 H

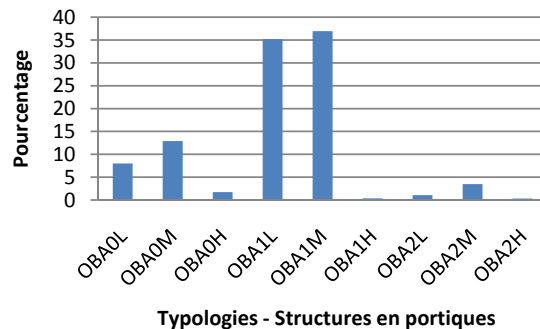


Figure 3.4 : Typologies des structures auto-stables.

Caractéristiques des structures en voiles en béton armé (Tab. 3.15 et Fig. 3.5)

Tableau 3.15 : Typologies des structures en voiles en béton armé.

Type de bâtiments	Structures en voiles : nombre = 484								
Niveau de CPS	0			1			2		
Nombre de niveaux	1-3	4-7	8+	1-3	4-7	8+	1-3	4-7	8+
Nombre de bât.	17	111	38	06	301	09	00	02	00
Pourcentage (%)	3.51	22.93	07.85	01.24	62.20	01.86	00	00.41	00
Typologie	MBA0L	MBA0M	MBA0H	MBA1L	MBA1M	MBA1H	MBA2L	MBA2M	MBA2H

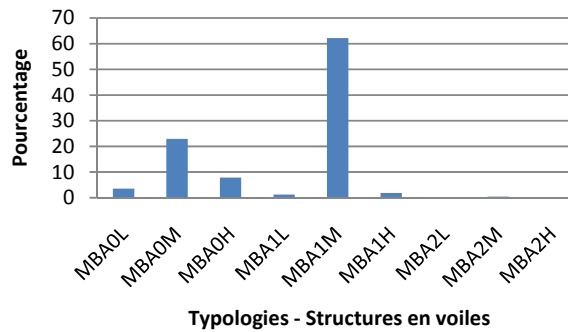


Figure 3.5 : Typologies des structures en voiles.

Caractéristiques des structures mixtes en béton armé (Tab. 3.16 et Fig. 3.6)

Tableau 3.16 : Typologies des structures mixtes en béton armé.

Type de bâtiments	Structures mixtes : nombre = 48								
Niveau de CPS	0			1			2		
Nombre de niveaux	1-3	4-7	8+	1-3	4-7	8+	1-3	4-7	8+
Nombre de bât.	00	34	00	03	08	02	00	01	00
Pourcentage (%)	00	70.83	00	06.25	16.67	04.17	00	02.08	00
Typologie	SM0L	SM0M	SM0H	SM1L	SM1M	SM1H	SM2L	SM2M	SM2H

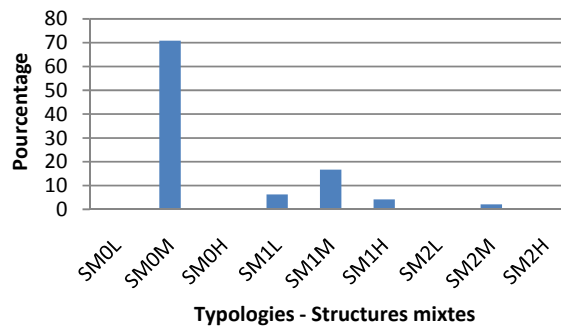


Figure 3.6 : Typologies des structures mixtes.

Des résultats précédents, nous constatons que :

Plus de 96% des bâtiments construits **avant 2003**, et soumis au **contrôle** de la qualité des matériaux et d'exécution des travaux, appartiennent au secteur public, et sont dans leur quasi totalité en béton armé.

Le taux le plus élevé des bâtiments (65.32%) est construit entre 1981 et 1999, selon les règles parasismiques algériennes RPA88, d'où un niveau faible de conception parasismique ; suivis des bâtiments conçus avant 1981 (32.36%) sans aucunes mesures parasismiques.

Environ 74% des constructions ont un nombre de niveau compris entre 4 et 7, 18.93% possèdent au plus trois niveaux, et uniquement 6.96% des structures dépassent 7 niveaux.

Les constructions en voiles sont estimées à 59%, suivies des structures en portiques à 35%. Cependant les structures mixtes restent les plus faibles en nombre et n'atteignent pas 6% (05.86%).

Plus de 68.5% des bâtiments comportent une terrasse (accessible ou inaccessible), environ 75% comportent des joints, et 81.8 % des structures sont régulières en plan et en élévation.

79.37% des bâtiments sont à usage d'habitation, bureaux et commerces. Les taux les plus faibles sont à usage hospitalier, archives et bibliothèques.

Les typologies les plus prépondérantes sont : OBA1M, OBA1L, OBA0M, MBA1M, MBA0M, SM0M et SM1M.

3.4.2. Enquête d'inventaire

Afin de compléter cette analyse, une enquête d'inventaire est menée notamment sur les constructions privées. Une fiche d'enquête (Fig. 3.7), incluant plusieurs rubriques, est utilisée. Les bâtiments enquêtés (Tab. 3.17) ont été choisis de façon à pouvoir représenter les principales typologies existantes, et sont répartis comme indiqué sur la Figure 3.8. Cette enquête a fourni les données de base pour définir la typologie des bâtiments de cette ville. Par ailleurs, il est important de rappeler que, depuis 2003, certaines décisions ont été prises en matière de protection sismique à savoir l'exigence de l'étude de génie civil pour toutes les constructions privées. Les études de sols sont également devenues obligatoires pour tous les ouvrages dépassant R+2 ou avec des surfaces de planchers supérieures à 400 m² quelque soit le nombre d'étages.

Fiche d'enquête du bâti de la ville de Tizi-Ouzou

Type de la construction : bâtiment maison individuelle autre :.....

Adresse :.....

.....

Propriétaire : public privé

Usage : habitation commerce bureaux autres :.....

Type de structure : ossature en BA voiles en BA mixte

Maçonnerie charpente métallique

Nombre de niveaux :

Existence de : vide sanitaire s.sol nombre

Irrégularité : en plan en élévation

Toit : terrasse accessible terrasse inaccessible toit en pente

Position : à l'angle au milieu isolée

Implantation sur une pente : oui non

État de la construction : bon moyen mauvais

Année de construction :

Figure 3.7 : Fiche d'enquête.

Tableau 3.17 : Bâtiments soumis à l'inventaire.

<i>Quartiers</i>	<i>Cités</i>	<i>Cités</i>
A, B, C	Centre-ville	Million
<i>Axes</i>	200 Villas	11 Décembre
boulevard STITI	BEKKAR	5 Juillet
lycée ABANE Ramdane	GENISIDER	Tours Villas
boulevard KRIM Belkacem	104 + 14 logements (ENPI)	Eucalyptus
<i>Lotissements</i>	166 logements (ENPI)	DJURDJURA (ex : 600 Quillery)
AMEYOUND	82 logements (ENPI)	60 logt Avenue ABANE Ramdane
TALA ALLAM	600 (704+72) logements (ENPI)	20 Aout (CNEP)
ANEIR AMELLAL	480 logements (ENPI)	Salah LOUANCHI (ex : 600 GENISIDER)
ELBORDJ	450 logements (ENPI)	46 logt Avenue ABANE Ramdane
HASSNAOUA	AMRAOUA	40/600 log SAA
BEKKAR	BOUAZIZ	M'DOUHA (100+64) logements
BEKKAR et ZIDANE	COTITEX	632 logements
HAMOUTENE	COSIDER	Fonctionnaires
SUD OUEST	Les Palmiers	Les Genêts
BOUZAR	NAEGELEN	Le Cadi
	145 logements	50 logt MOKADEM
	Mohamed BOUDIAF (ex : 2000 logements)	

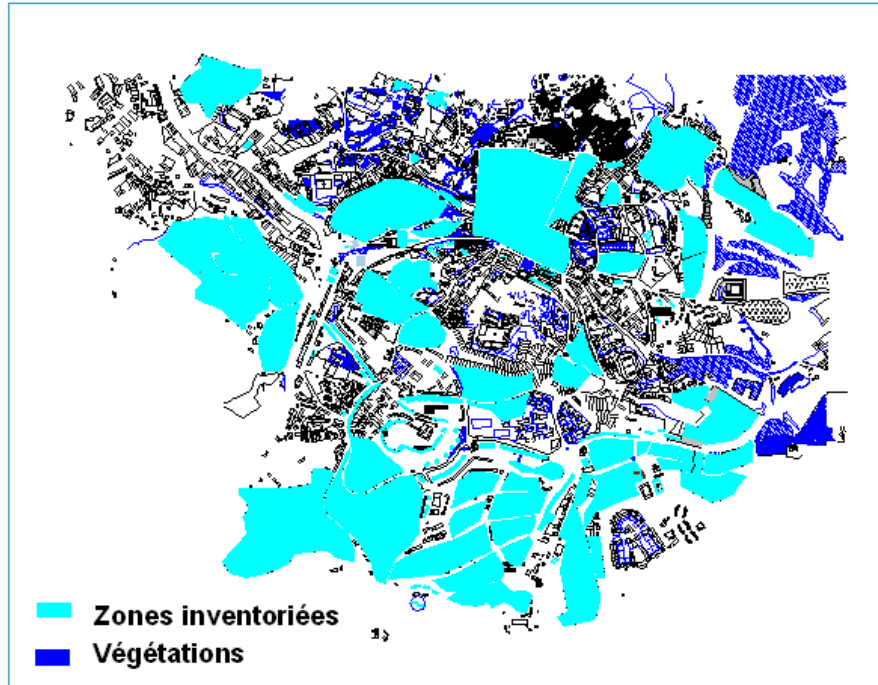


Figure 3.8 : Répartition des bâtiments inventoriés.

3.4.3. Résultats de l'enquête

Le nombre de bâtiments privés réalisés dans la commune de Tizi-Ouzou entre 1977 et 2012 est d'environ 6892, dont plus de 48% sont situés dans le chef lieu de la commune (selon les différents registres de l'APC). Parmi ces derniers, 34% uniquement ont été réalisés après 2003. À titre d'exemples, les Tableaux (3.18a à 3.18r) résument une partie des résultats obtenus. Des exemples de variation des typologies sont illustrés par la Figure 3.9.

Tableau 3.18a : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, QUARTIER C.

Adresse	QUARTIER C – 125 bâtiments inventoriés		
Propriétaire (%)	Privé (95)		Public (5)
Année de construction (%)	Avant 2003 (97)		
Usage (%)	Habitation, commerce et service (95)		Écoles (05)
Type de construction (%)	Maisons individuelles (81)	Immeubles collectifs (14)	Écoles (5)
Système constructif	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie		
Nombre de niveaux (%)	(1-3) (78.40)	(4-7) (15.20)	8+ (6.40)
Existence de sous-sol (%)	68		
Existence d'une pente	Oui		
Irrégularité (%)	En plan (02.40)	En élévation (4)	En plan et en élévation (02.4)
Typologie (%)	OBA0L (73.60) ; OBA0M (15.20) ; OBA0H (06.40) ; OBA1L (04.80)		

Tableau 3.18b : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, CENTRE-VILLE.

Adresse	CENTRE-VILLE – 388 bâtiments inventoriés		
Propriétaire (%)	Privé (87.11)	Public (12.89)	
Usage	Habitation, commerce et service, écoles, mosquées		
Année de construction (%)	Secteur public		
	Avant 1981 (11.34)	(1981-1999) (01.55)	Après 1999 (0.0)
	Secteur privé		
Matériaux (%)	Avant 2003 (79.12)		Après 2003 (07.99)
	Maçonnerie (pierre-brique) (55.67)		Béton armé (44.33)
Système constructif	Maçonnerie non renforcée ; ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie ; structures mixtes		
Nombre de niveaux (%)	(1-3) (77.06)	(4-7) (21.65)	8+ (01.29)
Existence de sous-sol (%)	7		
Typologie (%)	MNRL (54.64) ; OBA0L (21.13) ; OBA0M (plus de 11.60) ; SM0M (plus de 05.18) ; SM0H (01.30) ; MNRM (01.03)		

Tableau 3.18c : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, cité 200 VILLAS.

Adresse	200 VILLAS – 125 bâtiments inventoriés		
Propriétaire (%)	Privé (96)	Public (04)	
Usage	Habitation, service		
Année de construction (%)	Maisons individuelles construites principalement en 1973 (77)		Après 2003 (11)
Système constructif	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie ; Structures mixtes		
Nombre de niveaux (%)	(1-3) (77.60)	(4-7) (20.80)	8+ (01.60)
Existence de sous-sol	Moins de 10 %		
Existence d'une pente	Non		
Typologie (%)	OBA0L (77.60) ; OBA0M (11.20) ; SM0M (09.60) ; SM0H (01.60)		

Tableau 3.18d : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement TALA ALLAM.

Adresse	TALA ALLAM – 94 bâtiments		
Propriétaire	Privé		
Usage	Habitation, commerce et service		
Année de construction (%)	Avant 2003 (90)		Après 2003 (08.50)
Système constructif	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie		
Nombre de niveaux (%)	(1-3) (84.04)	(4-7) (11.7)	8+ (04.26)
Existence de sous-sol (%)	16		
Typologie (%)	OBA0L (84.04) ; OBA0M (06.38) ; SM0M (05.32) ; SM0H (04.26)		

Tableau 3.18e : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement ANEIR AMELLAL.

Adresse	ANEIR AMELLAL – 62 bâtiments		
Propriétaire	Privé		
Usage	Habitation, commerce et service		
Année de construction (%)	Avant 2003 (74.20)		Après 2003 (25.80)
Système constructif	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie ;		

	Structures mixtes	
Nombre de niveaux (%)	(1-3) (51.61)	(4-7) (48.39)
Existence de sous-sol (%)	60	
Typologie (%)	OBA0L (51.61) ; SM0M (25.80) ; OBA0M (22.58)	

Tableau 3.18f : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement ELBORDJ.

Adresse	ELBORDJ – 56 bâtiments	
Propriétaire	Privé	
Usage	Habitation, commerce et service	
Année de construction	Après 2003 (moins de 13 %)	Avant 2003 (plus de 87 %)
Système constructif	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie ; Structures mixtes	
Nombre de niveaux (%)	(1-3) (75)	(4-7) (25)
Existence de sous-sol	Moins de 20 %	
Typologie (%)	OBA0L (75) ; OBA0M (12.50) ; SM0M (12.50)	

Tableau 3.18g : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement HASSNAOUA.

Adresse	HASSNAOUA – 31 bâtiments	
Propriétaire	Privé	
Usage	Habitation, commerce et service	
Année de construction (%)	Avant 2003 (74.20)	Après 2003 (25.80)
Système constructif	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie ; Structures mixtes	
Nombre de niveaux (%)	(1-3) (32.26)	(4-7) (67.74)
Existence de sous-sol (%)	35.50	
Typologie (%)	OBA0M (45.16) ; OBA0L (32.26) ; SM0M (22.58)	

Tableau 3.18h : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, cité BEKKAR.

Adresse	BEKKAR – 65 bâtiments		
Propriétaire	Privé (plus de 95 %)	Public (moins de 5 %)	
Usage	Habitation, école, mosquée		
Année de construction	Maisons individuelles construites à partir de 1972		
Système constructif	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie		
Nombre de niveaux (%)	(1-3) (92)	(4-7) (8)	8+ (0 %)
Existence de sous-sol	Moins de 11 %		
Typologie (%)	OBA0L (89) ; OBA0M (08) ; OBA3L (03)		

Tableau 3.18i : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissements BEKKAR et BEKKAR & ZIDANE

Adresse	BEKKAR (*) et BEKKAR & ZIDANE (**)	
Propriétaire	Privé	
Usage	Habitation	
Année de construction (%)	Avant 2003 (42)	Après 2003 (58)
Système constructif	Ossatures en béton armé ; Structures mixtes	
Nombre de niveaux	(1-3) (25* – 50**)	(4-7) (8.34* – 16.66**)

Existence de sous-sol	Plus de 94 %
Existence d'une pente	Oui
Typologie (%)	* OBA0L (25) ; SM0M (05.56) ; OBA0M (02.78) ** OBA0L (50) ; SM0M (11.10) ; OBA0M (05.56)

Tableau 3.18j : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement HAMOUTENE.

Adresse	HAMOUTENE – 148 bâtiments
Propriétaire	Privé
Usage	Habitation
Année de construction	Maisons individuelles construites pendant les années 70
Système constructif	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie
Nombre de niveaux	(1-3)
Existence de sous-sol	Plus de 50 %
Existence d'une pente	Oui
Typologie	OBA0L

Tableau 3.18k : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, QUARTIERS A & B.

Adresse	QUARTIERS A & B – 94 bâtiments		
Propriétaire	Privé		
Usage	Habitation, commerce et service		
Année de construction	Avant 2003		
Système constructif	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie		
Nombre de niveaux (%)	(1-3) (37.23)	(4-7) (62.77)	8+ (0)
Existence de sous-sol	67 %		
Irrégularité	Non		
Existence d'une pente	Oui (pente variable de faible à importante)		
Typologie (%)	OBA0M (62.77) ; OBA0L (37.23)		

Tableau 3.18l : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, axe du boulevard STITI.

Adresse	BOULEVARD STITI – 28 bâtiments	
Propriétaire (%)	Privé (71.43)	Public (28.57)
Usage	Habitation, commerce et service	
Année de construction	Avant 2003	
Système constructif	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie	
Nombre de niveaux (%)	(4-7) (92.86)	8+ (07.14)
Existence de sous-sol	10.71 %	
Existence d'une pente	Oui (Pente relativement faible)	
Irrégularité	Non	
Typologie la plus prépondérante (%)	OBA0M (67.86)	

Tableau 3.18m : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, axe lycée ABANE RAMDANE.

Adresse	AXE LYCÉE ABANE RAMDANE - 35 bâtiments
Propriétaire	Privé
Usage	Habitation, commerce et service

<i>Année de construction</i>	Après 2003	
<i>Système constructif</i>	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie	
<i>Nombre de niveaux (%)</i>	(1-3) (02.86)	(4-7) (97.14)
<i>Existence de sous-sol</i>	Plus de 11 %	
<i>Existence d'une pente</i>	Oui	
<i>Irrégularité</i>	Non	
<i>Typologie (%)</i>	OBA0M (97.14) ; OBA0L (02.86)	

Tableau 3.18n : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, axe du boulevard KRIM BELKACEM.

<i>Adresse</i>	AXE BOULEVARD KRIM BELKACEM – côté centre biomédical - 34 bâtiments	
<i>Propriétaire</i>	Privé	
<i>Usage</i>	commerces, bureaux, habitation, école, hôtels	
<i>Année de construction (%)</i>	Avant 2003 (91.20)	Après 2003 (08.82)
<i>Système constructif (%)</i>	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie (91.20) ; Structures mixtes (08.82)	
<i>Nombre de niveaux</i>	(1-3) – 02.94 %	(4-7) – 97.06 %
<i>Existence de sous-sol</i>	pour quelques immeubles uniquement	
<i>Existence d'une pente</i>	Pente relativement faible	
<i>Irrégularité</i>	Non (pour la quasi-totalité)	
<i>Typologie (%)</i>	OBA0M (97.06) ; OBA0L (02.94)	

Tableau 3.18o : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, cité AMRAOUA.

<i>Adresse</i>	AMRAOUA – 70 bâtiments		
<i>Propriétaire</i>	Privée		
<i>Usage</i>	Habitation ; plus commerce et service pour les coopératives		
<i>Année de construction</i>	Avant 2003		
<i>Système constructif</i>	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie (plus de 91%)		
<i>Nombre de niveaux (%)</i>	(1-3) (82.86)	(4-7) (12.86)	8+ (04.28)
<i>Existence de sous-sol</i>	16 %		
<i>Existence d'une pente</i>	pente variable		
<i>Typologie (%)</i>	OBA0L (82.86) ; SM0M (07.14) ; OBA0M (05.71) ;		

Tableau 3.18p : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, cité BOUAZIZ.

<i>Adresse</i>	BOUAZIZ - 93 bâtiments		
<i>Propriétaire</i>	Privée		
<i>Usage</i>	Habitation, commerce, service		
<i>Année de construction</i>	Avant 2003		
<i>Système constructif</i>	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie		
<i>Nombre de niveaux (%)</i>	(1-3) (90.32)	(4-7) (09.68)	
<i>Existence de sous-sol</i>	45.16 %		
<i>Existence d'une pente</i>	pente assez accentuée		
<i>Typologie (%)</i>	OBA0L (90.32) ; OBA0M (maisons individuelles) (07.53) ; SM0M (02.15)		

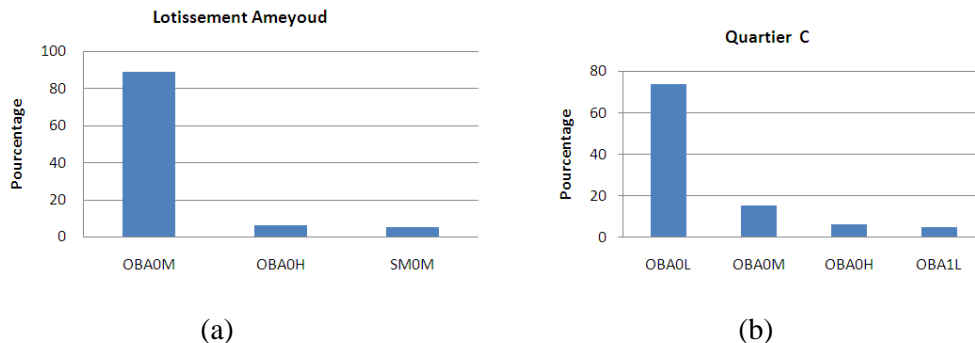
Tableau 3.18q : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement SUD-OUEST.

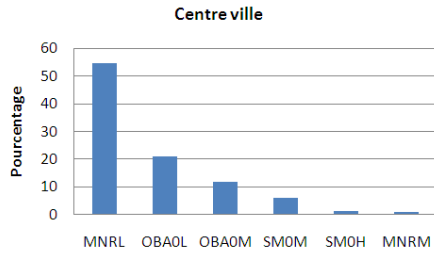
Adresse	SUD-OUEST - 146 bâtiments		
Propriétaire	Privé		
Usage	Habitation		
Année de construction	Avant 2003		
Système constructif	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie		
Nombre de niveaux (%)	(1-3) (91.78)	(4-7) (07.53)	8+ (00.68)
Existence de sous-sol	Pour certains bâtiments uniquement		
Implantation sur une pente	Pente accentuée		
Typologie (%)	OBA0L (91.78) ; OBA0M (07.53) ; SM3H (00.68)		

Tableau 3.18r : Caractéristiques du bâti de la ville de Tizi-Ouzou, lotissement BOUZAR.

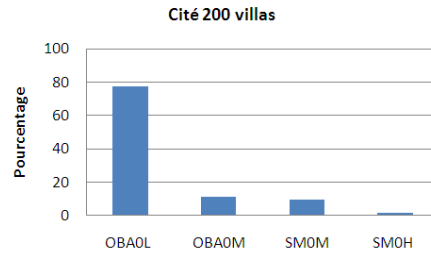
Adresse	BOUZAR - 65 bâtiments	
Propriétaire	Privé	
Usage	Habitation, commerce, service	
Année de construction (%)	Avant 2003 (47.69)	Après 2003 (52.31)
Système constructif (%)	Ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie (72.31) ; Structures mixtes (27.69)	
Nombre de niveaux (%)	(4-7) (90.77)	8+ (09.23)
Existence de sous-sol	Environ 50 %	
Implantation sur une pente	Pente variable de faible à accentuée	
Typologie (%)	OBA0M (66.15) ; SM0M (24.62) ; OBA0H (04.62) ; SM0H (04.61)	

Figure 3.9 : Quelques exemples des typologies définies : (a) Lotissement Ameyoud, (b) Quartier C, (c) Centre-ville, (d) Cité 200 Villas, (e) Lotissement Aneir-Amellal, (f) Lotissement Elbordj, (g) Lotissement Hassnaoua, (h) Cité Bekkar, (i) Quartiers A&B, (j) Lotissement Tala Allam, (k) Axe lycée Abane Ramdane, (l) Axe Boulevard Krim Belkacem, (m) Cité Genisider, (n) Cité 166 logements, (o) Cité 480 logements, (p) Cité Amraoua, (q) Cité Bouaziz, (r) Cité Cosider, (s) Lotissement Sud-ouest (t) Lotissement Bouzar.

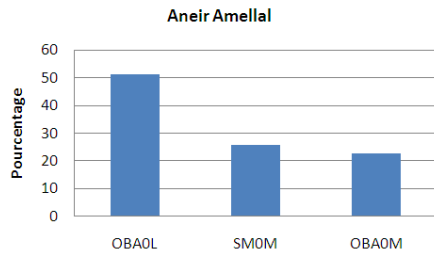




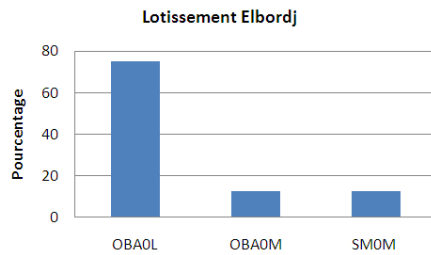
(c)



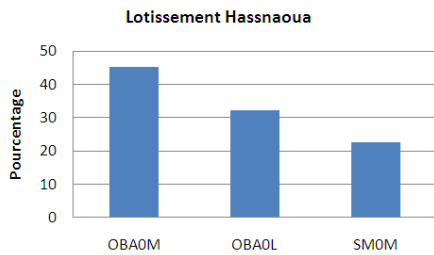
(d)



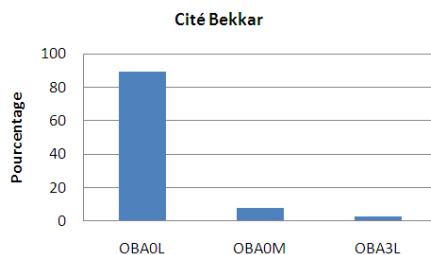
(e)



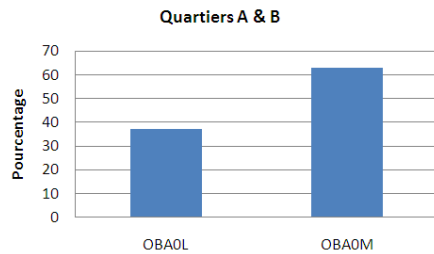
(f)



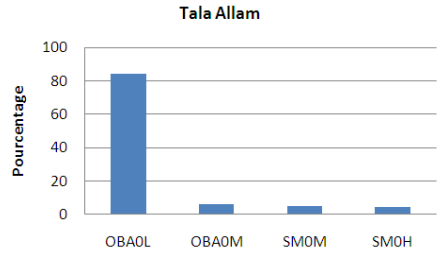
(g)



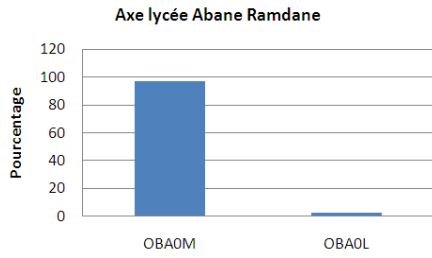
(h)



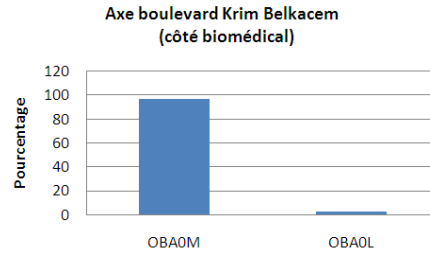
(i)



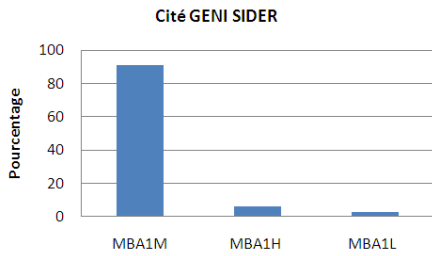
(j)



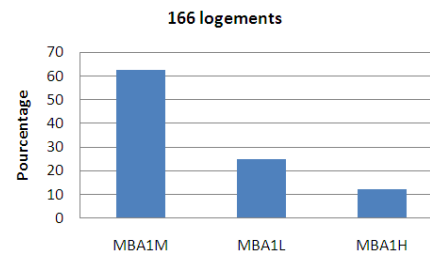
(k)



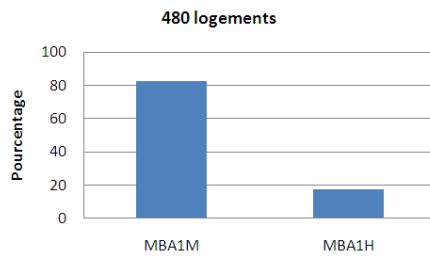
(l)



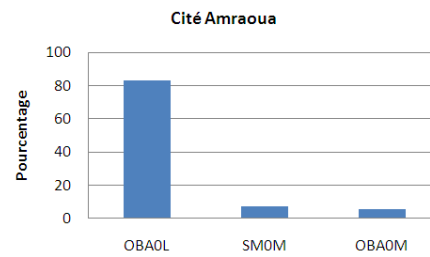
(m)



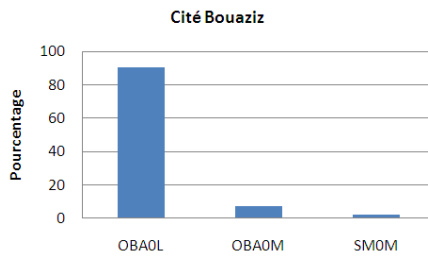
(n)



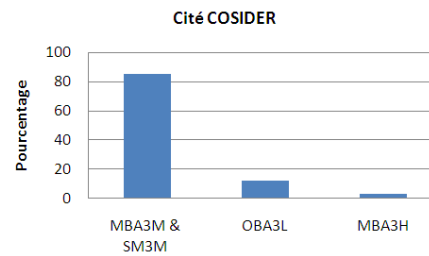
(o)



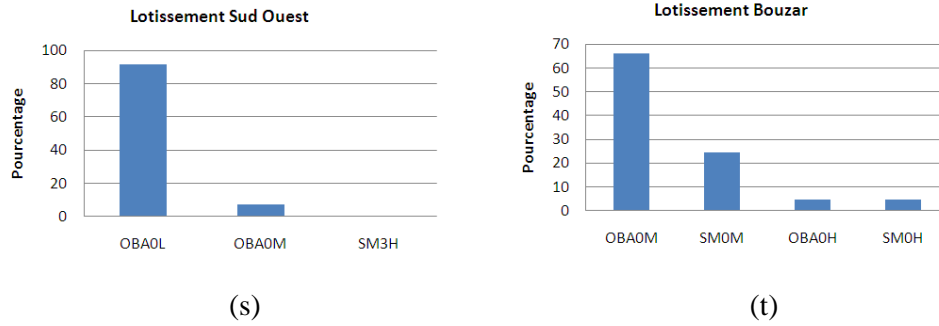
(p)



(q)



(r)



Pour mieux visualiser la répartition des différentes typologies du bâti existant dans la ville, les résultats sont présentés sur la carte de la Figure 3.10.

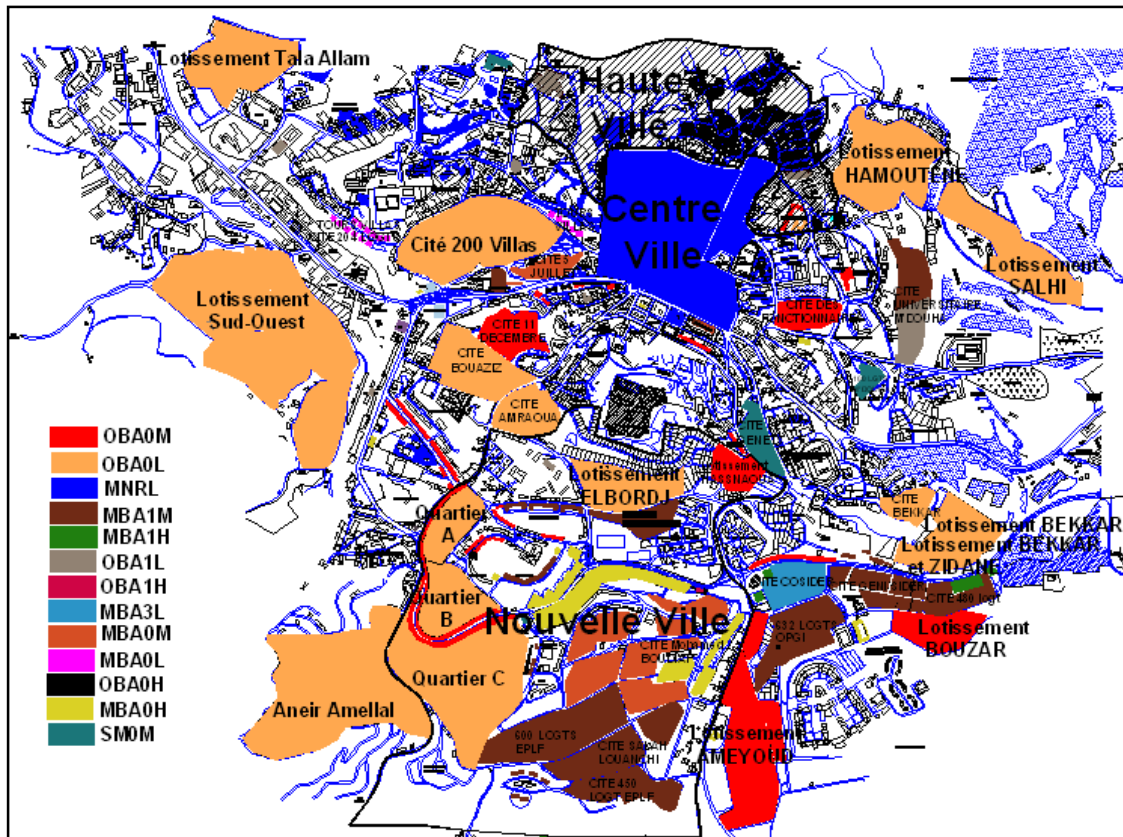


Figure 3.10 : Répartition des typologies les plus prédominantes de la ville de Tizi-Ouzou. Chaque couleur indique la typologie la plus prépondérante de la zone considérée. Seules les zones inventoriées sont illustrées sur la figure.

Les différentes typologies sont classées en nombre décroissant par le Tableau 3.19 et illustrées par la Figure 3.11.

Tableau 3.19 : Typologies de la ville de Tizi-Ouzou.

N°	Typologie	Nombre - %	N°	Typologie	Nombre - %	N°	Typologie	Nombre - %
01	OBA0L	1030 – 46.54	07	MBA3M	28 – 01.27	13	OBA1L	06 – 00.27
02	OBA0M	420 – 18.98	08	OBA0H	27 – 01.22	14	OBA3L	06 – 00.27
03	MBA1M	232 – 10.48	09	MBA0H	26 – 01.17	15	MBA1L	05 – 00.23
04	MNRL	212 – 09.58	10	MBA0L	17 – 00.77	16	MNRM	04 – 00.18
05	SM0M	116 – 05.24	11	SM0H	14 – 00.63	17	OBA1M	02 – 00.09
06	MBA0M	60 – 02.71	12	MBA1H	08 – 00.36			
Nombre total de structures (données recueillies et enquête) : 2240 Nombre de structures classifiées : 2213								

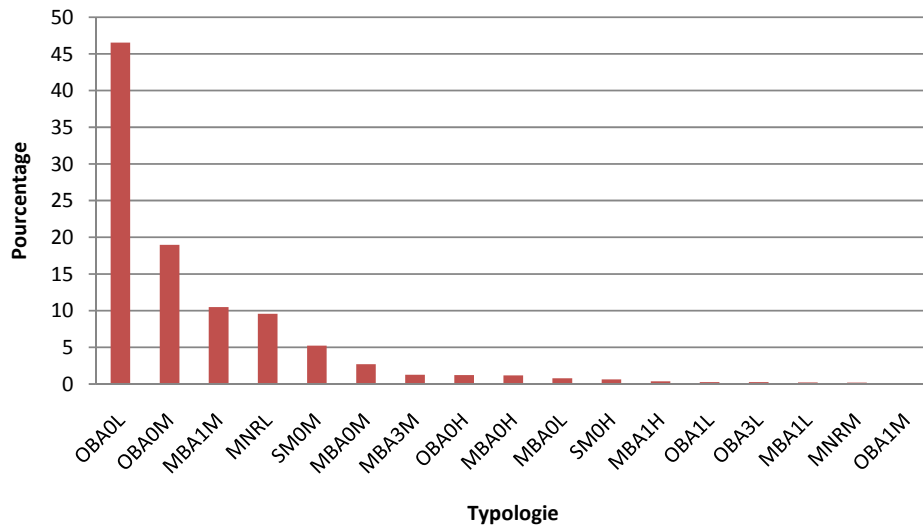


Figure 3.11 : Pourcentage des typologies de la ville de Tizi-Ouzou.

Plus de 67% du parc immobilier de la ville est constitué de bâtiments à ossature en béton armé avec remplissage en maçonnerie (Fig. 3.12) ; moins de 10% des structures sont en maçonnerie (Fig. 3.13). Plus de 30% des constructions comportent des sous-sols. Les structures de faible hauteur (1-3 niveaux) représentent plus de 57% du bâti (Fig. 3.14).

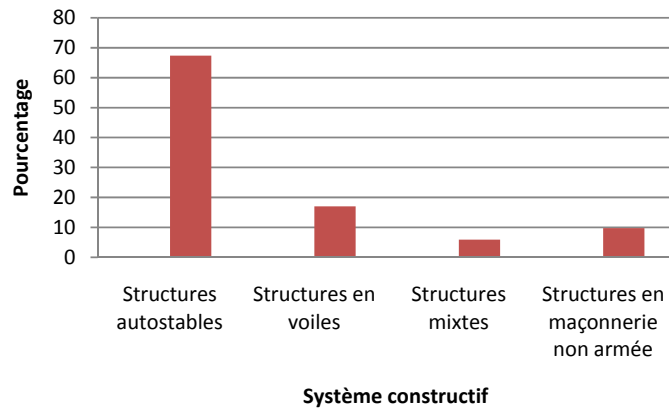


Figure 3.12 : Système constructif du bâti de la ville de Tizi-Ouzou.

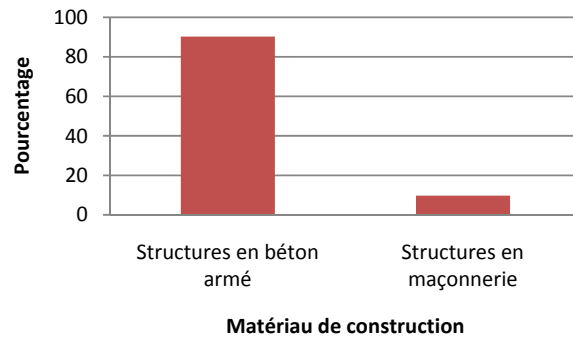


Figure 3.13 : Classification selon le matériau de construction.

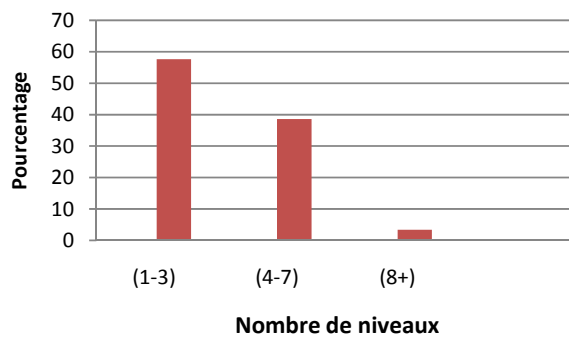


Figure 3.14 : Classification selon la hauteur du bâtiment.

3.5. Conclusion

Le tissu urbain de la ville de Tizi-Ouzou se caractérise par trois entités spatiales bien distinctes :

L'entité tissu traditionnel ou « Haute ville », noyau originel situé au nord de la ville, qui reste l'unique référence locale composée d'un habitat traditionnel issu d'un modèle locale (village kabyle), dans un état de dégradation important et est constituée dans sa majorité de propriétés privées. Environ 50 % de ses logements datent de plus de 60 ans. 30 % uniquement de ses logements datent de moins de 35 ans et sont en bon état, mais nécessitent quelques travaux de remise en état. Actuellement, la haute ville de Tizi-Ouzou se compose de diverses typologies d'habitat, suite à des mutations socio-spatiales non négligeables, dont nous distinguons principalement :

- un habitat très répandu, composé d'un simple RDC, structuré de manière traditionnelle mais ayant subi des transformations,
- un habitat nouveau restructuré, composé de deux à trois niveaux.

L'entité "Centre ville", ancienne ville dont environ 55% des constructions sont en maçonnerie non armée de faible hauteur (1-3 niveaux) ; 21% sont constituées d'ossature en béton armé avec remplissage en maçonnerie, de hauteur ne dépassant pas trois niveaux. Le matériau le plus utilisé est la pierre mais parfois aussi la brique en terre cuite.

Et la "nouvelle ville", résultat d'un vaste programme d'habitat urbain concentré au sud de la ville à partir de 1974.

La périphérie de la ville se développe et les lotissements ensèrent de plus en plus le quartier central de celle-ci. La quasi-totalité de ces constructions est en béton armé, constituée principalement de portiques auto-stables, sans aucune conception parasismique.

La classification du bâti existant est effectuée selon quatre paramètres prépondérants : l'année de construction (niveau de conception parasismique), le système constructif, le matériau de construction, ainsi que le nombre de niveaux. L'analyse de l'échantillon complet (données recueillies et enquête) a fourni le classement des typologies les plus représentatives du bâti de cette ville :

1. les maisons individuelles, de faibles hauteurs, constituées d'ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie, sans aucune conception parasismique (OBA0L : 46.54%) ;
2. les bâtiments de hauteur moyenne, constitués d'ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie, construits sans conception parasismique (OBA0M : 18.98%) ;

3. les structures en voiles en béton armé, de hauteur moyenne, à faible niveau de conception parasismique (MBA1M : 10.48%) ;
4. les structures en maçonnerie non renforcée, ne dépassant pas 02 niveaux (MNRL : 09.58%) ;
5. les structures mixtes contreventées par des portiques et des voiles en béton armé, de hauteur moyenne, sans conception parasismique (SM0M : 05.24%) ;
6. les structures en voiles en béton armé, de hauteur moyenne, sans conception parasismique (MBA0M : 02.71%).

Plus de 90% des constructions sont en béton armé et moins de 10% sont en maçonnerie. Plus de 67% du parc immobilier de la ville est constitué de bâtiments à ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie. Les structures de faible hauteur représentent plus de 57% du bâti.

Chapitre 4 : Évaluation de la vulnérabilité sismique des structures constituées d'ossatures en béton armé

4.1. Introduction

Lors des tremblements de terre, les constructions subissent des oscillations horizontales, verticales et de torsion. Ces oscillations sont provoquées par des mouvements du sol d'assise qui imposent aux ouvrages des déformations. Les oscillations horizontales sont relativement mal supportées par les constructions, plus particulièrement lorsque celles-ci entrent en résonance avec le sol. Dans ce cas, les amplitudes d'oscillation de la construction sont très importantes et provoquent souvent l'effondrement de l'ouvrage. Les oscillations verticales sont généralement bien supportées par les structures, car celles-ci sont bien conçues pour résister aux charges gravitaires. Les oscillations de torsion sont dues à la mauvaise conception des constructions et constituent un des phénomènes les plus destructeurs. Lors des derniers séismes, il a été constaté que la quasi-totalité des effondrements concerne les structures en portiques auto-stables avec maçonnerie de remplissage ; ce qui a causé d'importants dégâts matériels et des pertes humaines. La vulnérabilité de ces structures est en effet élevée à cause de la mauvaise qualité des matériaux et de la mauvaise réalisation. Ce chapitre a trait au tracé des courbes de capacité de ces structures, à la détermination des points de performance, et à la déduction des niveaux de dommages induits par des scénarii préalablement définis.

4.2. Comportement des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie

Les ossatures en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie sont considérés comme une combinaison extrêmement défavorable de deux méthodes de construction très différentes : les cadres sont souples et plus ou moins ductiles, la maçonnerie est rigide et au même temps fragile (H. Bachmann, 2000).

Une structure composée d'une ossature remplie de maçonnerie se comporte de la façon suivante, lorsqu'elle est soumise à une force horizontale [(T. Bouchakor, 1984) - J.I. Cruz Diaz, 2002, 2000) - (P. Delmotte, 2003)] :

- Dans une première phase et sous des efforts relativement faibles, le cadre et la maçonnerie se comportent comme un ensemble monolithe conférant à la structure sa plus grande rigidité (Fig. 4.1 : cas a). Ainsi, il se produit une fissuration du même côté que la force, dans le coin bas, entre le cadre et le mur. Une fissure identique est aussitôt générée dans le coin opposé (Fig. 4.1 : cas b).
- La deuxième phase est caractérisée par la séparation du cadre et du remplissage dans les zones fissurées (Fig. 4.1 : cas c) mettant en évidence la cessation de ce monolithisme.

Cette séparation est suivie par un décollement assez perceptible au niveau des angles non chargés. À partir de ce moment, le remplissage est supposé se comporter comme une entretoise ou bielle diagonale en maçonnerie, et la structure réelle est assimilée à la structure équivalente de la Figure 4.1 (d). Aux alentours de la moitié de la charge de rupture, les fissures qui se forment dans les angles du cadres aux extrémités de la diagonale comprimée, de par leur amorce en direction du centre des nœuds, sont considérées comme fissures de cisaillement. Par réaction, la maçonnerie exerce sur les angles chargés du cadre un effort tranchant qui le cisaille au voisinage de ces derniers. Ces nœuds seraient rapidement endommagés dans le cas d'insuffisance d'acier d'effort tranchant.

La rupture de la maçonnerie survient à environ 95 % de la charge de rupture de la structure par fendage du panneau le long de la diagonale chargée. Cette fissure touche essentiellement la brique et les épaisseurs de mortier, et est la conséquence d'une traction diagonale (au moment du fendage, l'état de contraintes dans le panneau est tel que les contraintes de traction principales atteignent la résistance à la traction de la maçonnerie, et ont des directions normales à la diagonale chargée). Simultanément à ce fendage, des fissures horizontales situées à l'interface mortier-brique de rive, au voisinage de la partie médiane des poteaux, apparaissent dans la maçonnerie. Ces fissures sont le signe que le fendage a été accompagné par une rotation des deux parties du mur fendu par rapport aux angles de la diagonale comprimée. La charge de rupture (charge maximale supportée par la structure) occasionne une seconde fissure parallèle à la fissure principale de fendage. Cette fissure oblique est une fissure de cisaillement. La charge supportée par la structure décroît ensuite par suite du développement de la fissuration dans le cadre et dans le panneau.

- Après rupture, l'ossature est cisailée au voisinage des nœuds (sur les poteaux). Le mode de déformation de l'ossature est modifié par la présence de la maçonnerie notamment par l'apparition de rotules plastiques dans les zones médianes de l'ossature. L'effet du portique ne commence à se sentir qu'à un stade où la maçonnerie est sérieusement affectée.

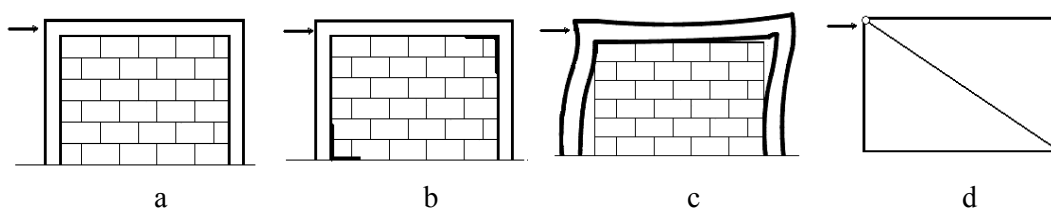


Figure 4.1 : *Fonctionnement du système (cadre en béton armé – maçonnerie).*

Il est important de signaler que le cadre rempli a le même comportement général dans les deux cas de chargement : unidirectionnel et alterné. Ce dernier simule quelque peu un chargement sismique. Avant d'atteindre la charge de rupture de l'ossature ou bien avant le fendage du mur (la charge de fendage étant assez voisine de la charge de rupture), l'alternance

des charges a une influence très petite (par exemple elle modifie très peu la rigidité de la structure). Après rupture, son influence est très significative ; à ce stade elle détériore la maçonnerie et accélère la ruine de l'ossature.

Des études expérimentales (T. Bouchakor, 1984) ont révélé que la maçonnerie a une contribution positive dans le comportement de l'ossature sur plusieurs plans :

- Par amélioration de la résistance de l'ossature
- Par augmentation de sa rigidité
- Par la capacité d'absorption de l'énergie dans le domaine post-élastique

Le panneau de maçonnerie seul, de nature rigide mais aussi fragile, confiné par une ossature en béton armé, assez résistante mais très souple, apporte sa rigidité à la structure résultante. Par contre, la ductilité «à rupture » se trouve considérablement réduite par rapport au cas du cadre vide.

Le mode de fissuration est également affecté par la présence de la maçonnerie. Dans le cas du cadre vide, les fissures sont essentiellement des fissures de flexion se produisant d'abord dans les poutres, au voisinage des angles. Les parties médianes des poutres et des poteaux ne sont pas fissurées. Dans le cas du cadre rempli, les premières fissures formées dans le cadre sont de type cisaillement. Elles se produisent dans les nœuds appartenant à la diagonale comprimée. Après fendage du mur, les fissures principales de la maçonnerie se prolongent dans les angles du cadre et il se forme aussi des fissures de flexion accompagnées de cisaillement dans les zones médianes des poteaux et plus tard des poutres (c'est un phénomène nouveau par rapport au cas du cadre vide). L'effet de cadre ou de portique ne commence à se manifester qu'à un état de dégradation très avancé de la maçonnerie, sous de grands déplacements. La présence de la maçonnerie retarde également de façon importante la fissuration.

En zone sismique, ce type de structure est capable d'absorber une bonne quantité d'énergie sous sollicitation sismique. Cette absorption assez faible au départ, devient significative au moment du fendage du mur et le facteur d'amortissement qui lui correspond augmente avec l'état de fissuration. Le remplissage modifie également la réponse de la structure à l'excitation sismique (périodes propres et amortissements différents).

À séisme égal, le cadre rempli présente une meilleure rigidité et une plus grande résistance que le même cadre vide. Pour des séismes relativement modérés (n'entraînant pas le fendage du mur), le remplissage joue un rôle bénéfique par son effet rigidificateur et de renforcement et peut sauver des ossatures mal dimensionnées ou mal exécutées. Pour des séismes intenses (fendage du mur), la capacité de la structure d'absorber de l'énergie et sa résistance au-delà du fendage du mur dépendent essentiellement de la qualité du cadre (dimensions et ferrailage) et de la nature de la maçonnerie.

La maçonnerie peut donc passer du simple rôle de remplissage à celui d'élément rigidificateur et de renforcement si une bonne adhérence mortier-brique est assurée. Des joints mal soignés ou un mortier mal posé conduisent à une rupture du panneau par cisaillement le long de ces joints à l'interface avec la brique. Dans le cas où la brique est plus résistante que le mortier, il se produit également une rupture par cisaillement le long des joints, mais la fissure n'est pas forcément à l'interface brique-mortier, elle pénètre également à l'intérieur du joint. Ainsi, pour pouvoir bénéficier de l'apport favorable du remplissage, il faudrait que celui-ci soit conservé au cours du chargement sismique (éviter que le séisme ne détache le panneau hors plan du cadre).

4.3. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure

Au cours d'un séisme d'intensité moyenne à forte, les matériaux constitutifs peuvent être sollicités au-delà de leur seuil d'élasticité et le comportement de l'ossature devient non-linéaire. Les cycles de chargement-déchargement exhibent des boucles d'hystérésis traduisant la dissipation d'énergie ; et la courbe de comportement (déplacement-effort) est approximée par un diagramme bilinéaire.

La réponse de la structure à un séisme dépend de ses modes propres de vibration. Ces derniers ne dépendent pas du séisme et peuvent être visualisés lorsque la structure est en oscillations libres. Le modèle du bâtiment doit donc représenter la distribution des masses et des rigidités de manière adéquate de sorte à rendre fidèlement compte des déplacements sous l'action sismique considérée. La structure peut généralement être considérée comme parfaitement encadrée à sa base, constituée de systèmes résistant aux charges horizontales et verticales, reliés par des diaphragmes horizontaux rigides dont les masses et les moments d'inertie sont concentrés au centre de gravité CDG. Pour les bâtiments en béton et en maçonnerie, la rigidité de calcul des éléments structuraux doit prendre en compte la fissuration. Si le calcul des masses et de leurs positions peut être effectué avec une bonne précision, en revanche, celui des raideurs est souvent très approximatif : dans le cas des constructions en béton armé, les inerties des sections sont modifiées par la fissuration et il existe une imprécision sur la valeur des modules et des largeurs des tables de compression. Par ailleurs, l'imprécision des caractéristiques dynamiques du sol est souvent très importante.

La résolution de l'équation généralisée : $[K - \omega^2 M]\{\emptyset\} = 0$ détermine les vecteurs propres $\{\emptyset\}$, qui définissent les modes propres de vibration et les fréquences du système libre non amorti. Ces paramètres (fréquences et modes propres) sont fonction de la rigidité K et de la distribution des masses M de la structure. L'analyse spectrale, qui détermine la réponse d'une structure en appliquant le spectre de réponse, permet de calculer les déplacements, les réactions ainsi que les efforts correspondant à chacun de ces modes propres, pour la direction considérée. Les réponses modales obtenues sont enfin combinées pour déterminer la réponse de la structure en termes de déplacements.

La masse sismique calculée à chaque niveau (i) est donnée par la relation (RPA99) :

$$M_i = \frac{W_{Gi} + \beta W_{Qi}}{g} \quad (4.1)$$

Celle-ci dépend du poids W_{Gi} dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure ; et des charges d'exploitation W_{Qi} . Le coefficient de pondération β dépend de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Une série de bâtiments, représentant les différentes typologies recensées, a été examinée. Ces structures ont été choisies pour l'accès aux données géométriques, techniques et géotechniques. Les différents paramètres tirés à partir des plans de structures, des rapports de sols, des rapports d'écrasement du béton, et éventuellement des notes de calculs, sont résumés comme suit :

- caractéristiques du sol (type de sol et sa résistance admissible) ;
- dimensions en plan et en élévation de la structure (nombre de travées dans les deux directions x-x et y-y, longueur de chaque travée, nombre de niveaux, hauteur de chaque niveau) ;
- dimensions des éléments (poutres, poteaux, voiles, planchers en corps creux et dalles pleines) ;
- armatures (nuance de l'acier, nombre et diamètre des barres) ;
- propriétés mécaniques de l'acier de l'armature ;
- propriétés mécaniques du béton : deux caractéristiques importantes sont à considérer pour modéliser les structures existantes : la résistance à la compression f_{c28} du béton à 28 jours de durcissement, et son module d'élasticité E_c .

Notons qu'une structure datant d'au moins 30 ans a un gain de résistance de l'ordre de 17.6 % par rapport à la résistance prévue à 28 jours (D. E. Branson, 1977). D'autre part, le béton subit une dégradation de sa résistance de 10 à 30 % de sa résistance initiale après une période de 40 ans (Y. Mori et B. R. Ellingwood, 1993 ; A. Ghobarah et al., 2000) due aux différents agents agressifs, aux charges accidentelles, aux changements de température, etc. Ainsi, nous supposerons qu'en combinant les effets de gain et de perte, la résistance varie peu dans le temps.

Le module d'élasticité E_c dépend de la résistance à la compression $(f_c)_j$ du béton.

4.4. Définition du comportement non linéaire de la structure (rotules plastiques)

Un modèle d'analyse satisfaisant devrait permettre de prédire la formation des divers mécanismes de rupture (cisaillement des colonnes, création d'un étage flexible, dommages aux panneaux de remplissages). Le comportement non linéaire des éléments est représenté par des rotules plastiques localisées aux endroits où des dommages sont attendus (aux extrémités des poutres et des colonnes, au milieu des bielles représentant les remplissages).

4.4.1. Modélisation des éléments en béton armé

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Le comportement non linéaire de ces éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques aux endroits où la plastification s'effectue de manière localisée. Dans notre cas, trois types de rotules ont été considérés :

- Rotules plastiques en flexion (M_2, M_3)
- Rotules plastiques en flexion composée (PMM)
- Rotules plastiques en cisaillement (V_2, V_3)

Des rotules en flexion (M_3) et en cisaillement (V_2) sont considérées pour les éléments poutres, et des rotules en flexion composées (PMM) et en cisaillement (V_2, V_3) sont considérées pour les poteaux. Les lois de comportement retenues sont celles définies par défaut par le logiciel. En pratique, les propriétés proposées par les directives américaines FEMA 273 et ATC 40 sont utilisées pour leur simplicité. Ainsi, des rotules plastiques définies par l'utilisateur, faisant intervenir l'analyse de la loi moment-courbure $M-\theta$, sont recommandées ; ce qui est assez délicat dans le cas d'une analyse à grande échelle. Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé représenté par une courbe force-déformation généralisée (Fig. 4.2) [FEMA 273].

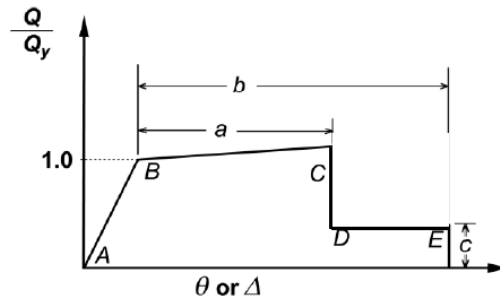


Figure 4.2 : Loi de comportement utilisée par le logiciel ETABS (FEMA 273).

Cette relation est décrite par le segment AB , dont la pente représente la rigidité effective K_{eff} de la section ; suivi d'une réponse linéaire BC , de rigidité réduite ; et une réduction brusque de la résistance en D . La rigidité relative K_{eff} dépend du module d'élasticité E_c du béton, du moment d'inertie I_g de la section globale de béton et du coefficient réducteur α ($K_{eff} = \alpha E_c I_g$). Le coefficient α dépend de l'élément considéré [FEMA 273]. La pente de la ligne BC est généralement prise égale à une valeur comprise entre 0 % et 10 % de la pente initiale AB . Une dégradation significative de la résistance commence en C . Au-delà du point E , la section subit une perte totale de sa résistance. Les paramètres a et b représentent les déformations plastiques qui se produisent au-delà de B . Le paramètre c est la résistance réduite, après la réduction brusque de C à D . Les paramètres a , b et c sont définis dans FEMA 273.

Les points (A, B, C, D, E) définissent le comportement des rotules des différents éléments. Trois autres points : immediate occupancy (IO), life safety (LS) et collapse prevention (CP), sont utilisés (FEMA 273) pour définir les critères d'acceptation de ces rotules (Fig. 4.3), en fonction des niveaux de déformation. Au niveau IO, les dommages structurels sont très limités, et la quasi-totalité de la rigidité initiale est conservée. Au niveau LS, la section subit des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa rigidité. Le niveau CP correspond à des dommages substantiels, incluant une dégradation significative de la rigidité et de la résistance aux forces latérales, et de grandes déformations permanentes ; au-delà desquelles la section est susceptible de se rompre.

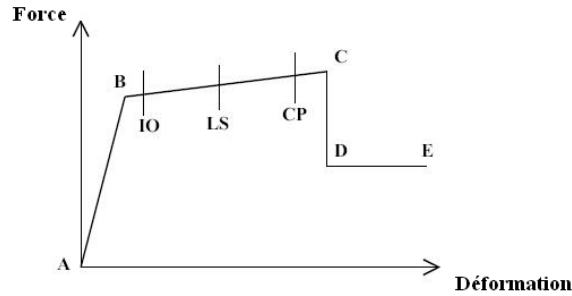


Figure 4.3 : Loi de comportement (Force-Déplacement) et niveaux de dommages (FEMA, 2000).

La courbe de la Figure 4.2 s'adapte aux déformations par flexion. Les capacités de rotation des rotules plastiques peuvent être soit obtenues à partir d'essais, soit calculées en utilisant les principes de la mécanique des structures. Pour calculer la capacité de ces rotules, on peut procéder comme suit : d'abord, on détermine les courbures ϕ_u et ϕ_y , correspondant respectivement à l'état ultime et à la limite élastique. Ensuite, on calcule la longueur L_p de la rotule plastique. Finalement, on estime la rotation plastique θ_p (la capacité de rotation de la rotule plastique) par la relation :

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p \quad (4.2)$$

La longueur de la rotule plastique peut se calculer comme suit (K. Lang, 2002) :

$$L_p = \frac{1}{2}h_0 \left(1 - \frac{M_y}{M_u}\right) \quad (4.3)$$

h_0 , M_y et M_u représentent respectivement la hauteur du moment nul, le moment à la limite élastique et le moment ultime.

Selon l'ATC 40, la relation (4.4) donne une valeur acceptable de la longueur de la rotule plastique, où h est la dimension de la section dans la direction du chargement :

$$L_p = \frac{1}{2} h \quad (4.4)$$

4.4.2. Modélisation du remplissage

Les remplissages seront négligés dans les calculs à cause des difficultés liées au développement de modèles permettant de bien représenter la maçonnerie (incertitudes sur les matériaux et les géométries des éléments, complexité de l'interaction entre le cadre et le mur, nécessité d'accommoder les ouvertures, arrangement asymétrique et désorganisé des panneaux de maçonnerie), notamment dans le cas d'une analyse à grande échelle.

Néanmoins, il est important de rappeler que, pour des structures à portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie, il est généralement admis que la distribution des efforts dans la structure est calculée en assimilant l'ensemble à un système triangulé dont les éléments diagonaux sont constitués par des bielles actives susceptibles de se former dans la maçonnerie. Il convient donc de remplacer les panneaux de maçonnerie par des bielles de compression équivalentes. Cette modélisation s'avère la plus simple et la moins onéreuse pour suivre le comportement non linéaire global de la structure. La bielle de compression équivalente est censée représenter, dans un modèle d'analyse numérique, la rigidité élastique dans le plan d'un panneau de maçonnerie plein non armé, avant sa fissuration. Le problème qui se pose réside dans la détermination des caractéristiques de cette diagonale équivalente. Si tout le monde s'est accordé à considérer cette diagonale comme ayant la même épaisseur que le remplissage, la définition de sa largeur a beaucoup varié d'un auteur à l'autre.

La méthode de la diagonale équivalente a été étendue à des modèles avec deux ou trois diagonales, aboutissant à des modèles à diagonales multiples faisant le passage vers la modélisation en éléments finis.

Inconvénient du modèle simplifié de bielle

- Il ne tient pas compte des charges de gravité transmises aux murs de remplissage.
- Il ne considère pas tous les modes de rupture.
- Il n'inclut pas la présence d'ouvertures.
- Il repose sur l'hypothèse que les murs de remplissage n'agissent que dans une baie.
- La rupture hors plan est très difficile à examiner sans volet expérimental.

Caractéristiques géométriques de la bielle (Fig. 4.4)

L'épaisseur e de la bielle est supposée être égale à celle du remplissage. La largeur a par contre peut être calculée selon l'équation (4.10) (FEMA, 2000, p. 7-25), basée sur les travaux de recherche de Mainstone (R. J. Mainstone, 1971) :

$$a = 0.175 \cdot d \cdot (\lambda_1 \cdot H')^{-0.4} \quad ; \quad \lambda_1 = \left[\frac{E_{me} \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_{fe} \cdot I_{col} \cdot H} \right]^{1/4} \quad (4.10)$$

- d longueur de la diagonale du panneau de remplissage
 H' hauteur de colonne entre les lignes d'axes des poutres
 E_{me} module d'élasticité du matériau de remplissage

- t épaisseur du panneau de remplissage
- θ angle dont la tangente est le ratio hauteur/longueur du remplissage. C'est aussi l'angle de la bielle concentrique
- E_{fe} module d'élasticité du matériau d'ossature
- I_{col} moment d'inertie de la colonne
- H hauteur du remplissage
- L longueur du remplissage

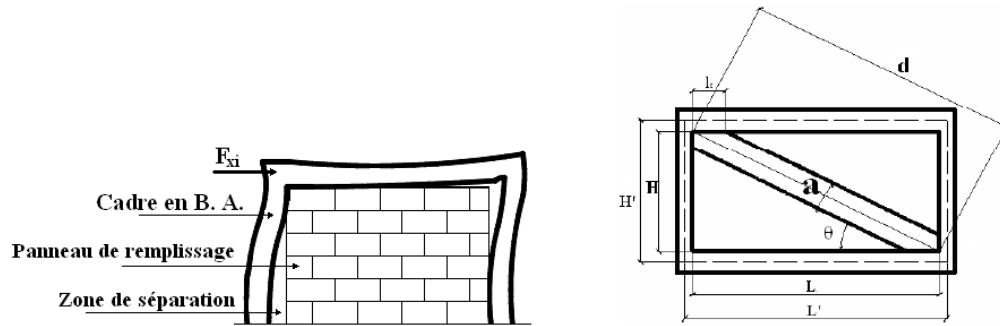


Figure 4.4 : Caractéristiques de la diagonale équivalente.

Afin de valider la composition des murs d'un bâtiment, pour l'évaluation de sa capacité sismique, il est très important de pratiquer des ouvertures dans le mur à quelques endroits. Lorsque ces ouvertures sont voisines des poteaux et jouxtent des panneaux pleins, les poteaux seront fortement cisailés à ce niveau. La présence d'ouvertures dans les panneaux de remplissage peut être considérée dans la modélisation en utilisant des coefficients de réduction de la largeur des bielles équivalentes excentriques [G. Mondal et S. K. Jain, 2006]. Cette simplification permet d'obtenir la capacité globale de la structure (effet des ouvertures sur la rigidité) en négligeant les effets locaux, mais elle ne permet pas de représenter la distribution des contraintes réelles.

Caractéristiques mécaniques de la bielle

En Algérie, les murs de remplissage sont généralement constitués de briques creuses de terre cuite. Compte tenu du comportement complexe de la maçonnerie ainsi que de l'hétérogénéité, l'anisotropie et la grande dispersion qui caractérisent la brique creuse composant ce matériau, il paraît réaliste de n'appréhender ce dernier que par un schéma global. Il s'agit alors de définir les caractéristiques moyennes qui sont les plus proches possible des matériaux réels afin de diminuer l'incertitude des modèles à réaliser.

La résistance à la compression de la maçonnerie dans une direction normale aux plans de joints a souvent été considérée comme la propriété majeure. Un essai de compression uniaxial perpendiculaire aux joints sur un mur en maçonnerie montre que la loi de comportement de cette dernière n'est ni élastique ni linéaire. La capacité en compression de la maçonnerie est déterminée par la qualité des matériaux brutes utilisés, les dimensions des unités,

l'épaisseur et la résistance du mortier, le contenu en humidité, l'exposition au gel ainsi que la mise en œuvre. La courbe contraintes-déformations des mortiers dépend des proportions de ses composants (ciment-chaux-sable). La Figure 4.5 montre une loi contrainte - déformation typique pour la maçonnerie (T. Paulay, 1992). Notons que la résistance des corps creux varie avec l'inclinaison de la charge par rapport aux alvéoles ou aux lits de mortiers.

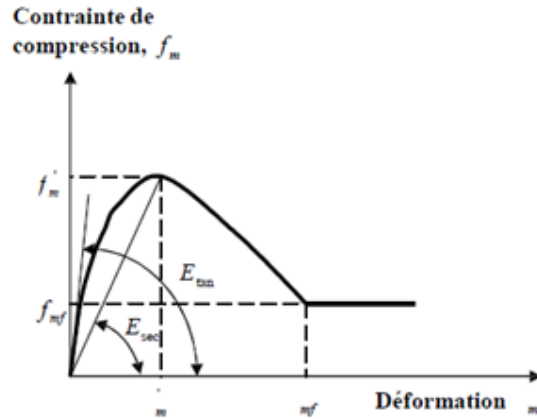


Figure 4.5 : Loi de comportement de la maçonnerie (T. Paulay, 1992). Les coefficients E_{tan} et E_{sec} sont respectivement les modules d'élasticité tangent et sécant de la maçonnerie ($E_{tan} = 2 E_{sec}$).

4.5. Sollicitation sismique (Spectre de réponse)

Les spectres de réponse élastiques (Fig. 4.6, Fig. 4.7), tracés pour chaque type de sol, sont basés sur l'estimation des coefficients sismiques C_A et C_V définis dans l'ATC40. Ces deux coefficients dépendent essentiellement de l'intensité sismique (coefficient d'accélération de zone A) et des caractéristiques du sol d'assises.

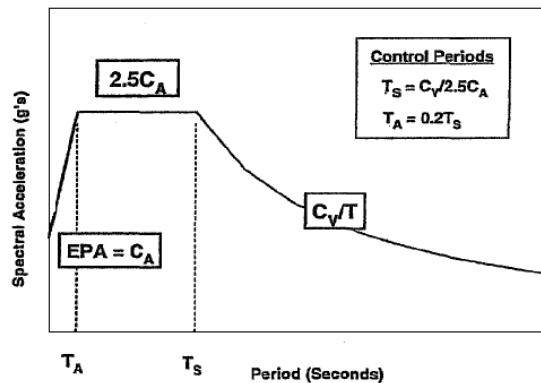


Figure 4.6 : Construction du spectre de réponse élastique amorti à 5% (ATC 40).

Le coefficient d'accélération de zone (Tab. 4.1) est donné par les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) suivant la zone sismique (Zone 0 : sismicité négligeable ; Zone I : sismicité faible ; Zones IIa et IIb : sismicité moyenne et Zone III : sismicité élevée),

et le groupe d'usage du bâtiment (Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale ; Groupe 1B : Ouvrages de grande importance ; Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne et Groupe 3 : Ouvrages de faible importance).

Les principaux types de sites, classés en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, sont caractérisés par une vitesse d'onde de cisaillement selon le Tableau 4.2. Les sols les plus fréquemment rencontrés sont de type S_C et S_D . Connaissant le coefficient d'accélération de zone et le type de sol, nous déduisons les valeurs des coefficients sismiques C_A et C_V (Tab. 4.3), nécessaires pour tracer les spectres de réponse élastiques (Fig. 4.7).

Tableau 4.1 : Valeurs du coefficient d'accélération de zone 'A' selon le RPA99/Version 2003.

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 4.2 : Classification des différents sols caractérisés par la vitesse d'onde de cisaillement.

Type de sol [ATC 40]	Description [ATC 40]	Vitesse des ondes de cisaillement [mètre/seconde]	Équivalent [RPA 99]
S_A	Hard rock	$V_S > 1524$	Site rocheux (S_1)
S_B	Rock	$762 < V_S \leq 1524$	Site rocheux (S_1)
S_C	Very dense soil and soft rock	$366 < V_S \leq 762$	Site ferme (S_2)
S_D	Stiff soil profile	$183 < V_S \leq 366$	Site meuble (S_3)
S_E	Soft soil profile	$V_S < 183$	Site très meuble (S_4)

Tableau 4.3 : Coefficients sismiques C_a et C_V (ATC40).

Coefficients d'accélération de zone [RPA99/Version 2003]	Type de sol		Coefficients sismiques [ATC40]		Spectres de réponse élastiques
	RPA99	ATC40	C_a	C_V	
0.15	S_3	S_D	0.22	0.32	Spectre 1
0.20	S_2	S_C	0.24	0.32	Spectre 2
0.20	S_3	S_D	0.28	0.40	Spectre 3
0.15	S_2	S_C	0.18	0.25	Spectre 4

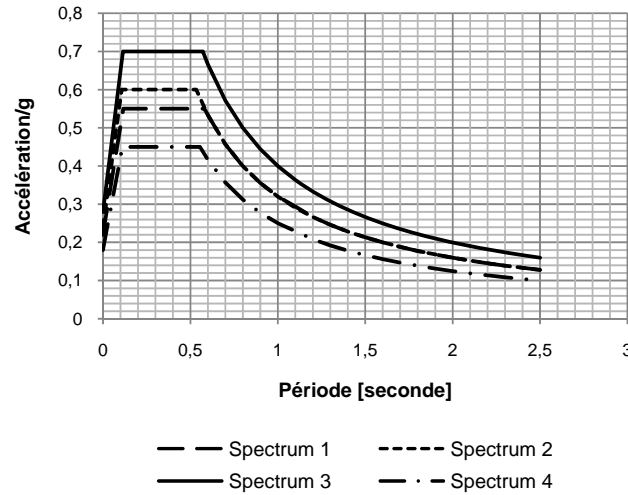


Figure 4.7 : Spectres de réponse élastique, amortis à 5 %, utilisés dans les calculs.

4.6. Courbes de capacité

La capacité d'une structure est représentée par une courbe effort-déplacement (courbe de capacité) qui caractérise le comportement de cette structure sous chargement progressif (Fig. 4.8). Cette courbe est obtenue à partir d'un calcul statique non linéaire avec un modèle en éléments finis, dans lequel les charges verticales restent constantes et les efforts horizontaux sont croissants et ont une répartition semblable à celle des déplacements du mode fondamental de vibration.

Les deux courbes (capacité – spectre de réponse) sont superposées dans un graphe de type (accélération spectrale S_a – déplacement spectral S_d). L'intersection des deux courbes nous fournit le point de performance qui définit le déplacement maximal que peut avoir la structure sous l'effet de l'action sismique considérée. Ainsi, la position du point de performance sur la courbe de capacité nous indique le type de rotules plastiques (niveau de dommages) correspondant au spectre de calcul utilisé.

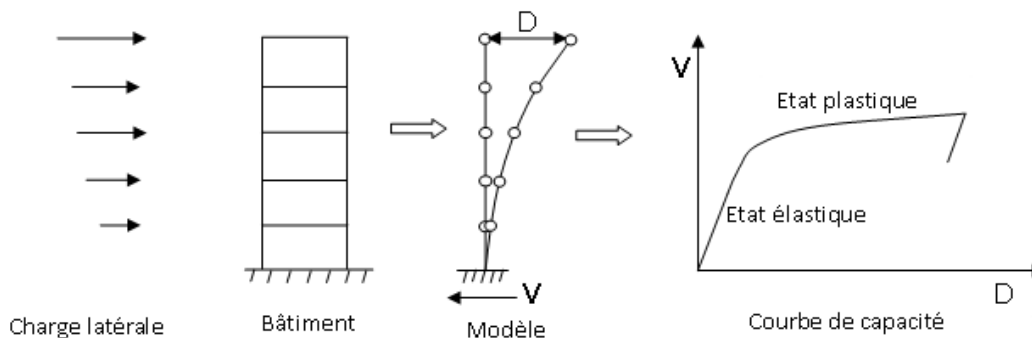


Figure 4.8 : Étapes de construction de la courbe de capacité.

Les données introduites dans les calculs peuvent être résumées comme suit :

a. les dimensions des différents éléments des structures modélisées, ainsi que les sections d'acier utilisées, sont tirées à partir des plans.

b. les caractéristiques des matériaux :

- le poids volumique γ du béton armé est estimée à $25 \text{ KN}/\text{m}^3$.
- la résistance caractéristique à la compression f_{c28} du béton, après 28 jours de durcissement, est tirée à partir des rapports des essais d'écrasement du béton effectués dans des laboratoires spécialisés.
- le module de déformation longitudinale (Module d'élasticité) E du béton est calculé selon le règlement en vigueur (BAEL99), en fonction de la résistance caractéristique à la compression f_{c28} du béton : $E = 11000(f_{c28})^{1/3}$.
- le coefficient de poisson ν , qui définit le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, est pris égal à zéro pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime, et prend la valeur de 0.2 pour le calcul des déformations à l'état limite de service.
- les aciers utilisés ont une limite d'élasticité de 400 MPa .

c. les charges d'exploitation appliquées aux éléments de la structure sont définies par les documents techniques réglementaires (DTR B. C. 2.2) suivant leur usage.

À titre d'exemples, on donne les dimensions des poutres et des poteaux des typologies : *OBA0L*, *OBA1L*, *OBA2L*, *OBA1M* et *OBA2M*.

	<u>Dimensions des poutres [cm^2]</u>	<u>Dimensions des poteaux [cm^2]</u>
<i>OBA0L</i>	(20 × 70), (42 × 70), (20 × 60), (42 × 60) (80 × 40), (42 × 20), (71 × 20)	(35 × 35)
<i>OBA1L</i>	(30 × 70)	(30 × 30), (30 × 50)
<i>OBA2L</i>	(30 × 40)	(30 × 30)
<i>OBA1M</i>	(30 × 35)	(35 × 35)
<i>OBA2M</i>	(25 × 35), (25 × 40), (25 × 45), (25 × 50)	(25 × 30), (30 × 30) (30 × 35), (35 × 35)

4.7. Résultats

En utilisant l'analyse *Pushover*, nous avons tracé, pour chaque typologie, la courbe de capacité suivant la direction la plus défavorable. Par ailleurs, nous avons déterminé certains paramètres qui caractérisent la réponse de l'ouvrage à l'action sismique appliquée.

4.7.1. Typologies OBAL

La Figure 4.9 illustre les courbes de capacité obtenues pour les structures constituées d'Ossatures en Béton Armé, de faible hauteur (1-3 niveaux \equiv L), correspondant aux quatre niveaux de conception parasismique (CPS) :

- CPS = 0 (sans conception parasismique), typologie OBA0L.
- CPS = 1 (niveau faible de conception parasismique), typologie OBA1L.
- CPS = 2 (niveau moyen de conception parasismique), typologie OBA2L.
- CPS = 3 ; (bon niveau de conception parasismique), typologie OBA3L.

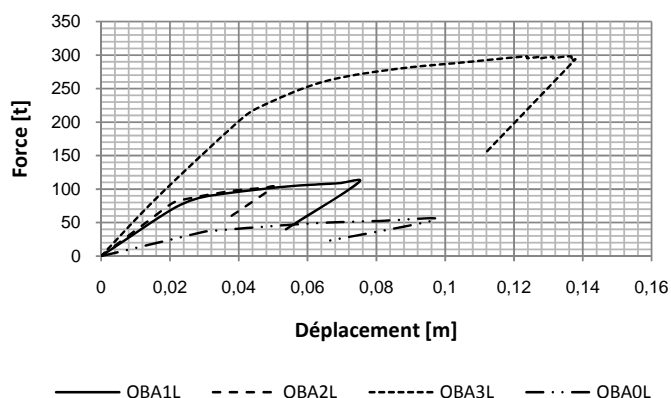


Figure 4.9 : Courbes de capacité – Typologies OBAL.

Les principales caractéristiques déduites de l'analyse sont résumées dans le Tableaux 4.4. Nous remarquons que la résistance la plus élevée est obtenue pour la structure qui possède un bon niveau de conception parasismique (OBA3L). La structure à niveau faible de conception parasismique (OBA1L) perd environ 50 % de sa rigidité initiale et subit le maximum de dommages (niveau C).

Tableau 4.4 : Caractéristiques des typologies OBAL.

Typologie		OBA1L	OBA2L	OBA3L
Limite élastique	D_e [m]	0.018	0.013	0.017
	V_e [t]	61.75	51.41	89.13
Limite ultime	D_u [m]	0.0748	0.0499	0.1313
	V_u [t]	109.86	102.72	297.42
Point de performance	D_p [m]	0.059	0.038	0.087
	V_p [t]	105.45	97.44	279.84
Rigidité initiale K_e [t/m]		3431	3955	5243
Rigidité au pt de performance K_p [t/m]		1787	2564	3216
Indicateur de dégradation globale $D_g = 1 - K_p/K_e$		0.48	0.35	0.38
Type de rotules plastiques (niveau de dommages)		LS-C	LS	LS

- D : représente le déplacement au sommet de la structure, à l'état considéré, exprimé en mètre [m].
 - V : est l'effort tranchant à la base de la structure, correspondant au même état, exprimé en tonne [t].
- Les valeurs de ces deux paramètres (D , V) sont tirées à partir des courbes de capacité.
- La rigidité K est définie comme étant l'effort tranchant correspondant au déplacement unité : $K = V/D$ [t/m].
 - L'indice de dégradation globale Dg traduit la diminution de la rigidité de la structure à l'état considéré :

$$Dg = (Ke - Kp)/Ke = 1 - (Kp/Ke) \text{ (au point de performance) avec}$$

Ke et Kp sont respectivement les rigidités de la structure à l'état élastique et au point de performance.

Pour chaque typologie, nous avons déterminé le point de performance, et représenté les degrés d'endommagement des éléments de la structure, définis dans la section 4.4, sur la courbe de capacité obtenue. Ainsi, la position du point de performance sur la courbe de capacité indique le stade de plastification des éléments de la structure, correspondant au spectre de calcul utilisé :

Typologie OBA3L

Le terrain retenu pour la typologie OBA3L est constitué essentiellement de marne jaunâtre fissurée avec présence de sable et gravier, détenant, dans sa partie est, un pouvoir portant moyen (de l'ordre de 2.5 bars à une profondeur d'ancrage de 2.80 m ; et 1.5 bars uniquement à 2.0 m d'ancrage). Dans la partie ouest, la portance est faible et les fondations sont de type pieux à partir de 6 mètres de profondeur. Le point de performance y correspondant est représenté sur la Figure 4.10.

Étant donné que le sol n'est pas entièrement défini dans le rapport géotechnique, nous avons déterminé les points de performance correspondant aux différents types de sols définis précédemment (Tab. 4.5). En effet, ce point est inexistant pour le sol S_E , et les dommages augmentent du niveau IO pour les sols S_B et S_C au niveau LS pour le sol de type S_D .

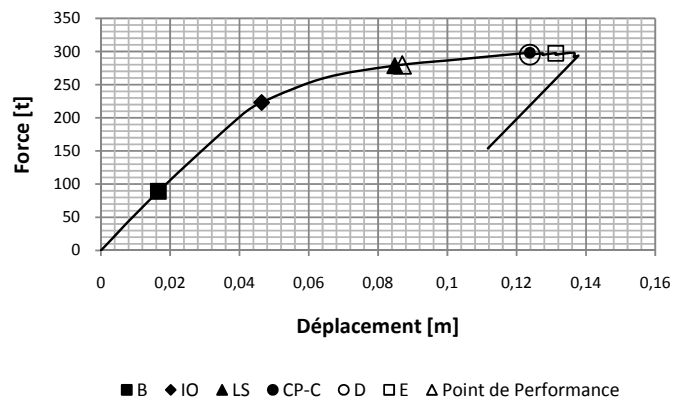


Figure 4.10 : Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA3L.

Tableau 4.5 : Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA3L.

Type de sol	Point de performance		Type des rotules plastiques
	D_p [m]	V_p [t]	
S_B	0.048	225.57	IO
S_C	0.070	265.26	IO
S_D	0.087	279.84	LS
S_E	—	—	—

Typologie OBA2L

Le site est constitué essentiellement d'une argile marneuse, fortement plastique, moyennement compressible et non gonflante, présentant une résistance appréciable. La contrainte admissible du sol est de 2.5 bars à partir de 2.40 mètres de profondeur. Le point de performance est représenté sur la Figure 4.11, et les dommages subis sont relativement plus importants (Tab. 4.6).

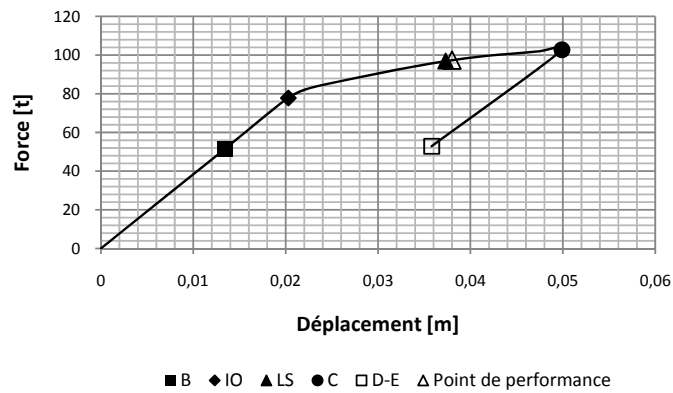


Figure 4.11 : Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA2L.

Tableau 4.6 : Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA2L.

Type de sol	Point de performance		Type des rotules plastiques
	D_p [m]	V_p [t]	
S_B	0.019	74.68	IO
S_C	0.030	89.76	LS
S_D	0.038	97.44	LS
S_E	—	—	—

Typologie OBAIL

Le sol est une marne altérée, de capacité portante de 2.0 bars à environ 3.5 mètres de profondeur. Le point de performance, obtenu pour ce sol (Fig. 4.12), correspond à l'apparition

de dommages LS dans les éléments de la structure (Tab. 4.5). Notons que celui-ci serait inexistant pour les sols de types S_D et S_E (Tab. 4.7).

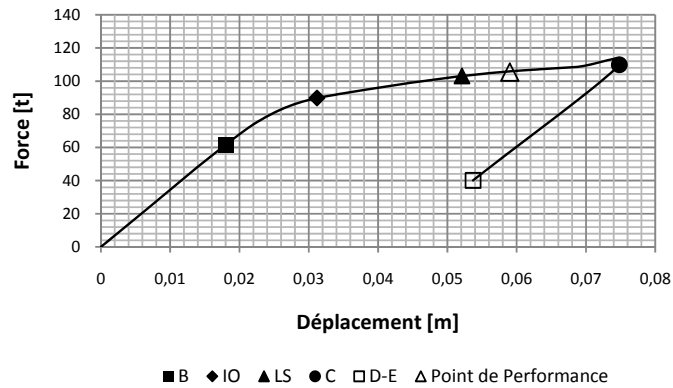


Figure 4.12 : Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA1L.

Tableau 4.7 : Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA1L.

Type de sol	Point de performance		Type des rotules plastiques
	D_p [m]	V_p [t]	
S_B	0.037	93.41	IO
S_C	0.059	105.45	LS
S_D	—	—	—
S_E	—	—	—

Typologie OBA0L

La structure OBA0L est construite dans une argile limoneuse très plastique, de consistance ferme à dure. Le point de performance y correspondant est inexistant et la demande sismique est nettement supérieure à la capacité de la structure (Fig. 4.13). Cependant, cette dernière ne peut résister à l'action sismique que lorsque le site d'implantation a au moins les caractéristiques du sol type S_B (Tab. 4.8).

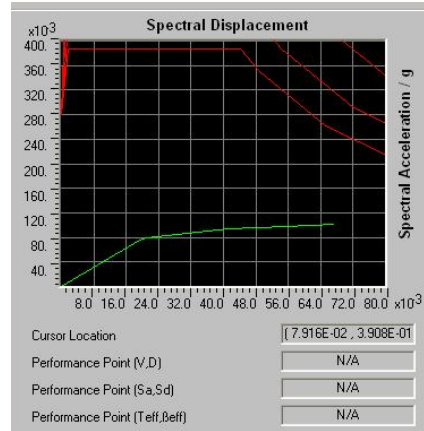


Figure 4.13 : Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA0L (CPS = 0).

Tableau 4.8 : Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA0L.

Type de sol	Point de performance		Type des rotules plastiques
	D_p [m]	V_p [t]	
S_B	0.064	49.3	IO
S_C	—	—	—
S_D	—	—	—
S_E	—	—	—

4.7.2 Typologies OBAM

Les courbes de capacité des typologies *OBAM*, constituées d'Ossatures en **Béton Armé**, de hauteur moyenne (4-7 niveaux \equiv **M**), sont superposées sur la Figure 4.14. Trois niveaux de conceptions parasismiques (CPS = 1, 2, 3) ont été considérés, et les typologies y correspondant sont respectivement *OBA1M*, *OBA2M* et *OBA3M*. Cependant, il est important de souligner que les structures des typologies *OBA1M* et *OBA3M* sont à usage scolaire, tandis que le bâtiment de typologie *OBA2M* est à usage d'habitation. Ce dernier manifeste alors la plus faible résistance et perd environ 50 % de sa rigidité initiale (Tab. 4.9). Les plus grandes résistances sont obtenues pour les bâtiments de typologie *OBA3M*, construits après 2003 (Tab. 4.9). Les dommages sont généralement de niveau *IO*.

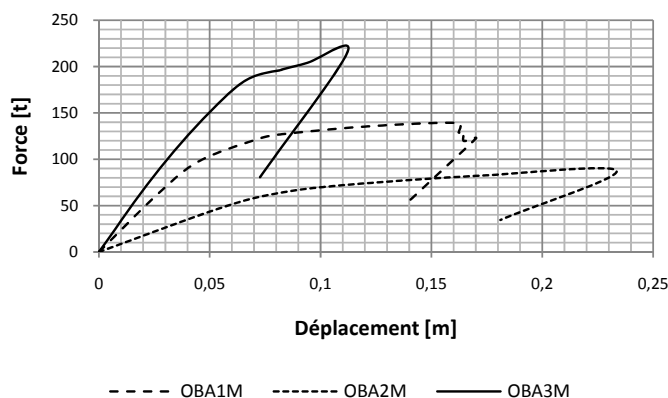


Figure 4.14 : Courbes de capacité – Typologies OBAM.

Tableau 4.9 : Caractéristiques des typologies OBAM.

Typologie		OBA1M		OBA2 M	OBA3M	
		Bâtiment 1	Bâtiment 2		Bât. 1	Bât. 2
Limite élastique	D_e [m]	0.0272	0.0300	0.0543	0.03	0.0365
	V_e [t]	63.96	69.33	47.06	97.59	107.55
Limite ultime	D_u [m]	0.1623	0.1152	0.2335	0.1121	0.0749
	V_u [t]	139.24	139.88	87.53	215.34	176.23
Point de performance	D_p [m]	0.0710	0.0740	0.1880	0.0780	0.0570
	V_p [t]	121.48	126.142	83.75	192.53	156.54
Rigidité initiale K_e [t/m]		2351	2311	867	3253	2947
Rigidité au pt de performance K_p [t/m]		1710	1705	445	2468	2746
Indicateur de dégradation globale $D_g = 1 - K_p/K_e$ [-]		0.27	0.26	0.49	0.24	0.07
Type de rotules plastiques (niveau de dommages)		IO	B	LS	IO	IO

De même que précédemment, nous représentons, sur les courbes de capacité des typologies OBAM, les points de performance ainsi que l'évolution des rotules plastiques dans les éléments des structures :

Typologie OBA3M

Le site servant de base aux constructions de la typologie OBA3M est constitué de marnes dont le toit est altéré donnant naissance à des marnes argileuses et des argiles marneuses grisâtres et jaunâtres. En surface, on a pu déceler une couche de remblai pouvant atteindre 2,4 mètre d'épaisseur dont les caractéristiques géotechniques sont dans l'ensemble médiocres. Le mode de fondations suggéré par le Laboratoire Central des Travaux Publics LCTP est de type isolé, ancrées dans les marnes altérées (marnes argileuses et argiles limoneuses). Ainsi, nous avons attribué au sol de fondations la classe S_c et les résultats obtenus sont représentés sur la Figure

4.15. Selon le Tableau 4.10, le point de performance serait inexistant pour un sol S_E et parfois même pour un sol type S_D . Les dommages ne dépassent pas le niveau LS pour les cas envisagés (Tab. 4.10).

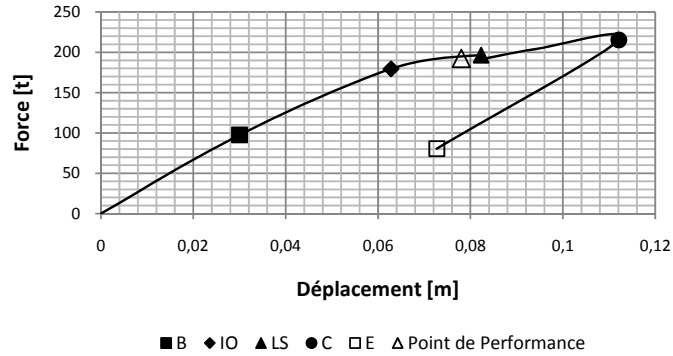


Figure 4.15 : Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA3M (Bâtiment 1).

Tableau 4.10 : Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA3M.

Type de sol		Point de performance		Type des rotules plastiques
		D_p [m]	V_p [t]	
S_B	Bât. 1	0.051	150.34	B
	Bât. 2	0.042	134.80	
S_C	Bât. 1	0.078	192.53	IO
	Bât. 2	0.057	156.54	
S_D	Bât. 1	0.099	207.13	LS
	Bât. 2	–	–	
S_E	Bât. 1	–	–	–
	Bât. 2	–	–	

Typologie OBA2M

La structure modélisée, dont la courbe de capacité est illustrée sur la Figure 4.16, est un bâtiment à usage d'habitation, composé de six niveaux, construit en 2000. À défaut de connaître les caractéristiques du site d'implantation de l'ouvrage, nous avons supposé que le sol est de type S_D . Le point de performance obtenu correspond à des rotules plastiques ayant subi des dommages LS (Tab. 4.11).

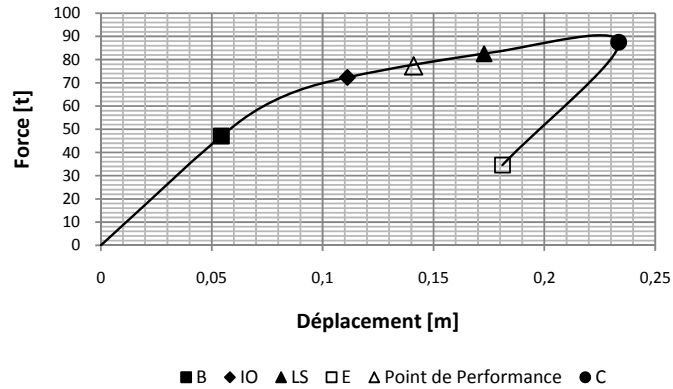


Figure 4.16 : Courbe de capacité – Point de performance) - Typologie OBA2M.

Tableau 4.11 : Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA2M.

Type de sol	Point de performance		Type des rotules plastiques
	D_p [m]	V_p [t]	
S_B	0.089	65.64	B
S_C	0.141	77.33	IO
S_D	0.188	83.75	LS
S_E	–	–	–

Typologie OBAIM

Deux cas ont été envisagés pour la typologie OBAIM. Le point de performance obtenu pour le bâtiment 2 est représenté sur la Figure 4.17. Le sol est considéré de type S_D , et les dommages maximaux subis par les éléments de ces structures sont de niveau IO. Ces dommages seraient évidemment plus importants pour un sol S_E (niveau C) (Tab. 4.12).

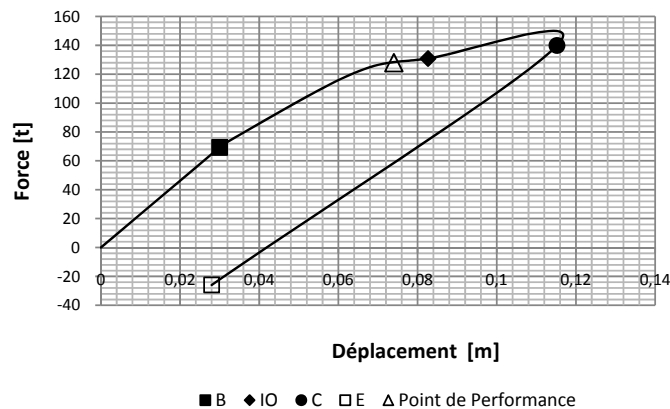


Figure 4.17 : Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBAIM (Bâtiment 2).

Tableau 4.12 : Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA1M.

Type de sol		Point de performance		Type des rotules plastiques
		D_p [m]	V_p [t]	
S_B	Bât. 1	0.037	82.83	B
	Bât. 2	0.038	82.45	B
S_C	Bât. 1	0.058	109.42	B
	Bât. 2	0.060	115.28	B
S_D	Bât. 1	0.071	121.48	IO
	Bât. 2	0.074	126.14	B
S_E	Bât. 1	0.116	134.31	LS
	Bât. 2	0.115	139.72	C

Typologie OBA0M

La structure de la typologie OBA0M est à usage d'habitation, et est construite en 1976. Le sol d'assise est de type S_D . La courbe de capacité obtenue est nettement inférieure à la demande sismique (Fig. 4.18 et Tab. 4.13).

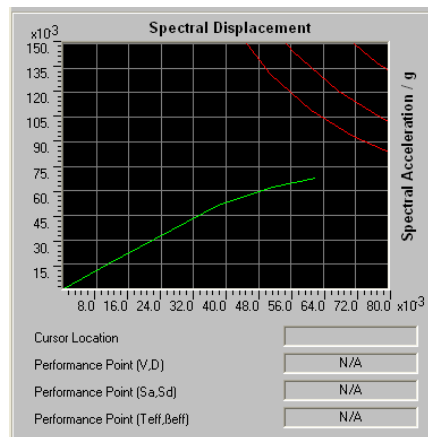


Figure 4.18 : Courbe de capacité (Sol S_C) – Typologie OBA0M (CPS = 0).

Tableau 4.13 : Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA0M.

Type de sol	Point de performance		Type des rotules plastiques
	D_p [m]	V_p [t]	
S_B	0.074	59.61	IO
S_C	—	—	—
S_D	—	—	—
S_E	—	—	—

4.7.3 Typologies OBAH

Les structures OBAH sont constituées d'Ossatures en Béton Armé, de grande hauteur (plus de sept niveaux \equiv H). À défaut de données suffisantes, seule la typologie OBA1H, possédant un faible niveau de conception parasismique, est analysée. Dans ce cas, nous avons exposé les résultats suivant les deux directions orthogonales de la structure (Fig. 4.19 et Tab. 4.14). Ainsi, nous avons constaté que le bâtiment est plus vulnérable à l'action sismique suivant sa plus petite dimension (sens y-y).

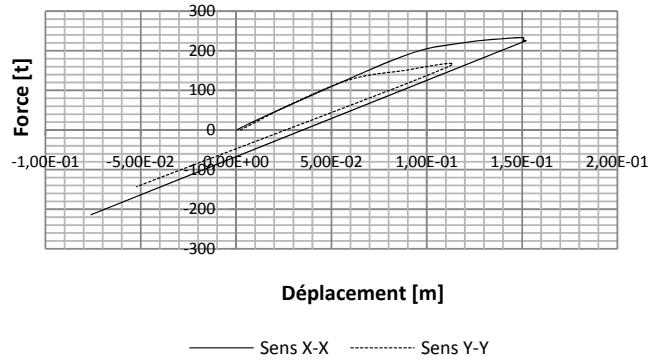
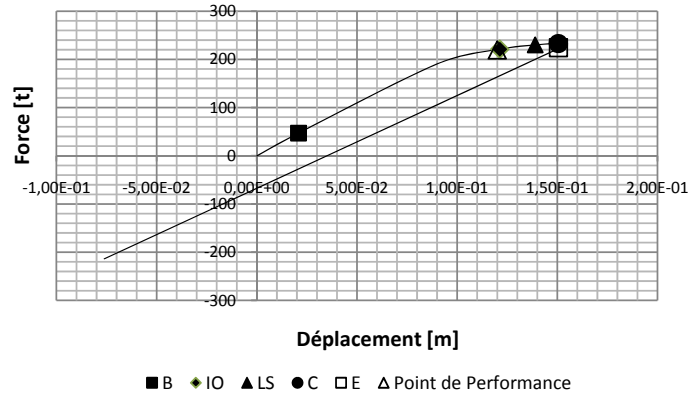


Figure 4.19 : Courbe de capacité – Typologie OBA1H.

Tableau 4.14 : Caractéristiques de la typologie OBA1H.

Typologie		OBA1H	
		Sens X-X	Sens Y-Y
Limite élastique	D_e [m]	0.0280	0.0297
	V_e [t]	47.21	67.25
Limite ultime	D_u [m]	0.1506	0.1113
	V_u [t]	224.36	159.78
Point de performance	D_p [m]	0.12	–
	V_p [t]	219.7	–
Rigidité initiale K_e [t/m]		2351	2264
Rigidité au pt de performance K_p [t/m]		1831	–
Indicateur de dégradation globale $D_g = 1 - K_p/K_e$		0.22	–
Type de rotules plastiques (niveau de dommages)		IO	–

Pour un sol S_C , le point de performance (Fig. 4.20), qui est inexistant suivant la direction y-y, correspond à des rotules plastiques de type IO suivant la direction x-x (Tab. 4.15). La Figure 4.21 illustre les points de performance dans les deux directions orthogonales de la structure, en modifiant les spectres de calcul.

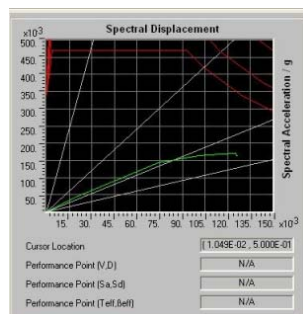


Sens x-x

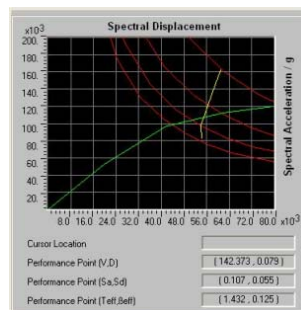
Figure 4.20 : Courbe de capacité – Point de performance - Typologie OBA1H.

Tableau 4.15 : Effet du type de sol sur la performance de la structure – Typologie OBA1H.

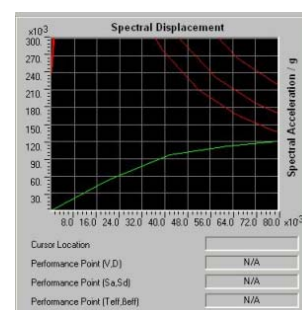
Type de sol	Point de performance		Types des rotules plastiques	
	D_p [m]	V_p [t]		
S_B	Sens x-x	0.081	171.88	B
	Sens y-y	0.079	142.37	—
S_C	Sens x-x	0.120	219.76	IO
	Sens y-y	—	—	—
S_D	Sens x-x	0.144	231.262	LS
	Sens y-y	—	—	—
S_E	Sens x-x	—	—	—
	Sens y-y	—	—	—



Sens x-x - Sol S_E



Sens y-y - Sol S_B



Sens y-y - Sol S_C

Figure 4.21 : Illustration de quelques résultats du Tableau 4.12 - Typologie OBA1H.

L'analyse des modes de rupture a mis en évidence, dans plusieurs cas, la formation des rotules plastiques dans les poteaux plutôt que dans les poutres ; et l'état d'endommagement de ces rotules est plus avancé dans les poteaux (Figures 4.22 et 4.23).

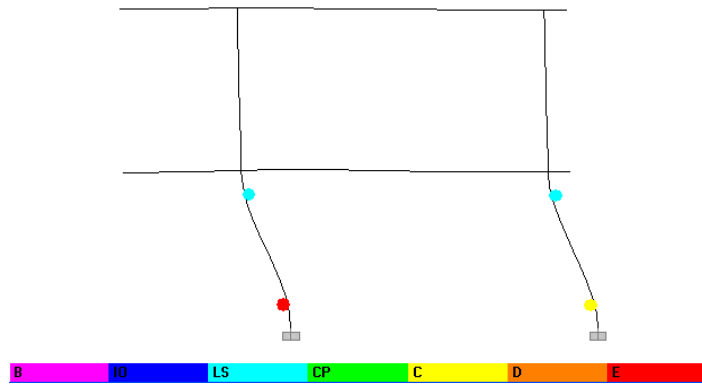


Figure 4.22 : Plastification des poteaux avant les poutres – Typologie OBA0L.

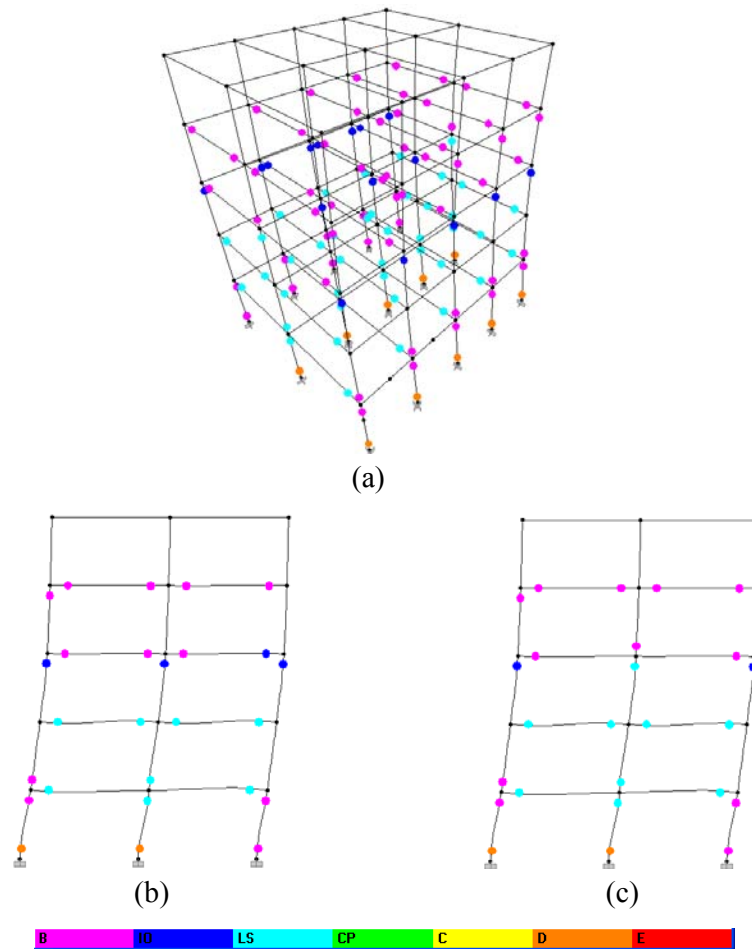


Figure 4.23 : Plastification avancée de la base des poteaux du premier niveau. (a) Structure appartenant à la typologie OBA1M ; (b) et (c) deux portiques distincts de la même structure.

4.9. Conclusion

Les courbes de capacité des différentes typologies ont une partie élastique qui est théoriquement une droite de pente égale à la rigidité initiale du bâtiment. La partie post-élastique, de pente plus faible, représente le comportement ductile jusqu'à la ruine. Ces courbes, tracées pour la direction la plus défavorable, montrent que pour un effort tranchant constant, le déplacement augmente avec la diminution du niveau de conception parasismique. Toutefois, pour un même déplacement, la force est plus importante pour les structures qui possèdent un bon niveau de conception parasismique.

Les principales caractéristiques déduites de cette analyse montrent que les résistances les plus élevées sont obtenues pour les structures construites après 2003 (*OBA3L – OBA3M*). Les structures de faible niveau de conception parasismique (*OBA1L - OBA1M*) perdent environ 50% de leurs rigidités initiales et subissent le maximum de dommages (niveau C), suite auxquels les sections sont susceptibles de se rompre entraînant l'instabilité et la ruine de la structure. Les courbes de capacité obtenues pour les structures construites avant 1981 (*OBA0L, OBA0M, OBA0H*), sans aucune conception parasismique, sont nettement inférieures à la demande sismique et les points de performance sont inexistantes. Ainsi, le déplacement engendré par le séisme est supérieur à la capacité de la structure. Il s'ensuit alors l'effondrement partiel ou total de ces structures.

Contrairement aux structures possédant un bon niveau de conception parasismique, les structures conçues pour résister à de faibles secousses sismiques sont moins rigides et peuvent subir des déplacements relativement importants avant rupture. Toutefois leur capacité de résistance est faible. En augmentant le niveau de conception parasismique, le point de performance se rapproche d'avantage du domaine élastique, et le niveau de sécurité du bâtiment vis-à-vis de l'effondrement augmente.

Dans la plupart des structures construites avant 2003, les rotules plastiques apparaissent simultanément dans les poutres et dans les poteaux. L'état d'endommagement des rotules plastiques est plus avancé dans les poteaux et l'effondrement de la structure survient par rupture des poteaux des premiers niveaux. Notons que les sections de ces poteaux sont relativement faibles ; ce qui peut induire une augmentation des efforts et des contraintes et par conséquent des déformations, conduisant à la ruine de ces éléments.

L'analyse des mécanismes de ruine a révélé, dans plusieurs cas, la plastification précoce des poteaux (Figures 4.22 et 4.23), ce qui accélère la ruine de la structure. Le critère de dimensionnement défini par l'article 7.6.2 du règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, préconisant la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux, n'est donc pas vérifié. Le but d'un tel dimensionnement est de permettre à la structure de dissiper, par déformation plastique, un maximum d'énergie sismique sans s'effondrer ; et d'établir un mécanisme de ruine de type plastique global et ductile, conférant à la structure un comportement favorable et sécuritaire vis à vis de l'action sismique.

Les points de performance des structures modélisées correspondent généralement au niveau d'endommagement *LS* des rotules plastiques formées, où les dommages des éléments de la structure sont non structuraux. Toutefois, dans certains cas, notamment dans le cas des structures à faible niveau de conception parasismique, ces dommages dépassent le niveau *CP* au-delà duquel les sections, ayant subi de grandes déformations post-élastiques, sont susceptibles de se rompre.

Les principaux résultats qu'on peut retenir à travers cette analyse sont les suivants :

- ✓ Aucun point de performance n'a été retrouvé pour les structures construites avant 1981 (typologies : *OBA0L*, *OBA0M*, *OBA0H*), sans conception parasismique, particulièrement lorsque les sols sont fermes (S_2) , meubles (S_3) out très meubles (S_4). Dans ces cas, les déplacements engendrés par le séisme sont nettement supérieurs à la capacité des structures, ce qui traduit leur forte vulnérabilité à l'action sismique.
- ✓ Les plus grandes résistances sont obtenues pour les structures construites après 2003 (typologies : *OBA3L*, *OBA3M*, *OBA3H*), possédant un bon niveau de conception parasismique, quelque soit la hauteur de l'ouvrage. Celles-ci présentent les plus grandes rigidités à l'état élastique et aux points de performance, et les plus faibles pertes de résistance ; ce qui réduit leur degré de pénétration dans le domaine plastique. Les points de performance correspondent à des dommages ne dépassant pas généralement le niveau *LS* pour des sites ayant au moins les caractéristiques du sol meuble (S_3).
- ✓ Les typologies à niveau moyen de conception parasismique présentent des rigidités plus élevées et des pertes de résistance plus faibles que les typologies à faible niveau de conception parasismique, pour des structures à même usage. Cependant les dommages, atteints dans les deux cas, peuvent atteindre et même dépasser le niveau *C* notamment lorsque les sols sont meubles ou très meubles.

Chapitre 5 : Structures comportant des voiles en béton armé

5.1. Introduction

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la vulnérabilité au séisme des structures comportant des voiles de béton ou béton armé est relativement faible. Les dommages sismiques aux voiles sont assez facilement réparables et les éventuels dommages dans les zones critiques créent moins d'effondrement que pour les ossatures. Même lourdement endommagés, les voiles continuent à porter les plancher et jouent ainsi un rôle primordial pour la sécurité des occupants [Davidovici, 1999]. L'utilisation des voiles réduit considérablement les dommages sismiques des éléments non porteurs et diminue l'influence de ces derniers sur le comportement de la structure. En effet, les règles PS-92 précisent que les bases de ces murs, considérées comme zones critiques, subissent les contraintes les plus élevées de la structure. C'est donc au niveau de ces zones que la dégradation du béton ou sa rupture fragile commencera, s'ensuit un effondrement partiel ou total de la structure. Les chaînages doivent alors être renforcés dans ces zones et celles situées à chaque niveau de changement notable de la section de coffrage. Les voiles se comportent comme des consoles verticales. Lorsqu'ils sont élancés, ils se déforment en flexion sous l'effet des charges horizontales. Les extrémités des voiles sont d'autant plus sollicitées que la construction est élevée, ce qui nécessite de les renforcer par des chaînages ou poteaux intégrés qui seront soumis à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué.

Afin d'éviter des ruptures fragiles, les codes et règlements parasismiques préconisent pour les structures à voiles l'utilisation de coefficients de comportement inférieurs à ceux des structures en portique, malgré l'influence bénéfique des voiles sur leur comportement. Contrairement aux voiles travaillant au cisaillement, les voiles pour lesquels la flexion est prépondérante présentent en général une grande capacité de dissipation d'énergie. Il faut, cependant, remarquer qu'il n'y a pas de code de dimensionnement spécifique pour les voiles et que les règlements de calcul des poutres et des poteaux-conssoles s'appliquent. Les voiles de contreventement peuvent être définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la rigidité dans le sens perpendiculaire à leur plan est négligeable. Dans leur plan, ils offrent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, permettant ainsi de contrôler les déplacements globaux et de minimiser les déplacements inter-étages excessifs.

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastiques simplifiées ont été quasi-systématiquement utilisées dans le dimensionnement des structures constituées de murs voiles en béton armé. L'approche élastique est insuffisante et ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel. La réponse non linéaire en terme de déplacement,

ductilité, distribution des dommages, modes de ruine, etc. doit alors être explorée. Cependant, un calcul statique simplifié en poussée progressive « Pushover » basé sur un modèle de comportement non linéaire pourrait donner de bonnes indications sur le comportement sismique de la structure.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base, sollicitée par un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant maximal dans sa section d'encastrement.

Les deux catégories de structures les plus répandues dans la ville de Tizi-Ouzou sont :

- les structures entièrement en murs porteurs,
- les structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques.

Dans le premier cas, les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de système résistant aux forces horizontales.

Dans le second cas, aussi bien les voiles que les portiques participent à la résistance aux charges horizontales. Dans un premier temps, en raison de leur rigidité, les voiles reprennent presque la totalité de ces charges. Après l'apparition des zones plastifiées dans les voiles, une plus grande part des charges se reporte sur les portiques qui, si les dispositions constructives des règles parasismiques sont respectées, possèdent une grande capacité à dissiper l'énergie induite. L'interaction des voiles et des portiques est très favorable, à condition toutefois que les assemblages poutres-voiles soient ductiles et acceptent une certaine déformation avant la rupture.

5.2. Modes de rupture des voiles

Le comportement d'un voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section. Ainsi, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement de ces murs est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres, poteaux). Les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement mécanique des voiles sont les suivants [Nicolae ILE, 2000]:

- l'élancement, défini comme étant le rapport de la hauteur par la largeur du voile (h/l),
- la disposition et le pourcentage des armatures,
- l'intensité de l'effort normal.

Selon que l'élancement est inférieur à deux (voiles courts) ou supérieur à deux (voiles élancés), on peut distinguer deux grandes catégories de point de vue de leur fonctionnement, correspondant à deux grandes familles de mode de rupture.

5.2.1. Modes de rupture des voiles élancés

Le comportement d'un voile élancé est assimilable à celui d'une poutre. Les principaux

modes de rupture des voiles élancés, classés selon (Davidovici et al. 1985), sont les suivants (Nicolae ILE, 2000) (Fig. 5.1) :

Rupture en flexion (f)

- Rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé, ceci correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. Ce mode de ruine est observé dans les voiles très élancés, soumis à un effort de compression faible et à un cisaillement modéré et lorsque la flexion est modérée.
- Rupture par écrasement du béton, rencontrée pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Ce mode est moins ductile que le précédent, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.
- Rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues. Ce mode se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures tendues sont essentiellement réparties et ne sont pas concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

Rupture en flexion-effort tranchant (f/t)

- Rupture par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

Rupture par effort tranchant (g)

Ce mode de rupture apparait quand le cisaillement devient prépondérant :

- Rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile muni de raidisseur, fortement armé longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.
- Rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode qui est plutôt caractéristique des voiles courts a été également observé dans le cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaitre lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.

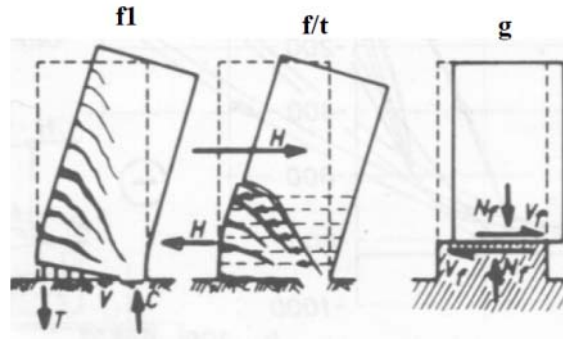


Figure 5.1 : Modes de rupture des voiles élancés
[T. PAULAY, M. J. N. PRIESTLEY].

5.2.2. Modes de rupture des voiles courts

Le comportement des voiles en béton armé ayant un élancement très faible (inférieur ou égal à un) est dominé par l'effort tranchant. Ceci se traduit par des cycles force-déplacement très étroit, dissipant ainsi peu d'énergie. Ce type de comportement peut être bien modélisé par des bielles diagonales et des tirants horizontaux et verticaux. On peut distinguer trois types de modes de ruine (Fig. 5.2) :

- Rupture par glissement à l'encastrement suite à la plastification progressive des armatures verticales sous l'action de la flexion et du cisaillement ou par insuffisance des armatures verticales réparties (T1).
- Rupture diagonale avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal (T2).
- Rupture par écrasement de béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. Ce mode est caractéristique des voiles fortement armés surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord (T3).

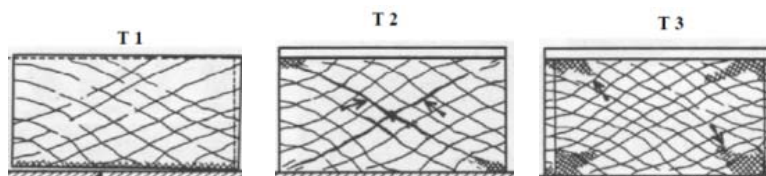


Figure 5.2 : Modes de rupture des voiles courts [B. FOURE].

5.3. Définition du comportement non linéaire des voiles

Une structure comportant des murs voiles, et qui est soumise à des forces latérales qui la sollicitent au-delà du domaine élastique, se comporte de manière fortement non-linéaire. La dégradation apparaît soit progressivement soit brusquement en diverses parties de la structure, provoquant ainsi leur plastification qui entraîne une redistribution des efforts. La technique

des « murs ductiles » qui se base sur la méthode en capacité adoptée initialement en Nouvelle-Zélande et reprise par l'Eurocode 8, privilégie la formation de la rotule plastique à la base et assure en outre la ductilité de cette rotule plastique vis-à-vis de la rotation. Une grande capacité de déformation ductile est organisée dans cet endroit (zone critique) tout en assurant un comportement élastique au-delà de la zone critique (M. HEMSAS, 2010).

Avant la mise en œuvre d'une analyse linéaire ou non-linéaire, il est indispensable de procéder à un choix de niveau de modélisation (global, semi-local, local) et d'échelle de discrétisation. Dans les approches habituelles de modélisation, l'analyse du comportement des murs voiles adopte généralement l'élément « poteau-poutre » (Fig. 5.3) situé sur l'axe central du voile. Les poutres supérieures et inférieures sont considérées infiniment rigides. Ce modèle se compose d'un seul élément flexionnel élastique avec un ressort de rotation non-linéaire placé à chaque extrémité pour tenir compte du comportement non-linéaire des zones critiques. Cet élément privilégie généralement des rotations autour des points situés sur l'axe central du mur et ne tient pas compte des déformations de traction et de rotation d'extrémité fixe, dues aux effets de glissement, liés au décalage de l'axe neutre. Par ailleurs, dans le cas des voiles courts et des voiles moyennement élancés, il est nécessaire d'ajouter un ressort horizontal au milieu, pour traduire le comportement non linéaire en cisaillement de l'élément. Ainsi, deux rotules plastiques de type « PMM » sont introduites au sommet et à la base du voile et une rotule de cisaillement « V2 - V3 » au milieu de celui-ci.

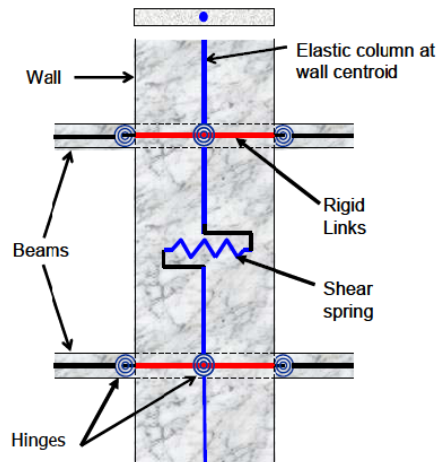


Figure 5.3 : Modélisation usuelle des voiles par analogie « poteau-poutre » (ATC 72).

5.4. Rotules plastiques assignées aux voiles

Le logiciel SAP2000 nous permet de déterminer la loi de comportement en flexion (Moment – Courbure θ) de chaque voile en fonction du ferrailage, des dimensions de sa section transversale, et de l'effort normal qui s'y exerce ; ensuite de déduire la loi (Moment – Rotation θ) nécessaire pour définir le comportement non linéaire de l'élément. Ceci s'effectue en utilisant la formule suivante (ATC40) :

$$\theta = L_p \cdot \phi = 0.5 \cdot a \cdot \phi \quad (5.1)$$

L_p et a sont respectivement la longueur de la rotule plastique et la longueur du voile.

Les différents paramètres calculés sont résumés dans le Tableau 5.1, pour la typologie SMBA0L.

Tableau 5.1 : Caractéristiques des rotules en flexion des voiles – Typologie SMBA0L.

Caractéristiques des voiles								
Voiles	Direction	Longueur [m]	Épaisseur [m]		Longueur de la rotule plastique [m]			
V1	Y-Y	7.20	0.17		$L_p = 0.5L = 3.60$			
V2	Y-Y	7.20	0.17		3.60			
Caractéristiques des rotules								
Niv.	H [m]	P [tonnes]	ϕ_e [rd]	M_e [t × m]	ϕ_{max} [rd]	M_{max} [t × m]	θ_e [rd]	θ_u [rd]
03	03	V1 : - 20.59	0.0219770	16.880	0.1767	23.459	0.07911720	0.63612
		V2 : - 33.99	0.0222546	18.059	0.1743	24.244	0.08011656	0.62748
02	03	V1 : - 44.13	0.02243489	18.783	0.1726	24.830	0.08076560	0.62136
		V2 : - 70.94	0.02280244	20.044	0.1684	26.362	0.08208878	0.60624
01	04	V1 : - 70.01	0.02278974	20.001	0.1686	26.310	0.08204306	0.60696
		V2 : - 109.8	0.02338186	22.204	0.1627	28.347	0.08417469	0.58572

- H : hauteur d'étage
 - P : effort normal
 - ($M_e - \phi_e$) : (Moment – Courbure) à l'état élastique
 - ($M_{max} - \phi_{max}$) : (Moment – Courbure) à l'état ultime
 - ($\theta_e - \theta_u$) : (Rotation à l'état élastique – Rotation à l'état ultime)

La relation (effort tranchant – déformation) des voiles est définie selon la courbe de la Figure 5.4 (ATC 72). Les valeurs des distorsions ($d, e - d$) et de la contrainte résiduelle (c) y correspondant sont données par le Tableau 5.2 (Tableau 6- 19, FEMA 356).

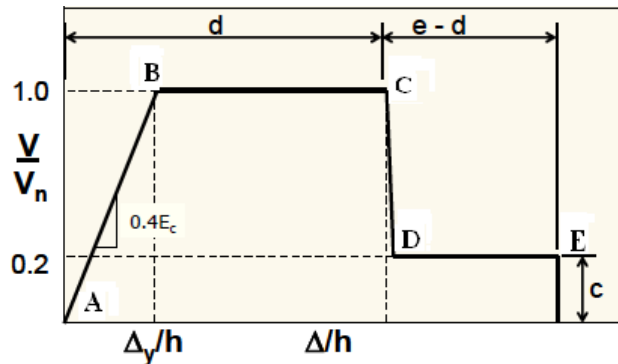


Figure 5.4 : Loi de comportement en cisaillement des voiles (selon FEMA 356).

Tableau 5.2 : Paramètres de la loi de comportement en cisaillement des voiles.

Paramètres			Niveaux de performance		
d	e	c	IO	LS	CP
0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75

L'effort tranchant nominal V_n , à la limite élastique, est défini par la relation (ACI 318-08) :

$$V_n = A(\alpha \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y) \quad (5.2)$$

A : aire de la section transversale du voile,

α : coefficient dépendant de l'élanement h/l du voile ($\alpha = 3$ pour $h/l \leq 1.5$, $\alpha = 2$ pour $h/l \geq 2.0$, et varie linéairement pour $1.5 \leq h/l \leq 2.0$),

λ : coefficient, fonction du poids volumique ρ du béton ($\lambda = 0.75$ pour un béton léger, $\lambda = 1.0$ pour le béton courant),

f'_c : résistance caractéristique à la compression du béton,

ρ_t : pourcentage des armatures horizontales,

f_y : limite élastique des aciers transversaux,

La rigidité effective en cisaillement du voile est donnée par (ASCE/SEI 41-06) :

$$G A = \frac{E}{2(1+\gamma)} A = 0.4 E \cdot A ; \gamma = 0.2 \quad (5.3)$$

E : module d'élasticité longitudinal,

G : module d'élasticité transversal,

γ : coefficient de Poisson.

La distorsion Δ_y/h , à la limite élastique, peut être calculée comme suit :

$$\Delta_y/h = \frac{V_y}{GA} \quad (5.4)$$

Dans le Tableau 5.3, sont représentés les différents paramètres des lois de comportement des rotules de cisaillement des voiles, calculés pour la typologie SMBA0L.

Tableau 5.3 : Caractéristiques des rotules en cisaillement des voiles – Typologie SMBA0L.

Typologie SM0L									
A	λ	A [m ²]	f'_c [t/m ²]	ρ_t	f_y [t/m ²]	E [t/m ²]	G = 0.4 E [t/m ²]	Vn [t]	Δ_y [m]
3	1	1.22 4	2500	0.00 3	40000	3216420	1286568	330.48	0.00084 (h=4 m) 0.00063 (h=3 m)
d (%) = Δ/h		e (%) = Δ/h		C = V_c/V_y		Δ_{IO} (%) = Δ/h		Δ_{LS} (%) = Δ/h	
0.75		2.00		0.40		0.40		0.60	
								Δ_{CP} (%) = Δ/h 0.75	

5.5. Résultats

Rappelons que pour effectuer l'analyse *Pushover*, nous avons remplacé le voile (élément surfacique) par un poteau (élément linéaire) situé sur son axe. Celui-ci est délimité par des poutres supérieures et inférieures, qui sont considérées infiniment rigides (Fig. 5.5). Une vérification de ce modèle est effectuée par comparaison des différents modes propres de vibration obtenus dans les deux cas d'analyse :

1. l'analyse modale, où le voile est modélisé par un élément « shell »,
2. l'analyse *Pushover*, où le voile est remplacé par un élément linéaire.

À titre d'exemple, nous comparons, dans le Tableau 5.4, les périodes des modes fondamentaux de vibration. Nous constatons que les erreurs les plus importantes correspondent aux structures de grande hauteur (Typologies *SMBA1H* : 8 % ; Typologie *SMBA2H* : 12 %).

Tableau 5.4 : Comparaison des périodes des modes fondamentaux de vibration.

Typologies	Période du mode fondamental		
	Analyse modale	Analyse <i>Pushover</i>	Erreur relative (%)
SMBA1H	0.945472	1.026086	08.52
SMBA0L	1.002802	1.074024	7.10
SMBA2H	0.963166	1.079258	12.05
SMBA1M	0.671464	0.705068	05.00
SMBA3M	1.075452	1.130044	05.07

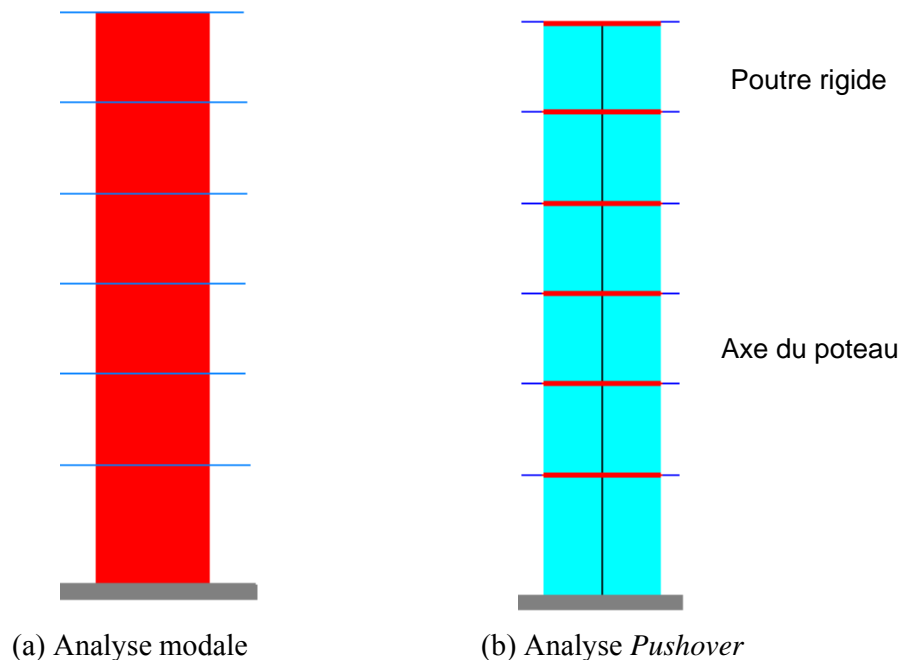


Figure 5.5 : Modélisation du voile.

Par ailleurs, les voiles sont ferraiillés selon le Tableau 5.5.

Tableau 5.5 : Caractéristiques des voiles.

Typologie	Caractéristiques des voiles		
	Épaisseur [cm]	Aciers verticaux * Φ [mm] / espacement [cm]	Aciers horizontaux Φ [mm] / espacement [cm]
SMBA0L	17	T10/20	T8/20
SMBA1L	15	T10/15	T8/20
SMBA1H	20	T12/20	T10/20
SMBA2H	20	RDC : T12/20 Étage courants : T10/20	RDC : T10/20 Étage courant : T8/20
SMBA1M	15	RDC : T14/15 Étage courant : T10/15	T8/20
SMBA2M	20	T10/20	T8/20
SMBA3M	20	RDC : T14/15 Étage courant : T12/15	RDC : T12/15 Étage courant : T10/15

* La colonne « Aciers verticaux » indique le diamètre et l'espacement des armatures verticales des voiles. Toutefois, dans certains cas, des diamètres supérieurs sont adoptés au niveau des potelets.

Les dimensions des poutres et des poteaux sont résumées dans le Tableau 5.6.

Tableau 5.6 : Dimensions des poutres et des poteaux.

Typologie	Dimensions des poutres [cm ²]	Dimensions des poteaux [cm ²]
SMBA0L	Poutres principales : (25x65) Poutres secondaires : (25x65), (20x40), (30x20)	(25x30), (30x40), (25x40)
SMBA1H	Poutres principales et secondaires : (20x20), (25x35), (30x40)	(30x30), (40x40), (50x50), (40x60)
SMBA2H	Poutres principales : (30x30), (30x40), (30x45), (30x50) Poutres secondaires : (30x30), (30x35), (30x40) Chaînage : (25x20), (30x20)	(30x30), (30x40), (30x50), (30x55), (30x60)
SMBA1M	Poutres principales : (25x40) Poutres secondaires : (25x15), (25x25), (35x15), (35x25)	(25x35)
SMBA3M	Poutres principales : (30x45) Poutres secondaires : (30x35) Chaînage : (30x20)	(40x40), (35x35), (30x30)

5.5.1. Courbes de capacité

Procédure de calcul

La courbe de capacité est représentée par une courbe *Pushover*, traduisant le déplacement en tête de la structure en fonction de l'effort tranchant à la base. Lorsqu'un programme de calcul linéaire est utilisé (ETABS dans notre cas), la construction de la courbe de capacité se base sur une suite de calculs linéaires élastiques et des lois de comportement élasto-plastiques. Les procédures itératives basées sur des calculs linéaires utilisent, à chaque étape correspondant à une altération du comportement de la structure, des modèles de rotules plastiques pour se rapprocher du comportement réel « non-linéaire » de la structure. Cette approche requiert les étapes suivantes :

1. Modéliser la structure.
2. Appliquer les forces latérales à la structure.
3. Calculer les sollicitations dans les éléments de la structure, dues aux combinaisons requises des charges verticales et latérales.
4. Ajustez les forces latérales de sorte qu'une section (ou un ensemble de sections) se plastifie, et enregistrez la force de cisaillement à la base et le déplacement du toit de la structure. Il est également utile d'enregistrer les forces et les rotations de ces sections, nécessaires pour la vérification de la performance.
5. Réviser le modèle en attribuant une rigidité nulle (ou très faible) aux sections plastifiées.
6. Incrémenter le chargement latéral jusqu'à obtention de la rotule suivante. Chaque application d'un incrément de charge latérale est une analyse distincte qui se base sur des conditions initiales nulles.
7. Ajouter l'incrément du chargement latéral et l'incrément du déplacement du toit y correspondant aux valeurs totales précédentes pour obtenir les valeurs cumulées du cisaillement à la base et du déplacement du toit de la structure.
8. Répétez les étapes 5, 6 et 7 jusqu'à ce que la structure atteigne une limite ultime : une instabilité due aux effets $P-\Delta$; des distorsions considérables ; des déformations latérales accompagnées d'une dégradation significative de la résistance au niveau d'une section (ou d'un ensemble de sections).

Résultats

Les Figures (5.6 à 5.10) représentent les courbes de capacité des structures modélisées, composées de portiques et de voiles en béton armé, de différentes hauteurs ; ceci pour différents niveaux de conception parasismique (CPS).

Le comportement de la structure dépend principalement de sa rigidité. Lorsque cette dernière est faible, la structure subit des déplacements relativement importants avant rupture. Toutefois, sa capacité de résistance demeure faible : cas des typologies *SMBA0L* (Fig. 5.6) et *SMBA2H* (Fig. 5.8), dans la direction *XX* ; et la typologie *SMBA1M* (Fig. 5.9) dans la direction *YY*.

Suivant les directions perpendiculaires aux précédentes, ces structures sont plus rigides et atteignent des résistances relativement importantes, et subissent ainsi des déplacements réduits : cas des typologies *SMBA0L* (Fig. 5.6) et *SMBA2H* (Fig. 5.8), dans la direction YY ; et la typologie *SMBA1M* (Fig. 5.9) dans la direction XX.

La structure de la topologie *SMBA1H* présente une symétrie par rapport aux axes XX et YY (voir Annexe) et les deux courbes de capacité y correspondant sont pratiquement identiques (Fig. 5.7).

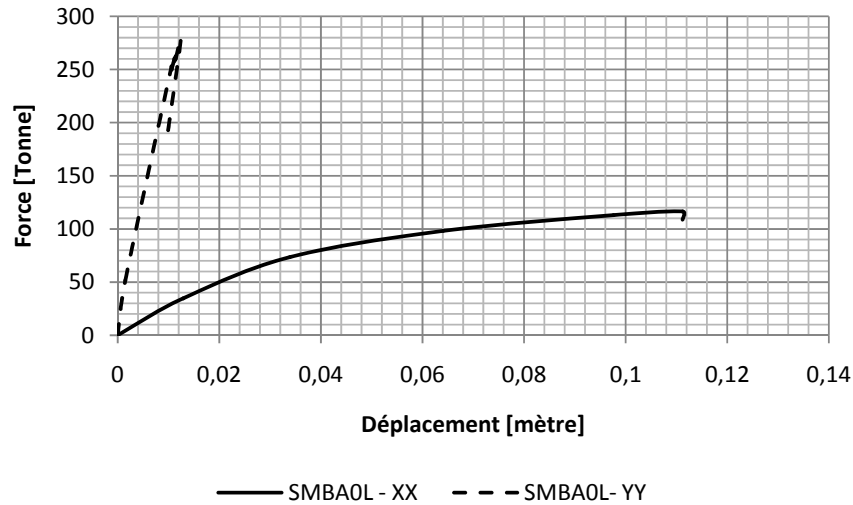


Figure 5.6 : Courbes de capacité de la typologie *SMBA0L*. Structure de faible hauteur, sans conception parasismique ($CPS=0$).

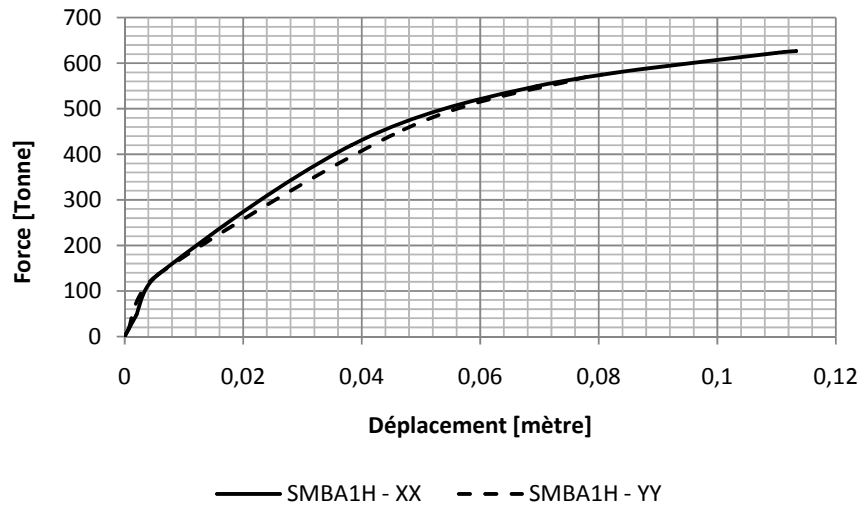


Figure 5.7 : Courbes de capacité de structures de grande hauteur, à faible niveau de conception parasismique ($CPS=1$) (Typologie *SMBA1H*).

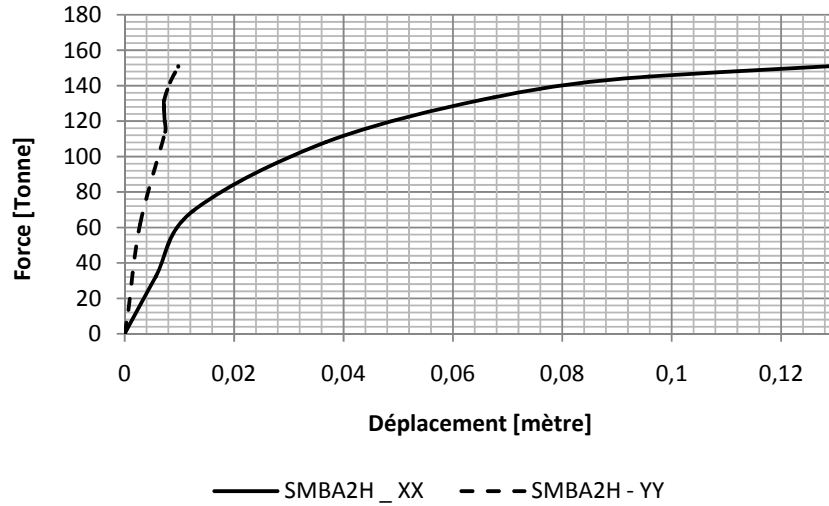


Figure 5.8 : Courbes de capacité de structures de grande hauteur, à niveau moyen de conception parasismique (CPS=2) (Typologie SMBA2H).

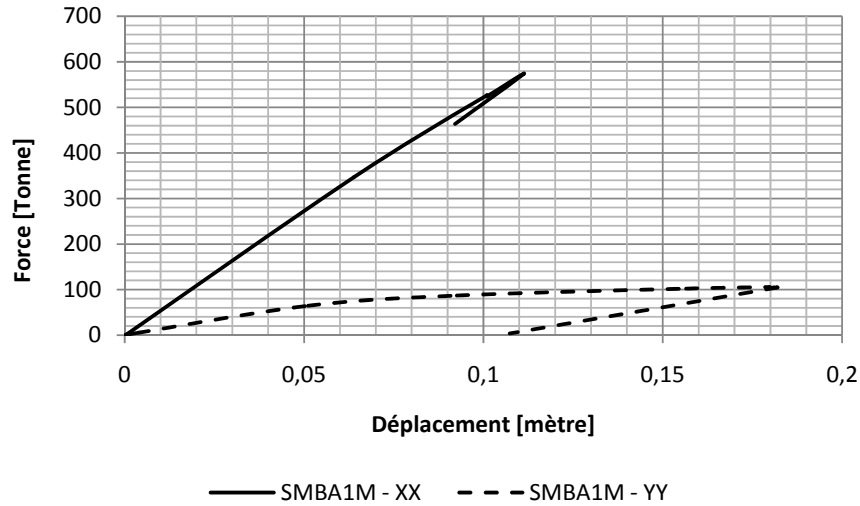


Figure 5.9 : Courbes de capacité de structures de hauteur moyenne, à faible niveau de conception parasismique (Typologie SMA1M).

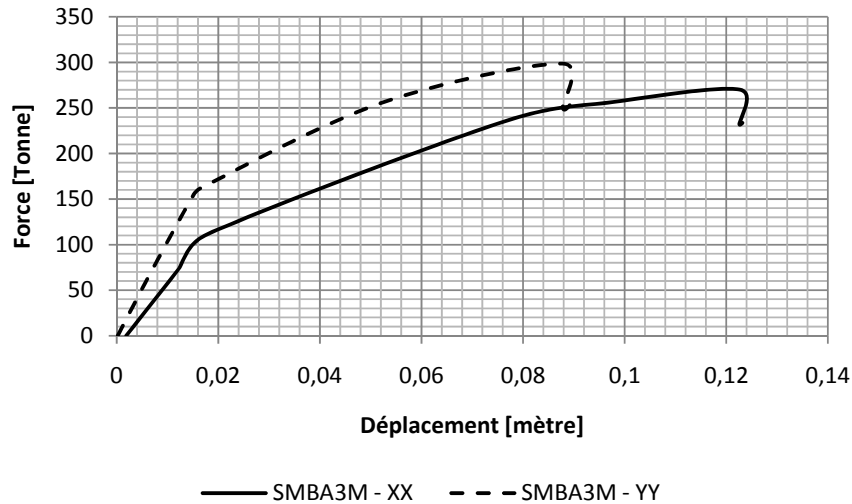


Figure 5.10 : Courbes de capacité de structures de hauteur moyenne, possédant un bon niveau de conception parasismique (Typologie SMBA3M).

5.5.2. Points de performances, niveaux de dommages

Procédure de calcul (méthode de capacité spectrale) [ATC40]

La demande en déplacement, dans la méthode de capacité spectrale, correspond à un point sur le spectre de capacité, appelé « Point de performance ». Au point de performance, la capacité sismique de la structure est égale à la demande sismique imposée à la structure par le mouvement du sol. Le déplacement dû à une demande sismique donnée, peut être estimé en utilisant une technique simple dite « d'égalité de déplacement ». Cette approximation est basée sur l'hypothèse que le déplacement spectral non élastique est le même que celui qui se produirait si la structure était parfaitement élastique. Cette méthode simple, qui donne de bons résultats particulièrement pour des structures ayant une période T relativement importante ($T > 1,0$ seconde), est souvent un outil utile pour estimer la valeur initiale du point de performance dans les procédures itératives.

Dans la méthode de capacité spectrale, l'emplacement du point de performance doit satisfaire les deux conditions suivantes :

1. Le point doit se situer sur la courbe du spectre de capacité afin de caractériser la structure à un déplacement donné,
2. Le point doit se situer sur la courbe de demande spectrale réduite, obtenue à partir d'un spectre élastique, qui représente la demande non linéaire au même déplacement structurel. Les facteurs de réduction du spectre sont donnés en termes de l'amortissement effectif. Un amortissement effectif approximatif est calculé sur la base de la forme de la courbe de capacité, de la demande en déplacement et la boucle d'hystérésis résultante.

La satisfaction des deux critères mentionnés ci-dessus nécessite en général un processus itératif pour la détermination du point de performance. Trois procédures (A, B et C)

différentes permettent de simplifier ce processus. Ces procédures sont toutes basées sur les mêmes concepts et relations mathématiques, mais varient selon qu'elles utilisent des techniques analytiques ou graphiques. Les étapes de calcul peuvent être résumées comme suit :

1. Développer le spectre de réponse élastique (amorti à 5 %),
2. Convertir la courbe de capacité en spectre de capacité,
3. Tracer le spectre de capacité et le spectre de réponse élastique sur le même graphe,
4. Construire la représentation bilinéaire du spectre de capacité : une représentation bilinéaire du spectre de capacité est nécessaire pour l'estimation de l'amortissement effectif et la réduction de la demande spectrale. La représentation bilinéaire de la capacité nécessite la définition d'un point (a_{p1}, d_{p1}) qui représente la valeur initiale du point de performance. La première estimation de ce point (a_{p1}, d_{p1}) est souvent obtenue par l'approximation « d'égalité de déplacement » (Fig. 5.11). Ainsi, on trace une première ligne à partir de l'origine, de pente égale à la rigidité initiale du bâtiment ; et une seconde ligne à partir du point (a_{p1}, d_{p1}) de sorte que les aires A_1 et A_2 soient égales. Les deux lignes se coupent au point (a_y, d_y) (Fig. 5.12).

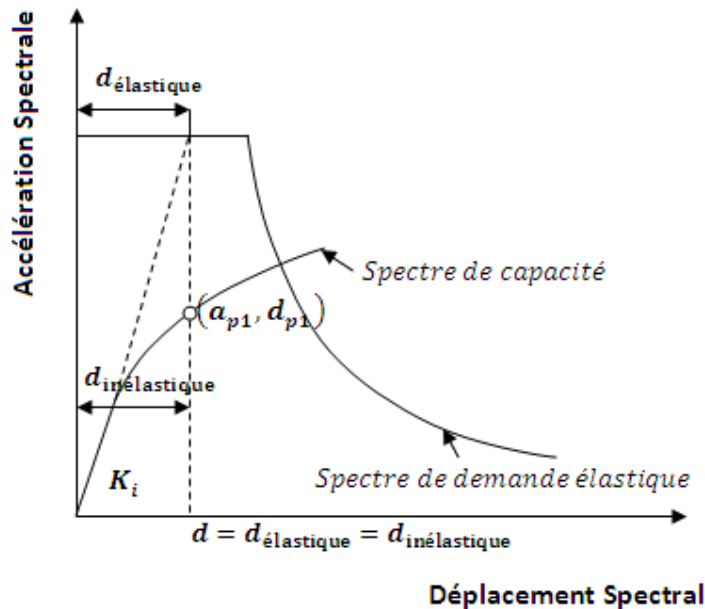


Figure 5.11: Première estimation du point de performance par l'approche « d'égalité de déplacement » (ATC40).

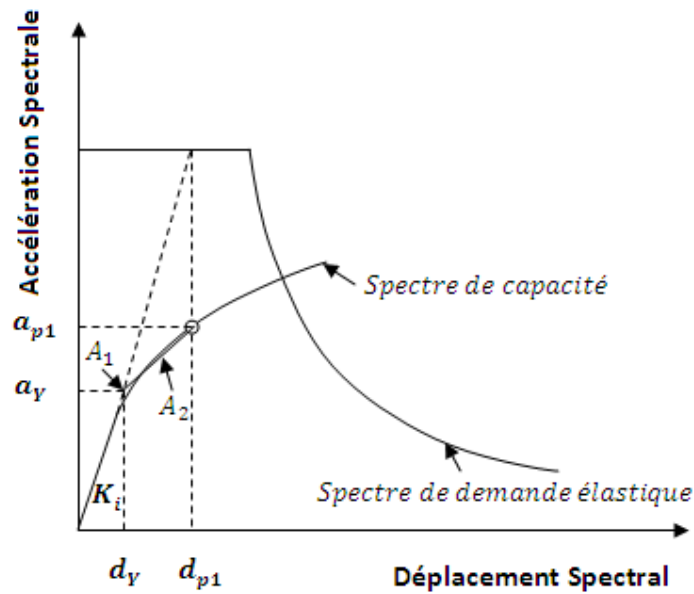


Figure 5.12 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité (ATC40).

5. Estimer l'amortissement et réduire le spectre de réponse élastique : l'amortissement qui se produit lorsque le mouvement du sol, dû à l'action sismique, entraîne la structure dans le domaine plastique peut être considéré comme une combinaison de l'amortissement visqueux inhérent à la structure (5 %) supposé constant et l'amortissement d'hystérésis β_0 .

L'amortissement visqueux équivalent β_{eq} associé à un déplacement maximal d_{pi} peut être estimé à partir de la formule suivante :

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (5.5)$$

Le terme β_0 peut être calculé comme suit (Chopra 1995)

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (5.6)$$

E_D : énergie dissipée par l'amortissement (aire du parallélogramme de la Figure 5.13)

E_{S0} : énergie de déformation maximale (aire du triangle de la Figure 5.13)

En exploitant les aires de la Figure 5.13, les expressions 5.6 et 5.5 deviennent, respectivement :

$$\beta_0(\%) = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (5.7)$$

$$\beta_{eq}(\%) = \beta_0 + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (5.8)$$

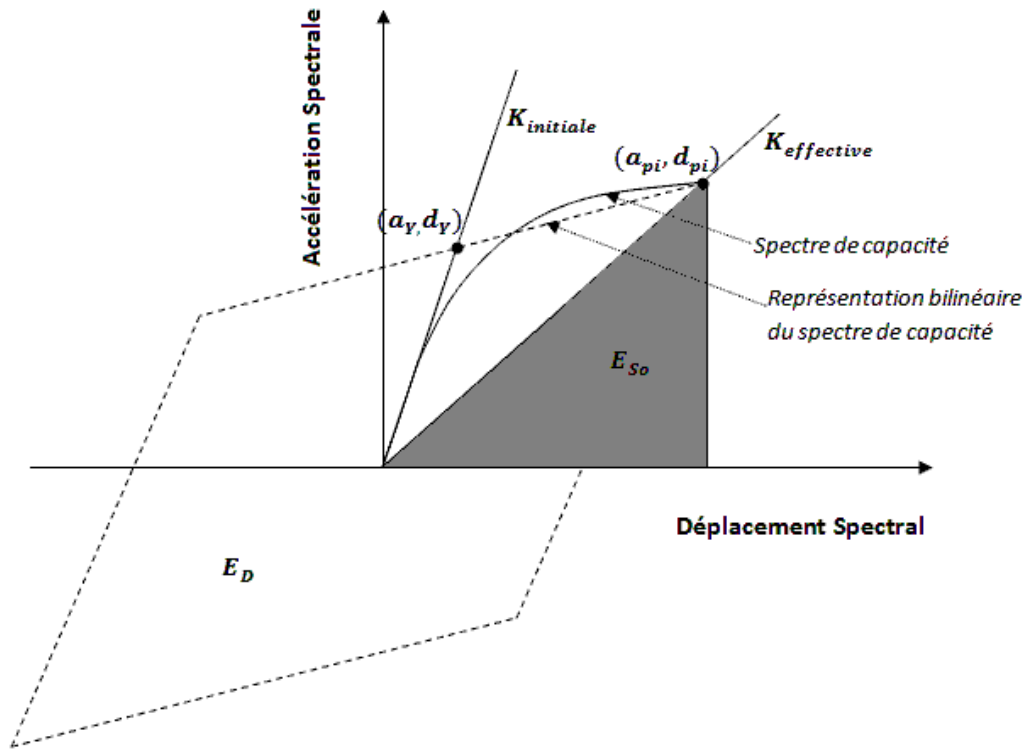


Figure 5.13 : Schéma de calcul de l'amortissement d'hystérésis β_0 (ATC40).

Les valeurs de l'amortissement visqueux équivalent β_{eq} obtenues en utilisant l'équation 5.8 et la boucle d'hystérésis idéalisée de la Figure 5.13 surestiment le niveau réel de l'amortissement dans le cas des structures peu ductiles. Ainsi, l'amortissement visqueux effectif β_{eff} est défini par :

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (5.9)$$

Le coefficient k dépend du comportement structurel de la structure, qui, à son tour, dépend de la qualité du système constructif et la durée du séisme.

Les valeurs de l'amortissement effectif β_{eff} , obtenues à partir de l'équation 5.9, peuvent être utilisées pour estimer les facteurs de réduction (SR_A et SR_V) du spectre de réponse en utilisant les relations 5.10 et 5.11, développées par Newmark et Hall [Newmark et Hall, 1982]. Le spectre de réponse réduit qui en résulte (Fig. 5.14) correspond à un amortissement supérieur à 5 % de l'amortissement critique.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (5.10)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (5.11)$$

6. Définir l'intersection des deux spectres (capacité- demande réduite) : si le déplacement d_i à l'intersection des deux spectres est proche de la valeur initiale d_{p1} ($0.95 d_{p1} \leq d_i \leq 1.05 d_{p1}$), le point (a_{p1}, d_{p1}) devient alors le point de performance (a_p, d_p) . Dans le cas contraire, on choisit un nouveau point (a_{pi}, d_{pi}) et on répète le processus à partir de l'étape 4 jusqu'à ce que la condition sur l'erreur soit vérifiée.

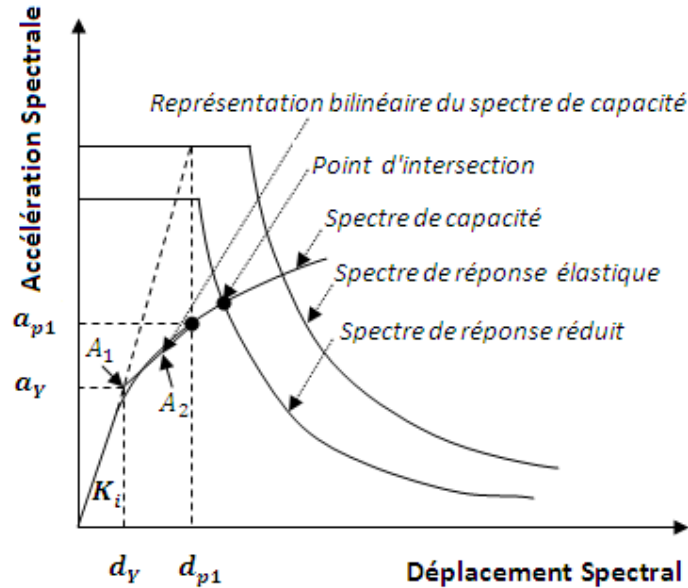


Figure 5.14 : Réduction du spectre de demande et détermination du point de performance (ATC40).

Cette procédure peut être simplifiée en supposant que les pentes (initiale et post-élastique) de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité ainsi que le point (a_y, d_y) demeurent constants. Cette hypothèse simplificatrice permet une solution directe (Fig. 5.15) sans itérations puisque l'amortissement effectif β_{eff} ne dépendra que du déplacement d_{pi} :

1. Tracer, sur le même graphe, le spectre de capacité, le spectre élastique et une famille de spectres réduits. Ces spectres correspondent à des valeurs de l'amortissement effectif allant de 5 % à la valeur maximale β_{eff}^{Max} qui dépend du comportement structurel du bâtiment.
2. Développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité. La pente initiale de la courbe bilinéaire est égale à la rigidité initiale du bâtiment. Le segment post-élastique de la représentation bilinéaire doit être tracé à partir d'un point (a^*, d^*) obtenu en utilisant le principe « d'égalité des déplacements ».
3. Calculer l'amortissement effectif β_{eff} pour différents déplacements d_{pi} situés sur le segment post-élastique de la représentation bilinéaire du spectre de capacité, au voisinage du point (a^*, d^*) :

$$a_{pi'} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \quad (5.12)$$

$$\beta_{eff} = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi'})}{a_{pi'} d_{pi}} + 5 \quad (5.13)$$

4. Les points résultants (d_{pi}, β_{eff}) sont représentés sur le même graphe que les spectres réduits et le spectre de capacité, et sont liés par une courbe dont le point d'intersection avec le spectre de capacité définit le point de performance.

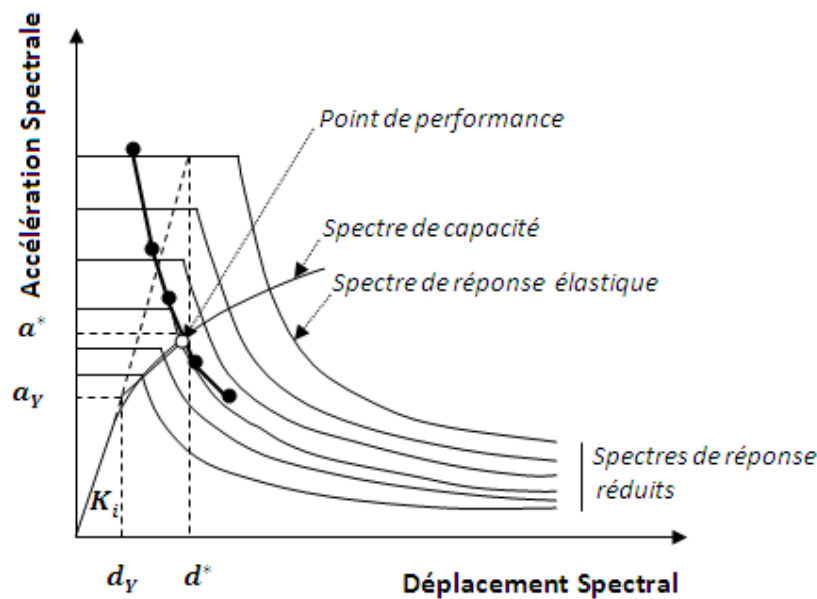


Figure 5.15 : Détermination du point de performance par la méthode simplifiée (ATC40).

Les étapes ci-dessus peuvent être automatisées comme suit :

1. Tracer le spectre élastique et le spectre de capacité sur le même graphe.
2. Développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité.
3. Choisir des déplacements d_{pi} et calculer les valeurs de $a_{pi'}$ et β_{eff} y correspondant en utilisant les équations 5.12 et 5.13, respectivement.
4. Calculer la période T_s en fonction des coefficients sismiques C_A et C_V :
 $T_s = C_V / 2.5 C_A$.
5. Calculer la période T correspondant à chaque valeur de d_{pi} :
 $T = 2\pi(d_{pi} / a_{pi'})^{1/2}$
6. Déterminer l'accélération spectrale $S_{a5\%}$ correspondant à chaque période T (ou déplacement d_{pi}), sur le spectre élastique amorti à 5% :

$$S_{a5\%} = 2.5C_A \text{ si } T \leq T_s \text{ et } S_{a5\%} = C_V/T \text{ si } T > T_s$$

7. Pour chaque accélération spectrale $S_{a5\%}$ du spectre élastique, calculer le déplacement spectral $S_{d5\%}$ y correspondant :

$$S_{d5\%} = S_{a5\%}(T/2\pi)^2$$

8. Pour chaque période T (ou déplacement d_{pi}), calculer les coefficients de réduction du spectre de réponse :

– Si $T \leq T_s$, calculer le coefficient de réduction spectral SR_A suivant l'équation (5.10) en remplaçant a_{pi} par a_{pi}' ,

– Si $T > T_s$, calculer le coefficient de réduction spectral SR_V suivant l'équation (5.11) en remplaçant a_{pi} par a_{pi}' .

9. Pour chaque période T (ou déplacement d_{pi}), tracer le point (S_a , S_d) :

$$- S_a = SR_X \cdot S_{a5\%} ; S_d = SR_X \cdot S_{d5\%}$$

$$- SR_X = SR_A, \text{ si } T \leq T_s$$

$$- SR_X = SR_V, \text{ si } T > T_s$$

10. Joindre les différents points (S_a , S_d) obtenus, et le point d'intersection de la courbe résultante avec la courbe de capacité spectrale représente le point de performance.

Résultats

Les points de performance fournis par l'analyse *Pushover*, en utilisant les spectres de réponse définis précédemment, sont présentés dans le Tableau 5.7, et illustrés sur les Figures (5.16 à 5.20) dans le format *ADRS*.

Pour chaque typologie, nous avons illustré l'influence de la qualité du sol sur les points de performance et les niveaux de dommages y correspondant (Tableaux 5.8 à 5.12). Les sols S_B , S_C , S_D et S_E correspondent respectivement à des sites rocheux, fermes, meubles et très meubles. Notons que le point *B* correspond à l'apparition de la première rotule plastique. Le point *C* définit l'état ultime au-delà duquel la section subit une réduction brusque de sa résistance (de *C* à *D*). Au-delà du point *E*, la section subit une perte totale de sa résistance. Trois points (*IO*, *LS*, *CP*) définissent le type de rotules plastiques. Au niveau *IO*, les dommages structurels sont très limités et la quasi-totalité de la rigidité initiale est conservée. Au niveau *LS*, la section subit des dommages importants. Le niveau *CP* correspond à des dommages substantiels, au-delà desquels la section est susceptible de se rompre.

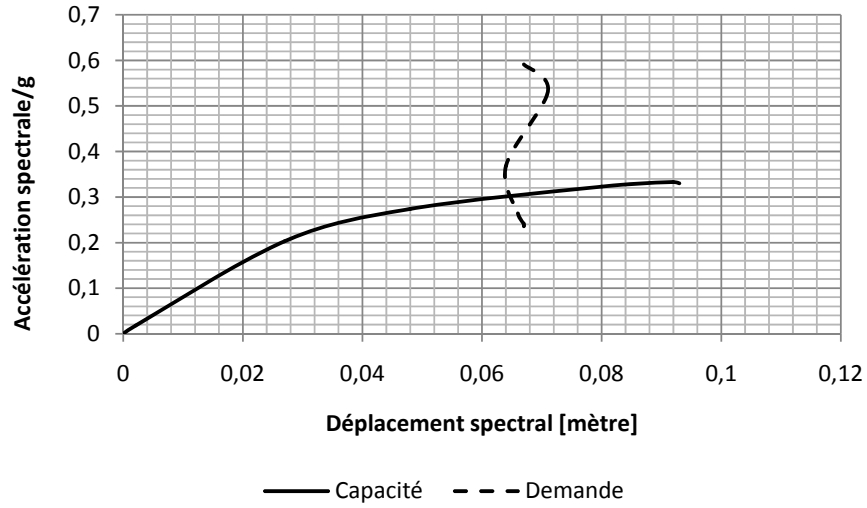


Figure 5.16 : Point de performance de la typologie SMBA1M dans le sens transversal.

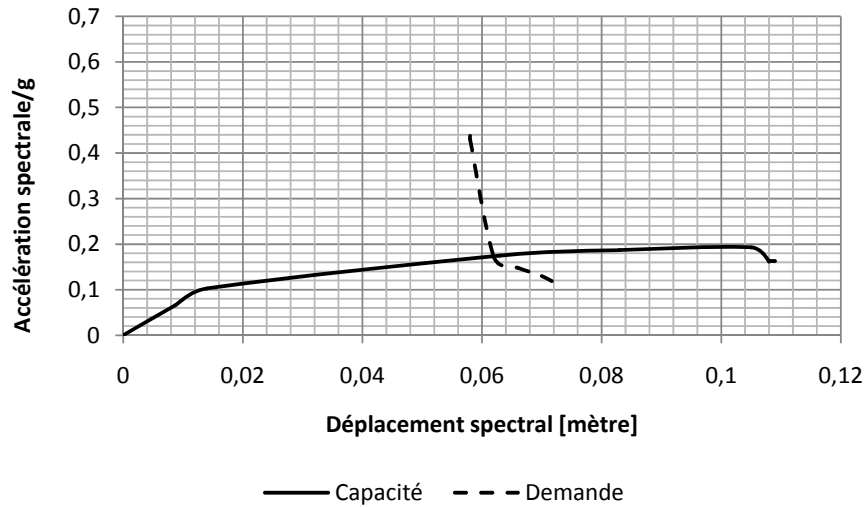


Figure 5.17 : Point de performance de la typologie SMBA3M dans le sens longitudinal.

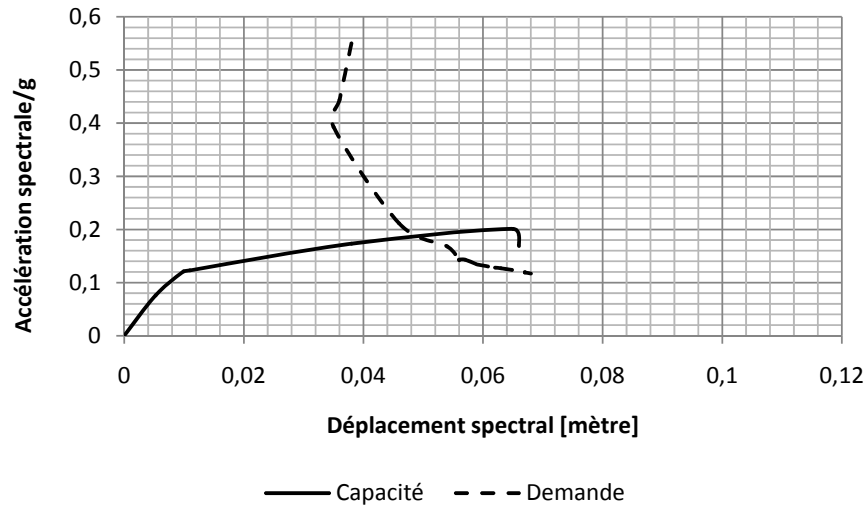


Figure 5.18 : Point de performance de la typologie SMBA3M dans le sens transversal.

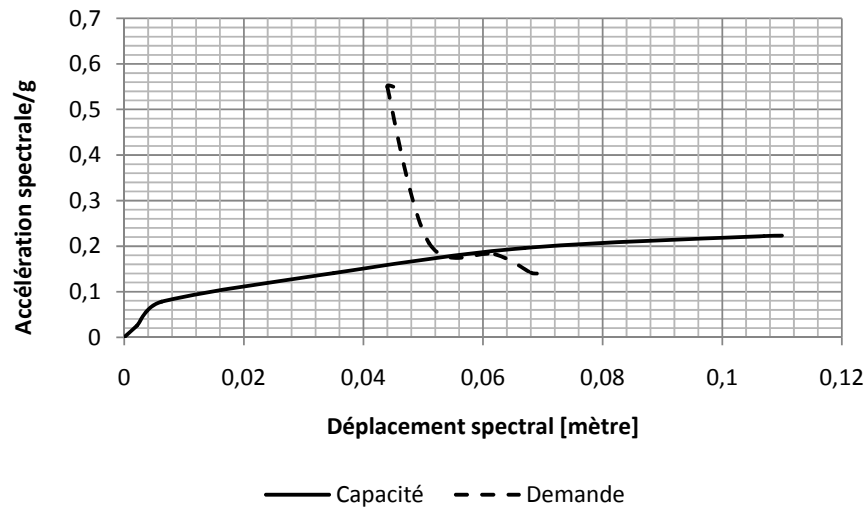


Figure 5.19 : Point de performance de la typologie SMBA1H dans le sens longitudinal.

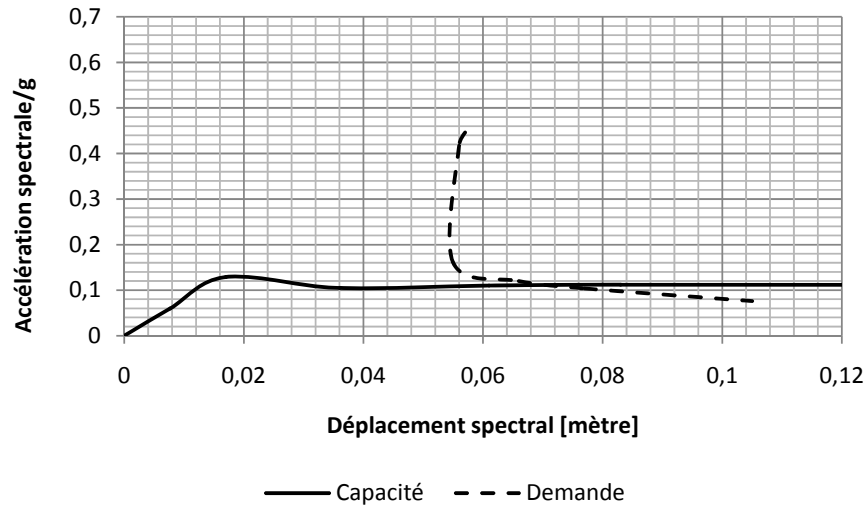


Figure 5.20 : Point de performance de la typologie SMBA2H dans le sens longitudinal.

Tableau 5.7 : Points de performance et niveaux de dommages y correspondant.

Typologie	Point de performance				Types de rotules plastiques	
	Direction X-X		Direction Y-Y		Direction X-X	Direction Y-Y
	V_p (tonne)	D_p (mètre)	V_p (tonne)	D_p (mètre)		
SMBA0L	-	-	-	-	-	-
SMBA1M	215.931	0.040	95.074	0.126	B	LS
SMBA3M	230.939	0.074	274.359	0.068	IO	IO
SMBA1H	519.465	0.062	-	-	B	-
SMBA2H	139.124	0.081	-	-	IO	-

Tableau 5.8 : Points de performance et niveaux de dommages – Typologie SMBA0L.

Sol	Point de performance				Types de rotules plastiques	
	Direction X-X		Direction Y-Y		Direction X-X	Direction Y-Y
	V_p (tonne)	D_p (mètre)	V_p (tonne)	D_p (mètre)		
S_B	97.738	0.064	209.168	0.009	LS	C
S_C	116.267	0.110	-	-	C	-
S_D	-	-	-	-	-	-
S_E	-	-	-	-	-	-

Tableau 5.9 : Points de performance et niveaux de dommages – Typologie SMBA1M.

Sol	Point de performance				Types de rotules plastiques	
	Direction X-X		Direction Y-Y		Direction X-X	Direction Y-Y
	V_p (tonne)	D_p (mètre)	V_p (tonne)	D_p (mètre)		
S_B	157.717	0.029	72.435	0.066	B	B
S_C	187.131	0.035	88.844	0.100	B	IO
S_D	215.931	0.040	95.074	0.126	B	LS
S_E	258.020	0.048	-	-	B	-

Tableau 5.10 : Points de performance et niveaux de dommages – Typologie SMBA3M.

Sol	Point de performance				Types de rotules plastiques	
	Direction X-X		Direction Y-Y		Direction X-X	Direction Y-Y
	V_p (tonne)	D_p (mètre)	V_p (tonne)	D_p (mètre)		
S_B	145.398	0.034	188.718	0.027	B	B
S_C	194.653	0.057	246.742	0.049	B	IO
S_D	230.939	0.074	274.359	0.068	IO	IO
S_E	-	-	-	-	-	-

Tableau 5.11 : Points de performance et niveaux de dommages – Typologie SMBA1H.

Sol	Point de performance				Types de rotules plastiques	
	Direction X-X		Direction Y-Y		Direction X-X	Direction Y-Y
	V_p (tonne)	D_p (mètre)	V_p (tonne)	D_p (mètre)		
S_B	300.726	0.025	460.237	0.049	B	B
S_C	448.272	0.045	-	-	B	-
S_D	519.465	0.062	-	-	B	-
S_E	622.418	0.110	-	-	IO	-

Tableau 5.12 : Points de performance et niveaux de dommages – Typologie SMBA2H.

Sol	Point de performance				Types de rotules plastiques	
	Direction X-X		Direction Y-Y		Direction X-X	Direction Y-Y
	V_p (tonne)	D_p (mètre)	V_p (tonne)	D_p (mètre)		
S_B	105.029	0.035	140.482	0.008	B	IO
S_C	139.124	0.081	-	-	IO	-
S_D	150.849	0.131	-	-	IO	-
S_E	-	-	-	-	-	-

5.5.3. Modes de rupture

On donnera, dans ce qui suit, l'évolution des rotules plastiques dans les éléments les plus endommagés de différentes structures (Figures 5.21 à 5.27).

Typologie SMBA0L : deux voiles de 7.20 m de longueur, disposés dans le sens transversal (YY)

- **Portique longitudinal de rive, Push XX** : les rotules plastiques apparaissent dans les poteaux. La rupture des poteaux survient au deuxième niveau (Fig. 5.21).

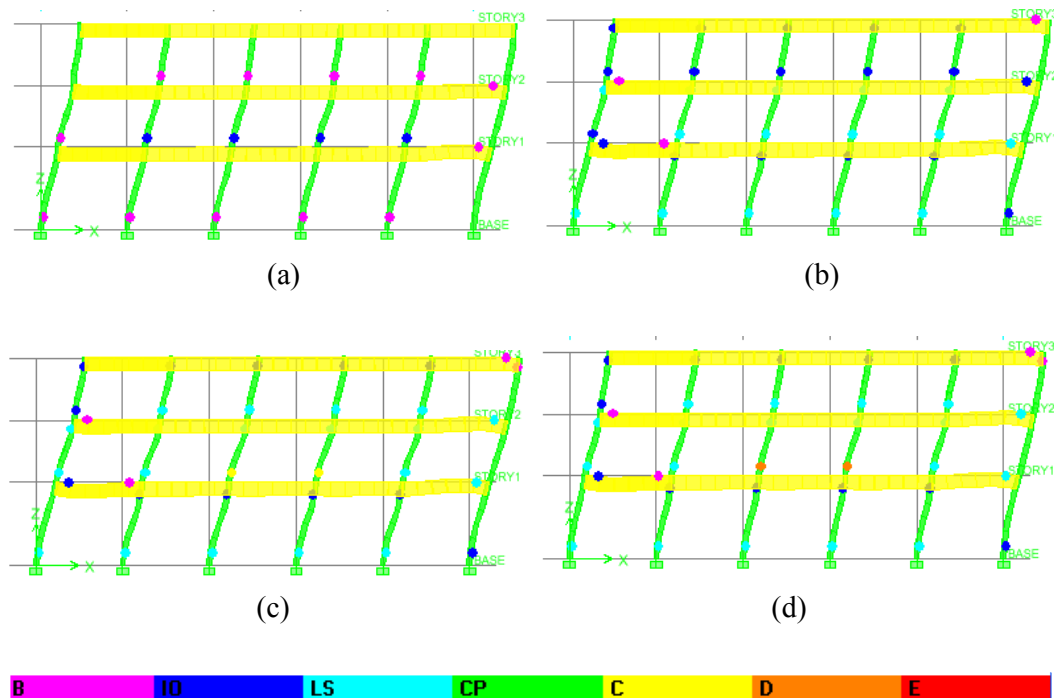


Figure 5.21 : Évolution des rotules plastiques dans les éléments d'un portique longitudinal de rive de la typologie SMBA0L. Les dimensions des sections des poutres et des poteaux sont respectivement $(25 \times 65) \text{ cm}^2$ et $(25 \times 30) \text{ cm}^2$. La plus grande dimension des poteaux est orientée suivant la direction transversale (YY).

- **Portique longitudinal intermédiaire, Push XX** : les rotules plastiques apparaissent d'abord dans les poutres, puis simultanément dans les poutres et dans les poteaux. Les dommages sont plus avancés dans les poutres (Fig. 5.22).

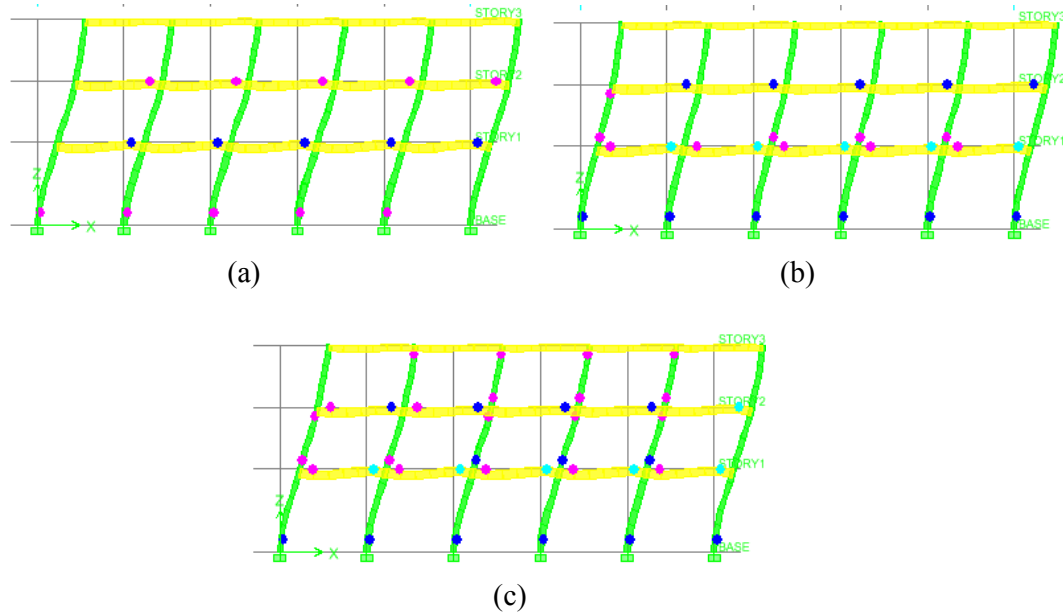


Figure 5.22 : Évolution des rotules plastiques dans les éléments d'un portique longitudinal intermédiaire de la typologie SMBAOL. Les poutres ont une section de $(30 \times 20) \text{ cm}^2$. La section des poteaux varie de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ au rez-de-chaussée à (25×30) au niveau de l'étage courant. La plus grande dimension des poteaux est orientée suivant la direction transversale (YY).

Typologie SMBA1M : deux voiles de 3.35 m de longueur, disposés dans le sens longitudinal (XX)

- **Portique transversal de rive, Push YY** : les rotules apparaissent d'abord dans les poteaux, puis simultanément dans les poutres et dans les poteaux. Les dommages sont plus avancés dans les poteaux (Fig. 5.23).

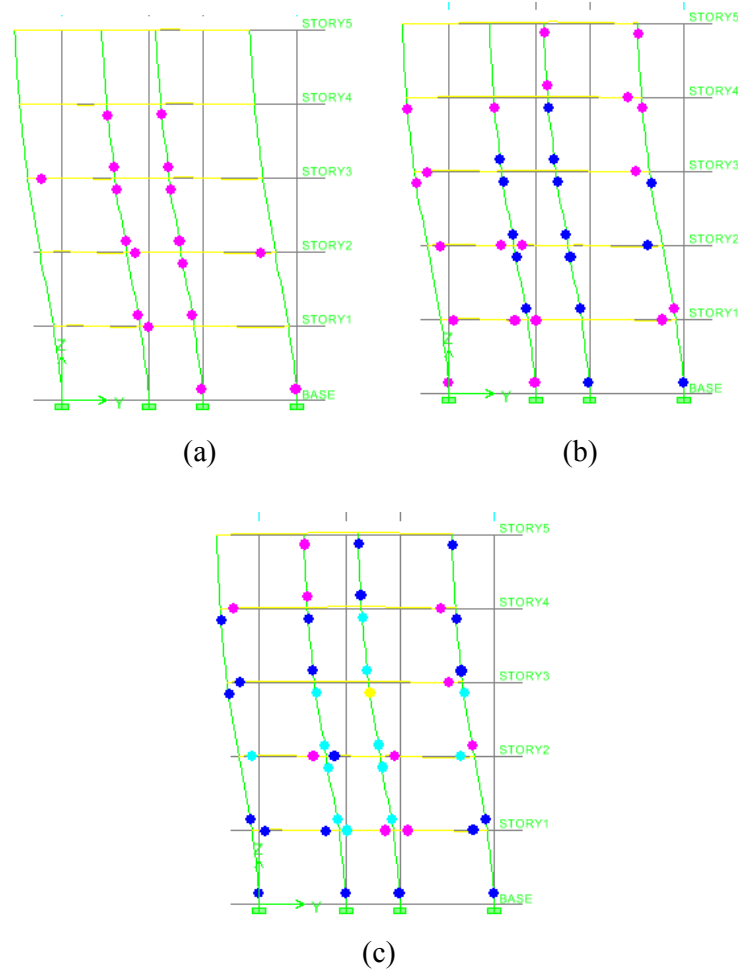


Figure 5.23 : Évolution des rotules plastiques dans les éléments d'un portique transversal de rive de la typologie SMBA1M. Les dimensions des sections des poutres et des poteaux sont respectivement $(25 \times 40) \text{ cm}^2$ et $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.

Typologie SMBA2H : deux voiles de 4.35 m de longueur disposés dans le sens longitudinal (XX), et deux voiles de 4.60 m de longueur disposés suivant la direction transversale (YY).

➤ Portique-Voile dans le sens transversal, Push YY (Fig. 5.25)

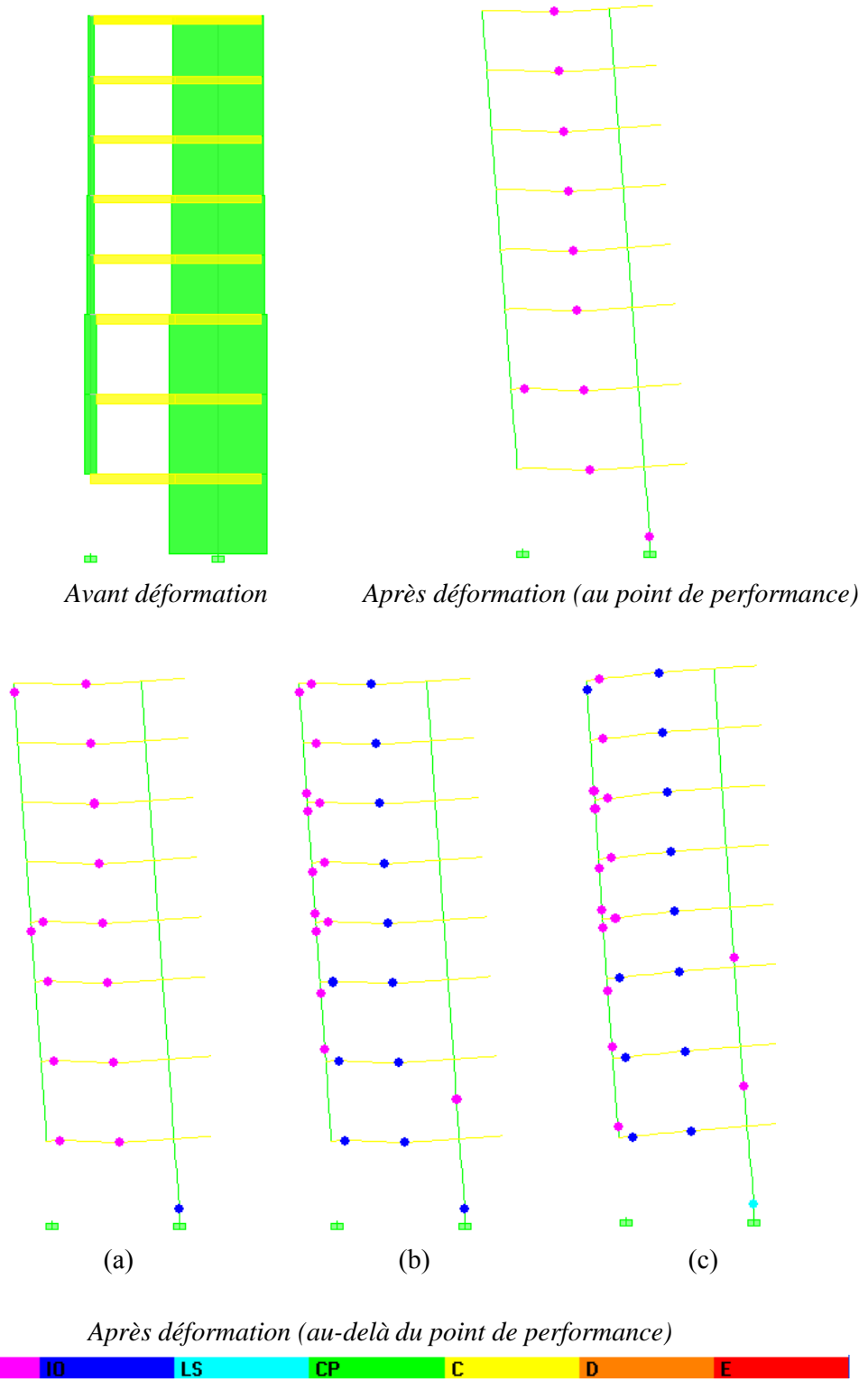


Figure 5.25 : Évolution des rotules plastiques dans un voile transversal de la typologie SMBA2H.

Typologie SMBA3M : deux voiles de 3.9 m et 2.92 m de longueur, disposés dans le sens longitudinal (XX) ; et deux voiles de 4.49 m de longueur, disposés suivant la direction transversale (YY).

- *Portique-Voile dans le sens longitudinal, Push XX* : Apparition de rotules de flexion à la base des voiles (Fig. 5.26).

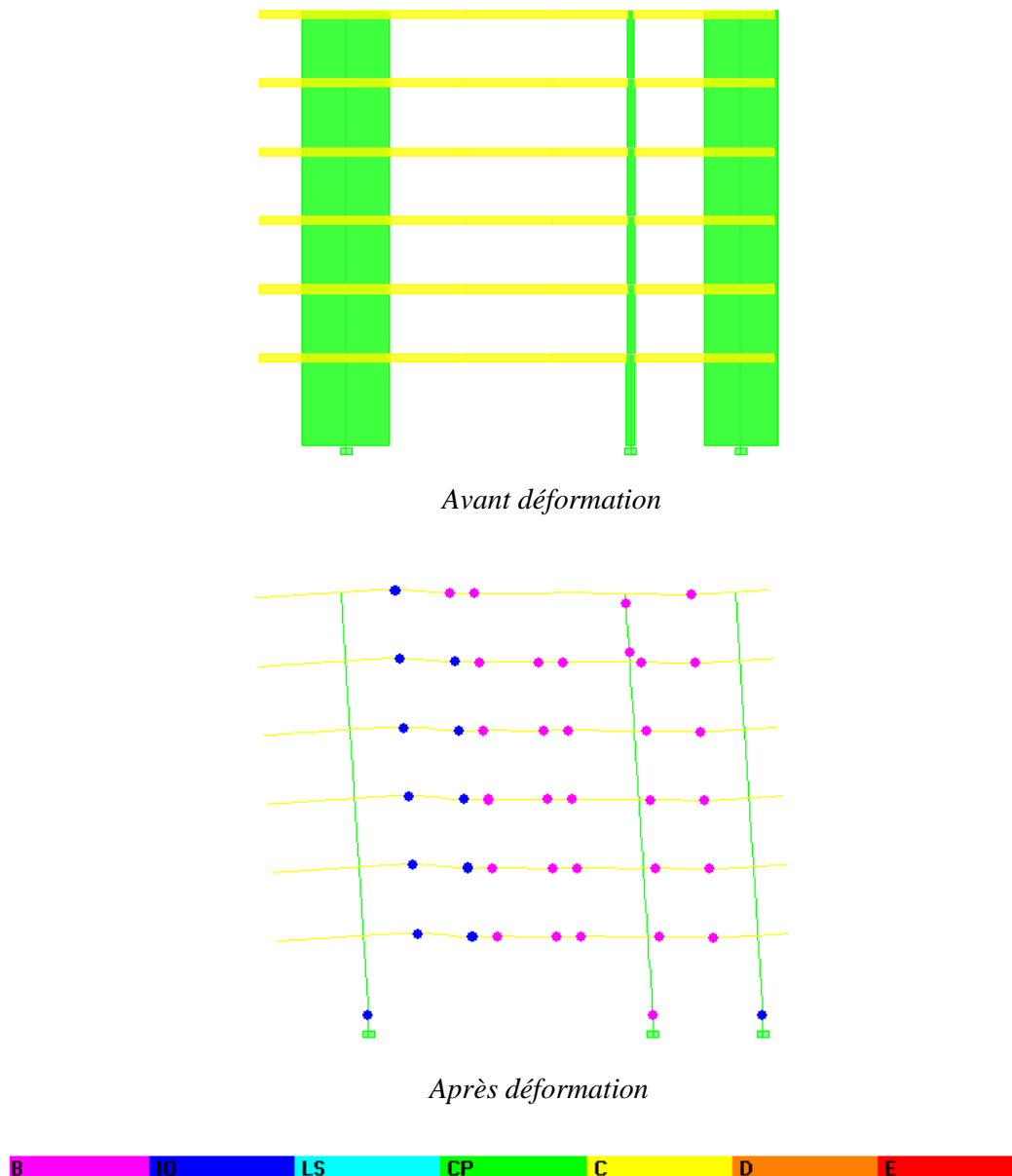
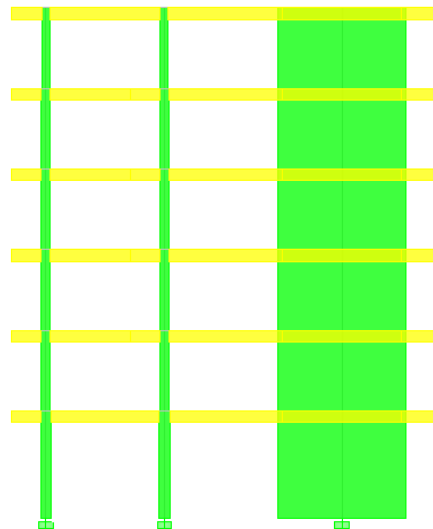
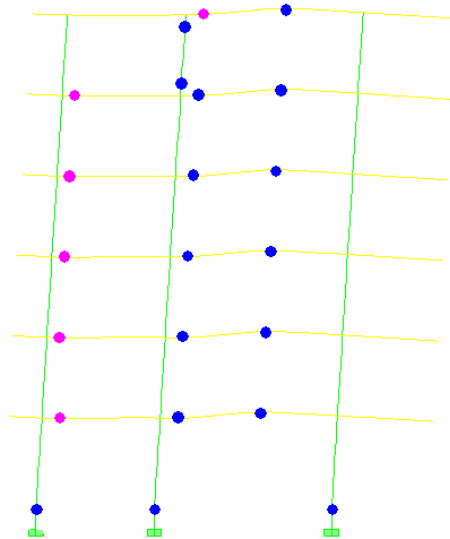


Figure 5.26 : Rotules plastiques, au point de performance, dans les voiles longitudinaux de la typologie SMBA3M.

- **Portique-Voile dans le sens transversal, Push YY** : Apparition de rotules de flexion à la base des voiles (Fig. 5.27).



Avant déformation



Après déformation



Figure 5.27 : Rotules plastiques, au point de performance, dans les voiles transversaux de la typologie SMBA3M.

5.6. Conclusion

Dans ce chapitre, des structures plus ou moins régulières constituées de portiques et de voiles en béton armé, ont été analysées. Chaque voile est modélisé par un élément « poteau-poutre » ; les poutres supérieures et inférieures sont considérées infiniment rigides. Des rotules de type *flexion-effort normal* sont introduites au sommet et à la base de l'élément, et une rotule de *cisaillement* au milieu pour traduire le comportement non linéaire en cisaillement de celui-ci. Une vérification de ce modèle est effectuée par comparaison des différents modes propres de vibration obtenus dans les deux cas d'analyse (analyse modale, analyse Pushover). L'erreur relative commise sur la période du mode fondamental de vibration est au plus égale à 12%. Les erreurs les plus importantes (8% et 12%) sont obtenues pour les structures de grande hauteur (Typologies *SMBA1H* et *SMBA2H*).

Il est à noter que l'épaisseur des voiles varie de 15 cm à 20 cm. Les armatures principales sont des barres à haute adhérence, de diamètre allant généralement de 12 mm à 14 mm pour le RDC, et 10 mm à 12 mm pour les étages courants. L'introduction de ces voiles engendre une augmentation de la rigidité des structures.

Les courbes de capacité, obtenues par l'analyse *Pushover* suivant les deux directions orthogonales XX et YY, pour différentes typologies, ont mis en évidence une réduction des déplacements en têtes des structures, ainsi qu'une augmentation des efforts tranchants à leurs bases. À titre d'exemples, les structures de hauteur moyenne, ayant un bon niveau de conception parasismique, constituées de portiques et de voiles en béton armé (*SMBA1M*), subissent, au point de performance, un déplacement maximal de 7.4 cm. Ce déplacement atteint 9.9 cm pour les structures à ossatures en béton armé (*OBA1M*).

Aux points de performance, les structures dont le niveau de conception parasismique est faible à moyen peuvent subir des déplacements relativement élevés (Typologie *SMBA1M* : $D_{px} = 12.6$ cm ; Typologie *SMBA2H* : $D_{px} = 8.1$ cm). Les structures qui possèdent un bon niveau de conception parasismique, subissent des déplacements relativement faibles (Typologie *SMBA3M* : $D_{px} = 7.4$ cm). Quant aux structures de faible hauteur, sans aucun niveau de conception parasismique, le point de performance n'est observé que lorsque le sol est rocheux (S_1) ou ferme (S_2).

L'état de dommages caractérisé par les rotules plastiques est généralement moins élevé dans les éléments des structures qui comportent des voiles. Toutefois, il est important de souligner que, dans plusieurs cas, les sections des poutres sont plus importantes que celles des poteaux ; et les rotules plastiques apparaissent d'abord dans les poteaux, où des dommages importants sont atteints. Rappelons que la stabilité des constructions, subissant des déformations dans le domaine post-élastique, exige que les éléments horizontaux (poutres, linteaux) se plastifient avant les éléments porteurs verticaux. Afin d'éviter un mécanisme d'instabilité, il convient alors que les rotules plastiques se forment d'abord dans les éléments horizontaux. Les poutres devraient donc être moins rigides et plus ductiles que les poteaux. Aux nœuds poteaux-

poutres des portiques participant au système de contreventement, il convient de vérifier que la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des poteaux est supérieure à celle des moments résistants ultimes des poutres aboutissant aux nœuds (Article 7.6.2 du RPA99) ; ce qui n'est souvent pas le cas.

Aux points de performance, des rotules de flexion, généralement de type *IO*, où les dommages structurels sont très limités, sont observées à la base des voiles. Les bases de ces murs, considérées comme zones critiques, subissent les contraintes les plus élevées.

Lorsque les voiles sont disposés suivant une seule direction (XX ou YY) (typologies *MBAIM* et *SMBAOL*), les structures subissent, dans la direction perpendiculaire aux voiles, des déplacements au sommet relativement importants (Typologie *SMBAIM* : $D_{px} = 0.04 \text{ cm}$, $D_{py} = 12.60 \text{ cm}$) et des efforts tranchants à la base généralement faibles (Typologie *MBAIM* : $V_{px} = 215.93 \text{ tonnes}$, $V_{py} = 95.07 \text{ tonnes}$) ; les portiques perpendiculaires aux voiles peuvent subir des dommages importants.

Chapitre 6 : Courbes de fragilité – Estimation des dommages

6.1. Introduction

La notion de risque peut s'exprimer de manière simple comme la combinaison de l'aléa et de la vulnérabilité : $\text{Risque} = \text{Aléa} \times \text{Vulnérabilité}$. Pour une analyse complète du risque sismique, une bonne connaissance de l'aléa, c'est à dire la probabilité qu'un évènement se produise, et l'évaluation de la vulnérabilité du système sont nécessaires. Après avoir déterminé le niveau d'action sismique le plus défavorable auquel les structures peuvent être exposées pendant leur durée de vie, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures peut être effectuée en se basant sur les courbes de fragilité. Ces courbes sont des outils probabilistes utilisés pour évaluer les dommages sismiques potentiels que peuvent subir les structures pour un niveau donné de l'aléa sismique, et fournissent des informations très utiles sur la relation qui existe entre l'intensité du mouvement du sol et la probabilité de dépassement des niveaux de dommages pour les différentes classes de structures (M. SARANIK, 2011).

Les méthodes de construction des courbes de fragilité sismique peuvent être classées en trois catégories : (1) les méthodes basées sur l'avis d'experts, (2) celles basées sur l'observation des dommages réels post-séismes et (3) celles utilisant la simulation numérique. Chaque source de données est associée à des avantages et à des inconvénients.

Méthodes basées sur le jugement d'experts

Une enquête est exécutée, dans laquelle plusieurs séries de questionnaires sont distribuées. Les réponses des experts sur la probabilité d'une structure à avoir un état de dommage pour une intensité donnée sont compilées et présentées comme des matrices des probabilités de dommages pour les structures [(ATC, 1985), (EMS98)]. La probabilité d'un état de dommages spécifié est établie à partir de la distribution des résultats et associée au niveau d'intensité des mouvements du sol correspondant pour obtenir un ensemble de courbes de vulnérabilité pour le type de structure associé. En plus de la subjectivité de l'avis des experts impliqués dans la méthode, le caractère aléatoire des mouvements du sol, l'incertitude sur la réponse structurale et la variété des classes de structures rendent la fiabilité de ces courbes douteuse.

Méthodes empiriques

Basées sur des observations post-sismiques, recensant les niveaux de dommages observés en fonction de la nature de la construction, ces méthodes sont plus réalistes que l'approche précédente et donne des informations utiles sur les dommages des structures [(HAZUS, 1999), (GNDDT, 1993), (Risk-UE, 2003)]. Les informations concernant les dommages observés peuvent être collectées et converties statistiquement en courbes de fragilité. Ces approches, basées sur le retour d'expérience statistique, exigent beaucoup de données et ne

sont validées que pour la région étudiée ou une région similaire. Par ailleurs, les niveaux de dommages constatés (dans le cas notamment d'un pays à sismicité modérée), ne peuvent être reliés à un mouvement du sol en l'absence d'enregistrement, mais seulement à une Intensité Macrosismique, estimée elle-même à partir des dégâts.

Méthodes analytiques

En l'absence de données suffisantes (données d'observation et d'opinion d'experts), le recours à des modèles analytiques permettant de construire les courbes de fragilité de différentes structures, et donc de prédire les dommages, est une alternative intéressante. Deux méthodes sont largement utilisées pour développer les courbes de fragilité des systèmes dynamiques : analyse statique non-linéaire, analyse dynamique incrémentale temporelle. Cette dernière, qui consiste à utiliser une analyse non-linéaire dynamique à l'aide des enregistrements spécifiques de mouvements du sol pour déterminer la relation entre les réponses structurelles et les niveaux d'intensité du séisme, est la plus précise. Elle offre l'avantage de considérer les propriétés dynamiques de la structure et tient compte ainsi de la modification de la rigidité et de la période propre de la structure sous la sollicitation dynamique. Cependant, l'analyse temporelle est très compliquée et coûteuse en temps. La méthode statique non linéaire (poussée progressive), appelée méthode du spectre de capacité, est une approche alternative. Cette méthodologie utilise l'intersection (appelée point de performance) d'un spectre de capacité obtenu par une analyse statique non linéaire *Pushover* et un spectre de demande obtenu par la réduction du spectre de réponse élastique. Cependant, la probabilité de défaillance est déterminée au point de performance et les courbes de fragilité peuvent être générées en utilisant ces spectres pour différents niveaux de l'intensité sismique et l'état limite donné. Un état limite est un critère défini comme la valeur de la demande structurelle qu'un système est incapable d'atteindre, à un niveau spécifié (endommagement ou défaillance). L'état d'endommagement ou de défaillance peut être spécifié à travers des limites sur n'importe quel paramètre de réponse tel que : contraintes, déformations, déplacements, accélérations.

En général, dans les méthodes analytiques, le modèle de distribution statistique retenu pour représenter les fonctions de fragilité de la structure est un modèle de type loi cumulative log-normale dans lequel deux paramètres de la fonction cumulative de distribution sont employés pour définir la probabilité de dépasser un état de dommage. Les différentes méthodes de construction se distinguent alors par la manière d'identification des deux paramètres de la loi log-normale. Le recours à la loi log-normale peut être justifié par le principe dit *des effets proportionnels* qui dit que si le taux de croissance d'une variable, à chaque pas du processus, est aléatoirement proportionnel à sa valeur, alors la valeur de la variable à l'étape n sera approximativement distribuée selon la loi log-normale.

Les probabilités d'endommagement des bâtiments analysés, sont obtenues suivant cinq étapes principales :

1. Caractérisation structurale des bâtiments selon des classes typologiques (niveau de conception parasismique, matériau de construction, système structural, nombre de niveaux).
2. Modélisation et analyse des structures dans le domaine non-linéaire pour obtenir une courbe de réponse (courbe de capacité statique) en utilisant la méthode *Pushover*.
3. Détermination de l'excitation sismique à considérer et identification d'un paramètre d'intensité sismique approprié (la forme spectrale).
4. Identification des points de performance et des déplacements spectraux y correspondants, par la mise en commun de la courbe de réponse et de la demande sismique.
5. Tracé des courbes de fragilité des différentes typologies, selon la méthode HAZUS, et évaluation de la probabilité de défaillance ou d'endommagement des structures.

6.2. Courbes de fragilité basées sur l'hypothèse de la loi log-normale

6.2.1. Loi log-normale

La fonction de densité de probabilité $p(x)$ pour une variable x , est telle que la probabilité pour que x prenne une valeur dans l'intervalle infinitésimal entre x et $x + dx$ est $p(x) dx$. La fonction de distribution cumulative désignée par $\Phi(x)$ donne la probabilité pour que la variable prenne une valeur inférieure à x . La relation entre les deux fonctions est donc la suivante :

$$P(x) = \frac{d}{dx} [\Phi(x)] \Rightarrow \Phi(x) = \int_c^x P(t) dt \quad (6.1)$$

où c est la limite inférieure des valeurs que peut prendre t .

Parmi les distributions les plus importantes, on cite la distribution de type gaussien ou normale qui s'applique à une variable continue de signe quelconque. La densité de probabilité est du type:

$$P(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-T(x)} \quad (6.2)$$

$T(x)$ étant un polynôme du second degré non négatif. Si on utilise comme paramètres la moyenne μ_x et l'écart-type β_x , $p(x)$ se met sous la forme usuelle:

$$P(x) = \frac{1}{\beta_x \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_x}{\beta_x} \right)^2 \right]} \quad (6.3)$$

'e' est la base des logarithmes népériens. D'où:

$$\Phi(x) = \frac{1}{\beta_x \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{t - \mu_x}{\beta_x} \right)^2 \right]} dt = \frac{1}{2} \left[1 + \operatorname{erf} \left(\frac{x - \mu_x}{\beta_x \sqrt{2}} \right) \right] \quad (6.4)$$

Avec erf est la fonctionnaire d'erreur :

$$erf(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z e^{-t^2} dt \quad (6.5)$$

Si x obéit à une loi normale de moyenne μ_x et d'écart-type β_x , on note en abrégé $x \sim N(\mu_x, \beta_x)$.

La distribution log-normale est la distribution d'une variable positive dont le logarithme a une distribution gaussienne, c'est à dire que $y = \ln x$ suit une loi normale $N(\mu_y, \beta_y)$, de paramètres μ_y et β_y . On peut donc écrire directement la fonction de densité de probabilité et la fonction de distribution cumulative :

$$P(x) = \frac{1}{x} \cdot \frac{1}{\beta_y \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu_y}{\beta_y}\right)^2\right]} \quad (6.6)$$

$$\Phi(x) = \frac{1}{\beta_y \sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{1}{t} \cdot e^{\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln t - \mu_y}{\beta_y}\right)^2\right]} dt = \frac{1}{2} \left[1 + erf\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\beta_y \sqrt{2}}\right) \right] \quad (6.7)$$

Cependant, dans ces relations, μ_y et β_y sont la moyenne et l'écart type, non de la variable x mais du logarithme de cette variable. Les moments de la variable x sont donnés par les relations suivantes :

$$\mu_x = e^{\mu_y + \frac{\beta_y^2}{2}} \quad (6.8)$$

$$\beta_x^2 = e^{(2\mu_y + \beta_y^2)} \cdot (e^{\beta_y^2} - 1) \quad (6.9)$$

$$\beta_x = e^{\left(\mu_y + \frac{\beta_y^2}{2}\right)} \cdot \sqrt{(e^{\beta_y^2} - 1)} \quad (6.10)$$

$$\tilde{m}_x(\text{Médiane}) = e^{\mu_y} \quad (6.11)$$

Dans la pratique, il est surtout intéressant d'estimer les paramètres μ_y et β_y à partir des moments calculés sur l'échantillon des observations de x . En inversant les premières relations, on aboutit aux relations (6.12) et (6.13). Ainsi, on calcule d'abord β_y , puis μ_y , suivant respectivement les relations (6.13) et (6.12).

$$\mu_y = \ln \left(\frac{\mu_x^2}{\sqrt{\mu_x^2 + \beta_x^2}} \right) = \ln \mu_x - \frac{1}{2} \cdot \beta_y^2 \quad (6.12)$$

$$\beta_y^2 = \ln \left(1 + \frac{\beta_x^2}{\mu_x^2} \right) \quad (6.13)$$

6.2.2. Courbes de fragilité

Les courbes de fragilité sismique, utilisées d'abord pour les études de sécurité des centrales nucléaires afin d'éviter les rejets radioactifs, ont été ensuite étendues pour différentes structures dans différents domaines (exemples : bâtiments ou ponts en génie civil). La courbe de fragilité représente la probabilité que la demande sismique imposée à la structure (D) soit supérieure ou égale à la capacité de la structure (C). Cette probabilité est conditionnée à une intensité donnée du mouvement sismique ($S_d = \bar{S}_{d,ds}$) représentant le niveau de l'action sismique (en déplacement), pour un état limite spécifique de dommages (ds).

$$\text{Fragilité} = P_{ds}[D \geq C | S_d = \bar{S}_{d,ds}]$$

L'hypothèse la plus commune des méthodes analytiques est que la courbe de fragilité est une fonction cumulative de la loi log-normale (relation 6.14) ; il revient ainsi de déterminer deux paramètres caractéristiques de cette loi ($\bar{S}_{d,ds}$ et β_{ds}).

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (6.14)$$

Où $P[ds|S_d]$ est la probabilité d'atteindre ou de dépasser un état de dommage donné ds pour un déplacement spectral S_d .

$\bar{S}_{d,ds}$ est la valeur médiane du déplacement spectral pour laquelle la structure atteint le seuil de l'état de dommage ds .

β_{ds} est l'écart type standard du logarithme naturel du déplacement pour l'état de dommage ds ,

et $\Phi [-]$ est la fonction de distribution de la loi normale standard.

En se basant sur l'hypothèse log-normale de la forme des courbes de fragilité, on peut distinguer trois méthodes pour le calcul des deux paramètres du modèle (C.-T. DANG, 2014):

- Méthode de normalisation de l'intensité sismique
- Méthode du maximum de vraisemblance
- Méthode basée sur le modèle de demande et de capacité

La méthode de normalisation de l'intensité sismique consiste à normaliser l'ensemble des séismes de telle sorte qu'ils aient la même intensité sismique. Deux intensités sismiques : accélération maximale du sol PGA et pseudo spectre d'accélération PS_a sont couramment

utilisées [(H.H.M. Hwang and J.R. Huo, 1994), (M.I.J. Schotanus et al., 2004)]. La détermination des probabilités de défaillance (ou des taux d'endommagement) pour différents niveaux d'intensité est effectuée par la méthode de simulation de Monte Carlo. À partir de ces valeurs de défaillance, la courbe de fragilité est obtenue par la régression suivant la loi log-normale par la méthode des moindres carrés. Ainsi, on peut déterminer n'importe quel point de défaillance, pour n'importe quel niveau d'intensité sismique, sur la courbe de fragilité que l'on souhaite. Toutefois, cette méthode est assez coûteuse en temps ; et nécessite de normaliser le mouvement du sol $a(t)$, et la loi de distribution de probabilité de mouvements du sol originale et ses versions normées peuvent être différentes.

La méthode du maximum de vraisemblance, initialement utilisée pour développer des courbes de fragilité de ponts à partir de données empiriques, comme les observations des dommages réels post-séismes [M. Shinozuka, M. Feng, J. Lee, et T. Naganuma, 2000)], est ensuite appliquée aux résultats obtenus par l'analyse numérique [(M. Shinozuka, M. Feng, H. Kim, and S. Kim, 2000), (S.H. Kim and M. Shinozuka, 2004)], où une conversion directe de réponses structurelles en données binaires correspondant en termes d'états de dommages, est effectuée. Cette approche consiste à modéliser l'issue des expériences numériques par une variable aléatoire de Bernoulli Y . En effet, on considère $i = 1, \dots, N$ simulations ; pour chaque simulation numérique, on a deux issues possibles : soit on a atteint le niveau critique et on a la défaillance ($y_i = 1$) soit il y a non défaillance ($y_i = 0$). Cette méthode nécessite des données simples (des informations binaires : défaillance ou non défaillance) sans prêter attention à la corrélation entre les paramètres de mouvements du sol et les réponses structurelles, et dépend de la qualité de données disponibles (données observées). En raison de l'incertitude des données, la méthode du maximum de vraisemblance devient moins efficace.

La méthode basée sur le modèle de demande et de capacité sismique est fondée sur une régression, qui établit une relation entre l'intensité sismique et la réponse structurelle. Une fois que les paramètres des modèles sont obtenus, la déduction de la courbe de fragilité est immédiate. Cette méthode est présentée en détail dans le paragraphe suivant.

6.2.3. Méthode basée sur le modèle de demande et de capacité

À partir des simulations numériques

Cette méthode (J. E. Padgett et R. Desroches, 2008) se base sur les modèles probabilistes (loi log-normale) de la sollicitation sismique $D \sim LN(\delta; \mu_D(a), \beta_D)$ et de la résistance sismique $C \sim LN(\delta; \mu_C, \beta_C)$. Les paramètres δ , $\mu_D(a)$ et β_D sont respectivement la demande sismique, la médiane qui dépend de l'intensité sismique A ($A = a$) et l'écart-type de la sollicitation ; μ_C et β_C sont respectivement la médiane et l'écart-type de la résistance (C.-T. DANG, 2014).

À partir des simulations numériques, on obtient d'abord les paramètres des deux modèles. Étant donné que la défaillance est définie par : $D \geq C$, on obtient la probabilité de défaillance, d'où la courbe de fragilité donnée par la relation (6.15) :

$$P[D \geq C | A = a] = \Phi \left(\frac{\ln(\mu_D(a)/\mu_C)}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}} \right) \quad (6.15)$$

La valeur médiane de la demande sismique, supposée suivre une loi de puissance $\mu_D = c_1 \cdot a^{c_2}$ (C. Allin Cornell, 2002), devient dans l'espace transformé logarithmique comme suit :

$$\ln(\mu_D) = \ln(c_1) + c_2 \ln(a) \quad (6.16)$$

où c_1 et c_2 sont les deux paramètres obtenus par régression avec la méthode des moindres carrés.

En remplaçant μ_D dans l'équation (6.15), on obtient :

$$\Phi \left[\frac{\ln c_1 + c_2 \ln a - \ln \mu_C}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}} \right] = \Phi \left[\frac{\ln a - \left[\frac{\ln \mu_C - \ln c_1}{c_2} \right]}{\frac{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}}{c_2}} \right] = \Phi \left[\frac{\ln(a/A_m)}{\beta} \right]$$

Avec

$$\begin{cases} \ln A_m = \left[\frac{\ln \mu_C - \ln c_1}{c_2} \right] \\ \text{et} \\ \beta = \frac{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}}{c_2} \end{cases} \quad (6.17)$$

où $\Phi(\cdot)$ est la fonction de répartition de probabilité de la loi normale centrée réduite, A_m est la médiane et β est l'écart-type du logarithme naturel de l'intensité sismique A .

Cette méthode se résume par les cinq étapes suivantes (C.-T. DANG, 2014) :

1. générer ou choisir N séismes indépendants $ai(t), i = 1, \dots, N$ ayant leur PGA correspondant : $PGA_i = a_i = \max_t |ai(t)|$,
2. calculer les demandes sismiques δ_i (qui peuvent être les déplacements, contraintes maximum...) sous excitations $ai(t)$ de $PGA_i = a_i$ avec $i = 1, \dots, N$,
3. Faire une régression linéaire à partir des nuages de points (ai, δ_i) afin d'obtenir les coefficients c_1 et c_2 suivant le modèle $\ln(\delta) = \ln(c_1) + c_2 \ln(a)$. Et puis la valeur β_D est calculée par l'équation :

$$\beta_D = \sqrt{\frac{\sum_1^{N_s} [\ln \delta_i - \ln(c_1 \cdot a_i^{c_2})]^2}{N - 2}} \quad (6.18)$$

4. identifier les deux paramètres de la capacité sismique de la structure suivant la loi log-normale μ_C et β_C ,
5. estimer les deux paramètres de la courbe de fragilité par :

$$A_m = \exp \left[\frac{\ln \mu_C - \ln c_1}{c_2} \right] \text{ et } \beta = \frac{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}}{c_2} \quad (6.19)$$

Finalement, la courbe de fragilité sismique est :

$$P[D \geq C | A = a] = \Phi \left[\frac{\ln(a/A_m)}{\beta} \right] \quad (6.20)$$

Cette méthode ne peut être efficace dans le cas où les résultats de réponses sont mal corrélés avec l'excitation sismique. Un autre inconvénient de cette méthode est que l'écart-type β_D est souvent calculé sur toute la gamme de l'intensité sismique, il en résulte qu'il y a une même dispersion dans les courbes de fragilité pour les différents niveaux de dommages.

Selon la méthode HAZUS (HAZUS, 1999)

Cette méthode est fondée sur le retour d'expérience et sur les caractéristiques structurelles sommaires des bâtiments. Les courbes de fragilité ont été mises au point à partir de l'extrapolation de données liées aux dommages observés, sur avis d'experts ainsi que sur des tests de laboratoire. L'endommagement est modélisé par une distribution normale cumulée du logarithme du déplacement spectral S_d . Ainsi, pour un niveau de dommages ds provoqué par un déplacement spectral S_d , la probabilité d'endommagement, $P[ds|S_d]$, s'exprime par la relation (6.14). Ce calcul, répété pour chaque classe de bâtiment, exige une analyse détaillée d'un grand nombre de bâtiments représentatifs de la classe considérée.

Les valeurs moyennes du déplacement spectral sont obtenues à partir de l'observation des plages des déplacements associées à chaque degré de dommages (c.-à-d. Léger, Modéré, Important et Total). La fragilité structurelle est caractérisée en termes de déplacement spectral dont les valeurs médianes sont basées sur la déformation inter-étage du bâtiment, qui décrit le seuil de l'état de dommages. Ces déformations sont ensuite converties en déplacements spectraux en utilisant l'équation (6.21).

$$\bar{S}_{d,ds} = \delta_{R,ds} \cdot \alpha_2 \cdot h \quad (6.21)$$

- $\bar{S}_{d,ds}$ est la valeur médiane du déplacement spectral de l'état de dommages structurels, ds ,
- $\delta_{R,ds}$ est la déformation inter-étage au seuil de l'état de dommages structurels, ds ,
- h est la hauteur typique du toit du type de bâtiment en question.

Les valeurs de la hauteur h et du coefficient α_2 sont données respectivement par les Tableaux (5.1 et 5.5) de la méthode HAZUS (HAZUS, 99).

L'écart-type standard β_{ds} du logarithme naturel du déplacement pour l'état de dommages structurels ds , décrit la variabilité des courbes de fragilité. La variabilité totale β_{ds} , pour chaque état de dommages structurels, est modélisée par la combinaison de trois facteurs contribuant à la variabilité des dommages structurels, β_c , β_D , et $\beta_{M(ds)}$, tel que décrit dans l'équation (6.22) :

$$\beta_{ds} = \sqrt{(\text{CONV}[\beta_c, \beta_D, \bar{S}_{d,ds}])^2 + (\beta_{M(ds)})^2} \quad (6.22)$$

β_{ds} est l'écart type standard du logarithme naturel qui décrit la variabilité totale pour l'état de dommages structurels, ds ,

β_c , est le paramètre de l'écart-type standard du logarithme naturel qui décrit la variabilité de la courbe de capacité,

β_D , est le paramètre de l'écart-type standard du logarithme naturel qui décrit la variabilité du spectre de demande,

$\beta_{M(ds)}$ est le paramètre de l'écart-type standard du logarithme naturel qui décrit l'incertitude dans l'estimation de la valeur médiane du seuil de l'état de dommages structurels, ds .

La variabilité de la réponse de la structure dépend conjointement de la demande et de la capacité. La fonction « CONV » dans l'équation (6.22) implique un processus complexe de convolution des distributions de probabilité du spectre de demande et de la courbe de capacité. Les spectres de demande et les courbes de capacité sont décrits d'une manière probabiliste par les propriétés médianes et les paramètres de variabilité, β_D et β_c , respectivement. Le paramètre $\beta_{M(ds)}$, qui décrit l'incertitude relative à l'estimation de la valeur médiane du seuil de l'état de dommages ds , est supposé être indépendant de la capacité et de la demande. Celui-ci est ajouté par la méthode de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) au paramètre d'écart-type log-normal qui représente les effets combinés de variabilité de la demande et de la capacité.

Les courbes de fragilité des dommages structurels des bâtiments sont décrites par les valeurs médianes des déformations inter-étages, qui définissent les seuils des états d'endommagement : Léger, Modéré, Important et Total. En général ; ces déformations dépendent du type de la structure (y compris la hauteur) et du niveau de conception parasismique (Aucun, Faible, Moyen, et Haut niveau de conception parasismique).

Les dommages sont systématiquement donnés en fonction du déplacement du bâtiment. Les fonctions de dommage du bâtiment issues de la méthodologie HAZUS incluent les courbes de fragilité (probabilité de dommage en fonction du déplacement) et les courbes de capacité (accélération en fonction du déplacement). Les courbes de capacité correspondent à des

courbes de résistance qui montrent les dommages au bâtiment en fonction de son déplacement ; et ne concernent que les dommages structurels. Ces courbes sont construites à partir de trois points de contrôle délimitant les domaines élastiques et post-élastiques (capacité de conception, capacité à la limite élastique, capacité ultime). Cependant, les courbes de fragilité peuvent concerner les dommages structurels et non structurels.

6.3. Paramètres de la loi log-normale

L'application de la méthode HAZUS nécessite que soit établie une correspondance entre les types de bâtiments considérés par cette méthode et les typologies définies pour la ville étudiée. Les paramètres des courbes de fragilité associés aux différentes typologies existantes, et correspondants aux quatre niveaux de dommages considérés (Léger *S* ; Modéré *M* ; Important *E* ; Très important *C*), sont résumés dans le Tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Paramètres de la loi log-normale selon la méthode HAZUS.

Typologie		Déplacement Spectral							
		Niveaux de dommages							
		Léger (<i>S</i> : Slight)		Modéré (<i>M</i> : Moderate)		Important (<i>E</i> : Extensive)		Très important (<i>C</i> : Complete)	
		Médiane [cm]	Écart- Type [-]	Médiane [cm]	Écart- Type [-]	Médiane [cm]	Écart- Type [-]	Médiane [cm]	Écart- Type [-]
CPS = 3	OBA3L	2.286	0.81	4.572	0.84	13.716	0.86	36.576	0.81
	OBA3M	3.81	0.68	7.62	0.67	22.86	0.68	60.96	0.81
	OBA3H	5.4864	0.66	10.9728	0.64	32.9184	0.67	87.7824	0.7
CPS = 2	OBA2L	2.286	0.89	3.9624	0.90	10.668	0.90	27.432	0.89
	OBA2M	3.81	0.70	6.604	0.70	17.78	0.70	45.72	0.89
	OBA2H	5.4864	0.66	9.4996	0.66	25.6032	0.76	65.8368	0.91
CPS = 1	OBA1L	2.286	0.95	3.6576	0.91	9.144	0.85	22.86	0.97
	OBA1M	3.81	0.70	6.096	0.74	15.24	0.86	38.1	0.98
	OBA1H	5.4864	0.70	8.7884	0.81	21.9456	0.89	54.864	0.98
CPS = 0	OBA0L	1.8288	0.98	2.921	0.94	7.3152	0.90	18.288	0.97
	OBA0M	3.048	0.73	4.8768	0.77	12.192	0.83	30.48	0.98
	OBA0H	4.3942	0.71	7.0104	0.80	17.5514	0.94	43.8912	1.01

6.4. Déplacements

Nous avons utilisé, dans les chapitres 4 et 5, la méthode *Pushover* pour évaluer le déplacement maximal de la structure sous un niveau de séisme donné, et par conséquent son état d'endommagement. Rappelons que cette méthode consiste à superposer la courbe de comportement de la structure et la courbe de sollicitation du séisme (accélérations spectrales S_a en fonction des déplacements spectraux S_d). Dans le plan ($S_a - S_d$), S_a est le maximum en déplacement de la réponse du modèle équivalent à un degré de liberté qui reproduit le mode désiré, généralement le mode fondamental de vibration de la structure, et S_d est le maximum en accélération de la réponse de ce même modèle. L'intersection entre ces deux courbes

donne le point de performance atteint par la structure. Celui-ci indique l'état de cette structure, c'est-à-dire son niveau de performance ou encore son niveau d'endommagement. À ce point de performance, correspond un déplacement spectral maximal S_d^p engendré par l'action sismique appliquée. Les valeurs de ce déplacement maximal sont représentées dans le Tableau 6.2, pour les structures en ossatures (poteaux-poutres) en béton armé qui représentent plus de 67 % du bâti de cette ville.

Tableau 6.2 : Déplacements spectraux aux points de performance.

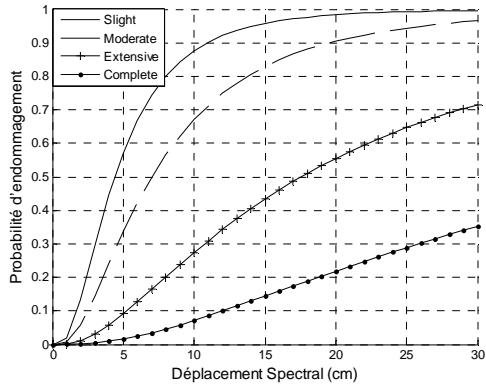
Typologie	Points de performance			
	Effort tranchant à la base V_p [t]	Déplacement Au sommet D_p [m]	Accélération spectrale S_a/g [-]	Déplacement spectral S_d^p [m]
OBA1L	105.449	0.059	0.200	0.051
OBA2L	97.436	0.038	0.219	0.048
OBA3L	279.835	0.087	0.239	0.069
OBA1M	126.142	0.074	0.254	0.057
OBA2M	83.749	0.188	0.064	0.149
OBA3M	192.529	0.078	0.134	0.062
OBA1H (x-x)	219.760	0.120	0.163	0.099

6.5. Probabilités d'endommagement

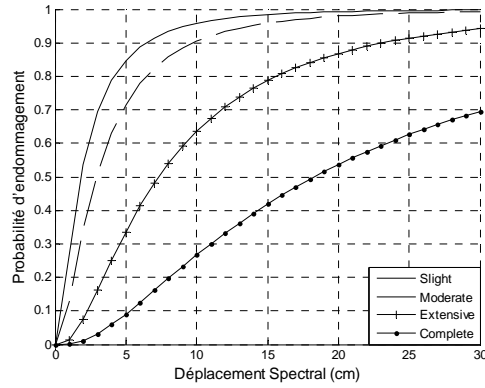
6.5.1. Courbes de fragilité selon la méthode HAZUS

Une fois les paramètres de la fonction de fragilité $S_{d,ds}$ et β_{ds} connus, l'on détermine et construit les courbes de fragilité (Fig. 6.1), par implémentation numérique de la méthode dans le logiciel MATLAB. Connaissant le déplacement spectral maximum S_d^p , il est possible de déterminer la probabilité d'endommagement d'un type de bâtiments donné, en fonction des quatre niveaux de dommages. Ainsi, pour un déplacement S_d^p subi par le type de structures, nous pouvons quantifier les probabilités d'avoir respectivement P_1 d'endommagement de niveau 1 (dommages légers), P_2 d'endommagement du niveau 2 (dommages modérés), P_3 d'endommagement du niveau 3 (dommages importants), et P_4 d'endommagement du niveau 4 (dommages très importants pouvant aller jusqu'à la ruine).

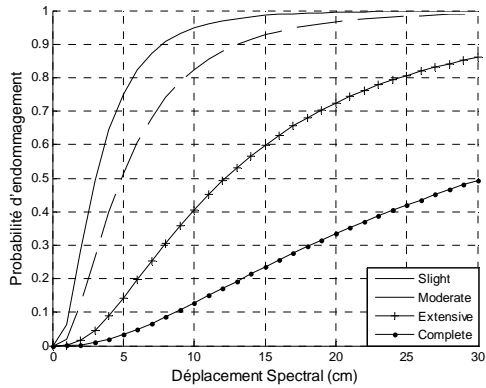
Figure 6.1 : Courbes de fragilité des structures constituées d'ossatures en béton armé, selon la méthode HAZUS.



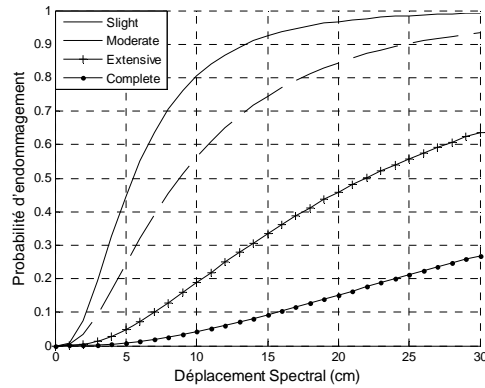
Typologie OBA0H



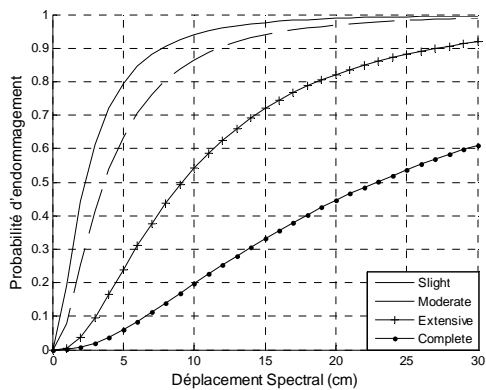
Typologie OBA0L



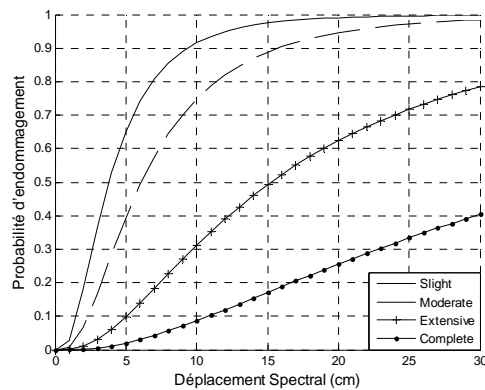
Typologie OBA0M



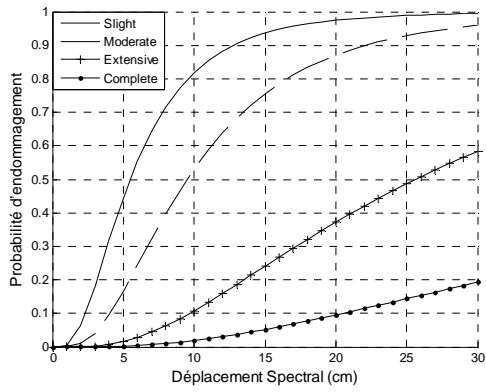
Typologie OBA1H



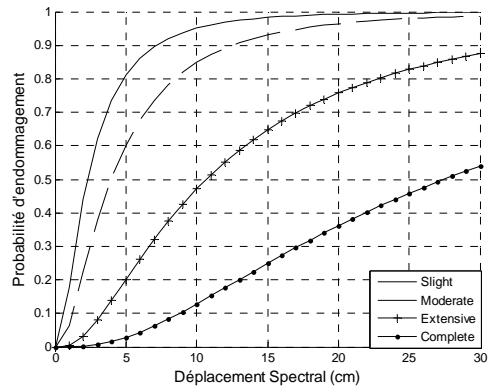
Typologie OBA1L



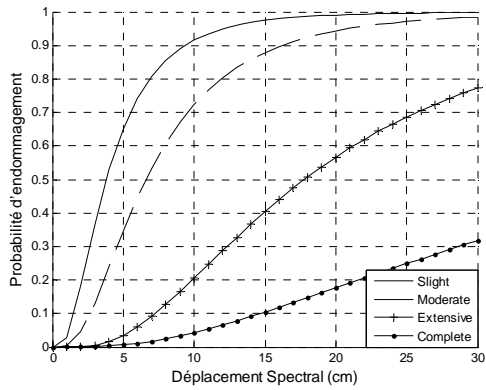
Typologie OBA1M



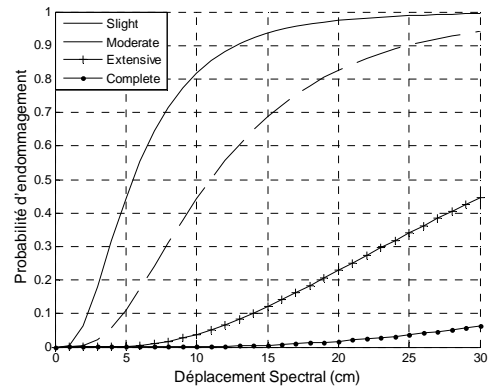
Typologie OBA2H



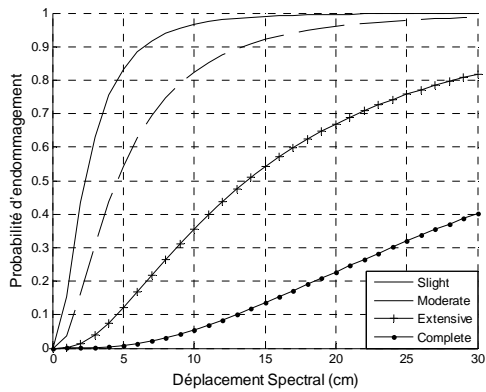
Typologie OBA2L



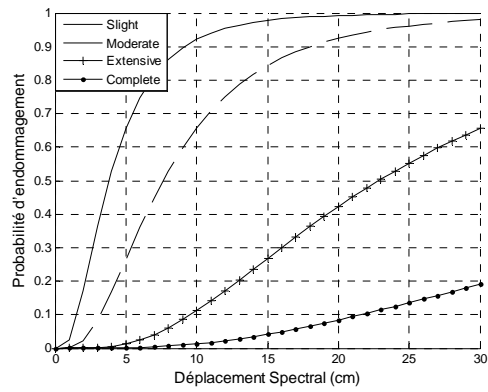
Typologie OBA2M



Typologie OBA3H



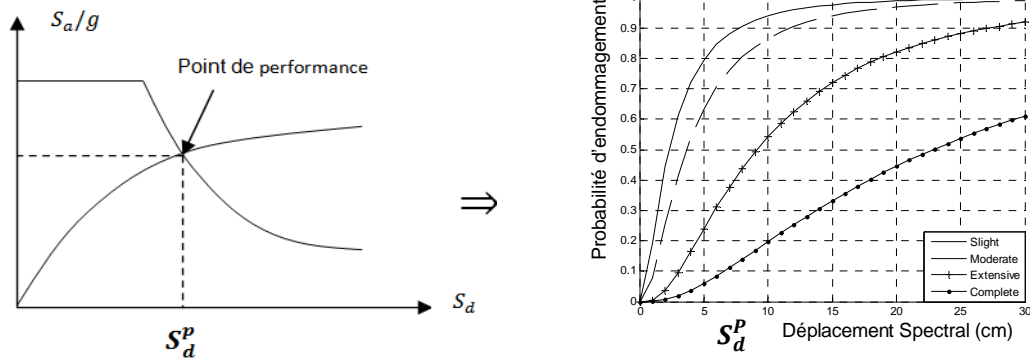
Typologie OBA3L



Typologie OBA3M

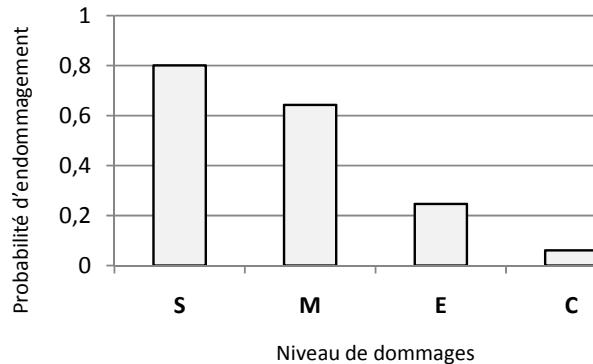
6.5.2. Probabilités d'endommagement

L'approche utilisée pour l'estimation des dommages repose sur le modèle de demande et de capacité (méthode de capacité spectrale), qui se décompose en quatre étapes principales (Fig. 6.2) : la définition de la courbe de capacité, la définition du scénario sismique, l'obtention du point de performance (Fig. 6.2a), et la détermination des courbes de fragilité (Fig. 6.2b) pour estimer l'endommagement produit par un séisme donné (Fig. 6.2c). Nous obtenons ainsi, pour chaque typologie, la probabilité d'atteindre ou de dépasser les quatre niveaux de dommages considérés (Figures 6.3 à 6.5).



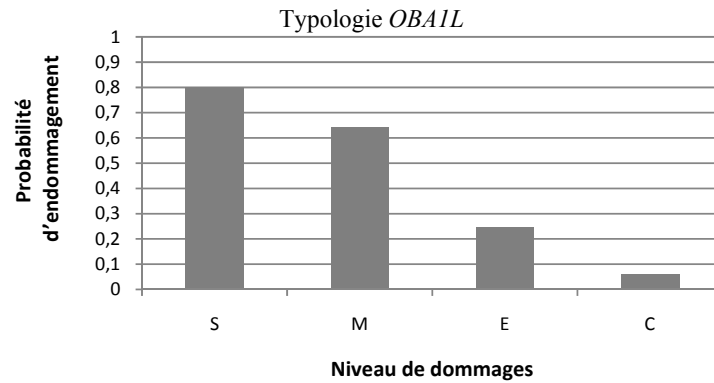
(a) Point de performance

(b) Courbes de fragilité

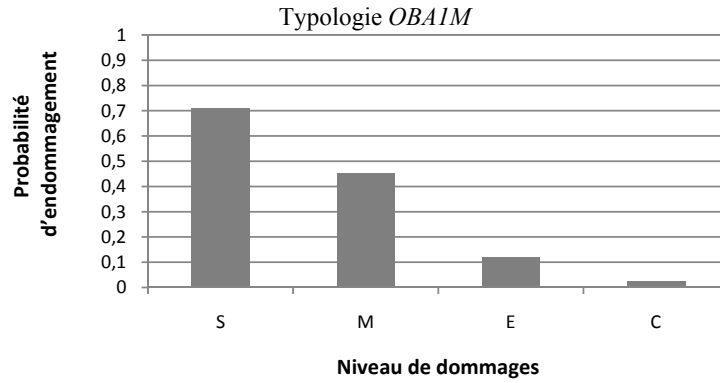


(c) Dommages

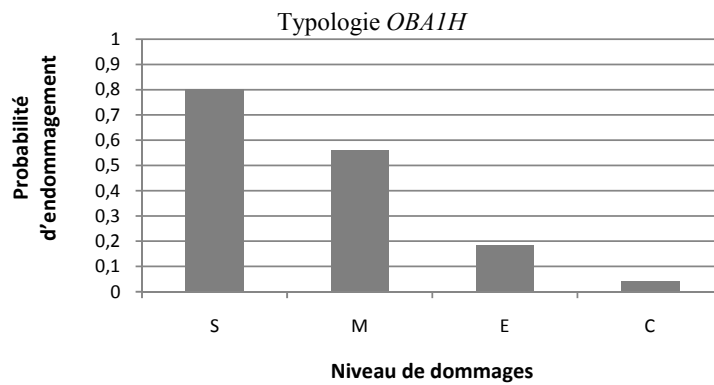
Figure 6.2 : Étapes d'estimation des dommages.



(a)

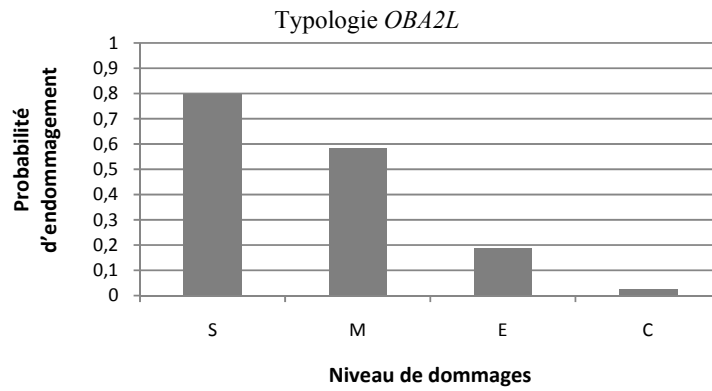


(b)

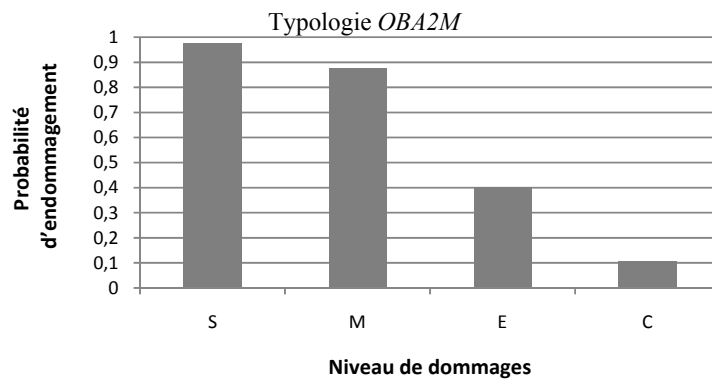


(c)

Figure 6.3 : Probabilités d'endommagement des structures constituées d'ossatures en béton armé, à faible niveau de conception parasismique : (a) Structures de faible hauteur (b) Structures de hauteur moyenne (c) Structures de grande hauteur.

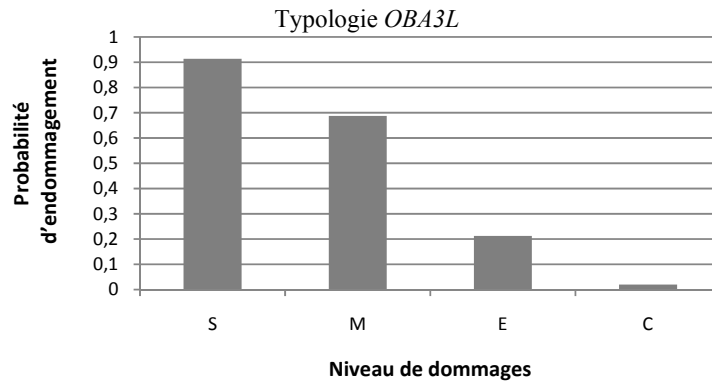


(a)

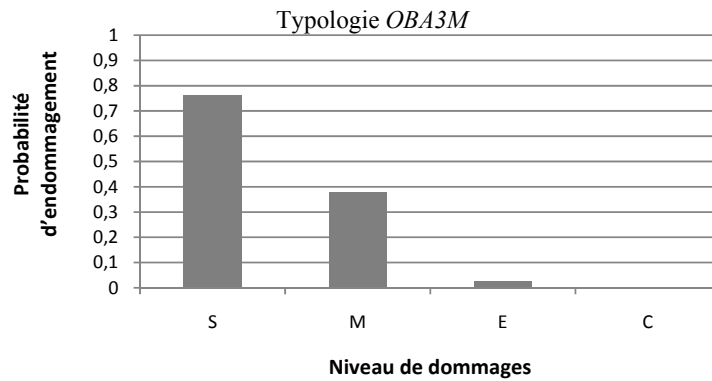


(b)

Figure 6.4 : Probabilités d'endommagement des structures constituées d'ossatures en béton armé, à niveau moyen de conception parasismique : (a) Structures de faible hauteur (b) Structures de hauteur moyenne.



(a)



(b)

Figure 6.5 : Probabilités d'endommagement des structures constituées d'ossatures en béton armé, possédant un bon niveau de conception parasismique : (a) Structures de faible hauteur (b) Structures de hauteur moyenne.

Les différents résultats sont résumés dans le Tableau 6.3, et illustrés dans la Figure 6.6.

Tableau 6.3 : Probabilité d'endommagement des structures constituées d'ossatures en béton armé.

Typologie	Probabilité d'endommagement (%)			
	$P [\geq S S_d^p]$	$P [\geq M S_d^p]$	$P [\geq E S_d^p]$	$P [\geq C S_d^p]$
OBA1L	80.09	64.26	24.61	06.10
OBA2L	79.77	58.44	18.74	02.51
OBA3L	91.37	68.79	21.22	01.97
OBA1M	70.89	45.43	12.22	02.52
OBA2M	97.43	87.75	40.03	10.39
OBA3M	51.37	15.87	00.47	0.034
OBA1H	80.05	55.84	18.55	04.03

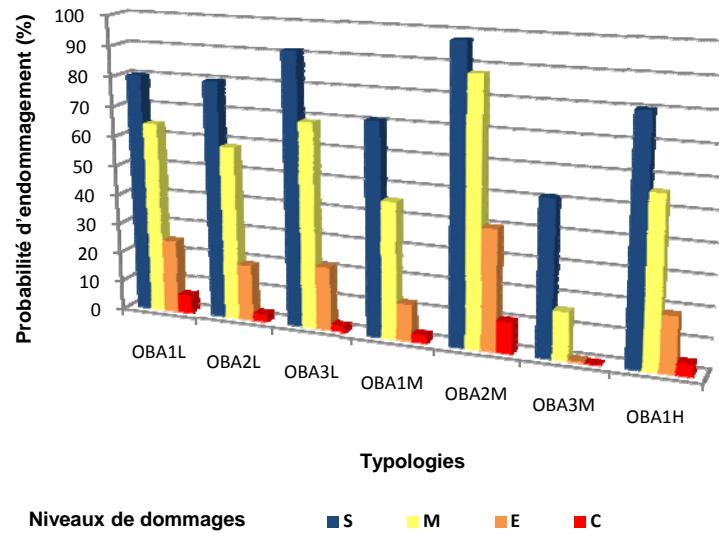


Figure 6.6 : Probabilité d'endommagement des structures constituées d'ossatures en béton armé.

Les courbes de fragilité expriment le déplacement spectral en fonction de la probabilité d'endommagement. Dans une telle courbe, on peut dire qu'un pourcentage de bâtiments par rapport au nombre total de bâtiments dans la classe considérée, sont susceptibles de subir un degré d'endommagement donné sous l'action d'un séisme ou d'un déplacement spectral donné. Ces courbes, accompagnées d'inventaires de bâti (Fig. 6.7), permettent une quantification des dommages subis pour un événement sismique (Tab. 6.4 et Fig. 6.8).

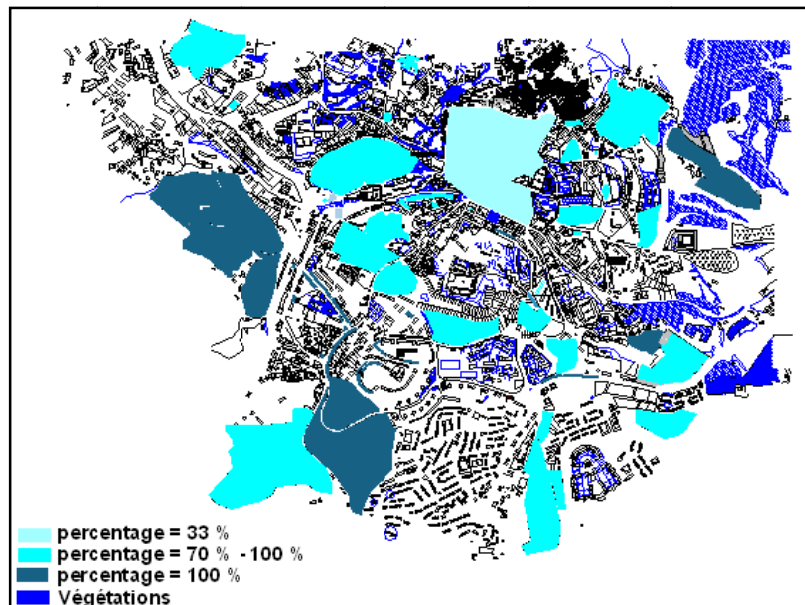


Figure 6.7 : Distribution des structures en ossatures en béton armé sur la ville de Tizi-Ouzou, selon l'enquête d'inventaire effectuée.

Tableau 6.4 : Pourcentage de bâtiments endommagés.

Typologie	Nombre de bâtiments (%)				
	< S Aucun dommage	S-M	M-E	E-C	≥ C
OBA1L	19.91	15.83	39.65	18.51	06.10
OBA2L	20.23	21.33	39.70	16.23	02.51
OBA3L	08.63	22.58	47.57	19.25	01.97
OBA1M	29.11	25.46	33.21	09.70	02.52
OBA2M	02.57	09.68	47.72	29.64	10.39
OBA3M	48.63	35.50	15.40	0.436	0.034
OBA1H	19.95	24.21	37.29	14.52	04.03

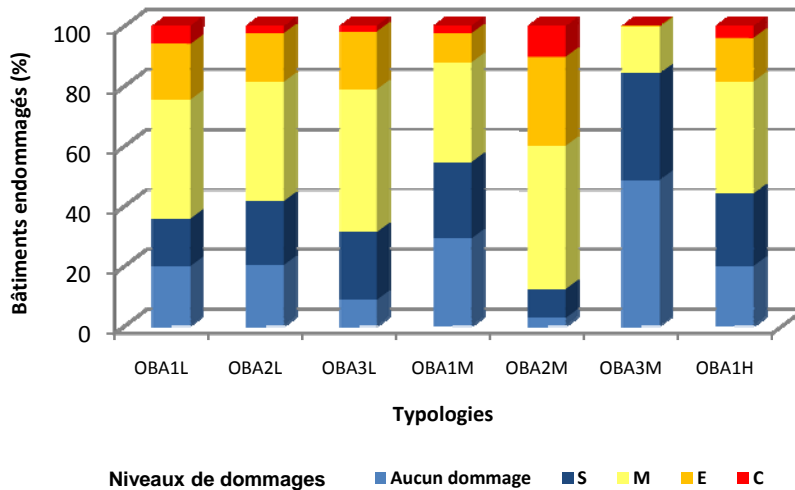


Figure 6.8 : Pourcentages de bâtiments endommagés. Résultats obtenus pour les quatre niveaux de dommage (Faible : S, Modéré : M, Important : E, et Très important : C).

6.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons utilisé les courbes de fragilité de la méthode HAZUS pour estimer la probabilité d'endommagement des structures en ossatures en béton armé (OBA1L, OBA2L, OBA3L, OBA1M, OBA2M, OBA3M, OBA1H). Connaissant le déplacement maximal subi par un type de bâtiments, nous avons déduit la probabilité d'atteindre ou de dépasser les quatre niveaux de dommages : S - dommages légers ; M - dommages modérés ; E - dommages importants ; et C - dommages très importants pouvant aller jusqu'à la ruine. Ainsi, les résultats obtenus montrent que :

- La probabilité d'atteindre ou de dépasser le niveau C, où les dommages sont très importants pouvant aller jusqu'à la ruine, atteint 6.0% pour les structures de faible

hauteur, et ne dépasse pas 10.5% pour les structures de moyenne et de grande hauteur. Ces valeurs sont considérablement réduites pour les bâtiments ayant un bon niveau de conception parasismique.

- La probabilité de dépasser le niveau *E*, où les dommages sont importants, est inférieure à 25% pour les structures de faible hauteur et peut atteindre 40% pour le reste des typologies.
- La probabilité de dépasser le niveau modéré *M* de dommages atteint environ 88% (typologie OBA2M).
- La probabilité de dépasser le niveau faible *S* de dommages varie de 51% (typologie OBA3M) à plus de 97% (typologie OBA2M).

Ceci justifie la vulnérabilité de ces structures vis-à-vis de l'action sismique, notamment celles qui possèdent un niveau de conception parasismique faible ou moyen.

Conclusions et perspectives

Le travail présenté est relatif à l'estimation de la vulnérabilité sismique du bâti existant dans la ville de Tizi-Ouzou.

Dans la première partie de ce travail, nous avons décrit en détail la zone d'étude qui est caractérisée par un tissu urbain très dense ; elle est située dans la partie nord de l'Algérie qui est une région où il y a une activité sismique importante. Son parc immobilier est évalué à 26 687 logements sur une superficie d'environ 2000 hectares où vivent environ 104 312 habitants, selon le recensement de 2008 de l'Office National des Statistiques (ONS, 2008). Le tissu urbain de Tizi-Ouzou se caractérise par la haute ville, noyau originel situé au nord, composé d'un habitat traditionnel ; l'ancienne ville (Centre-ville) qui regroupe toutes les fonctions et activités du chef-lieu de la wilaya ; la "Nouvelle ville", cité sous-équipée et dépendante du centre ville du point de vue fonctionnel ; et enfin les lotissements qui enserrant le quartier central.

La première étape de ce travail, qui fait l'objet du troisième chapitre, a consisté à faire un inventaire (enquêtes sur le terrain, auprès des administrations, études de dossiers techniques, ...etc.) qui a permis d'identifier les différents types de construction et leur distribution sur la ville de Tizi-Ouzou, selon l'évolution du code parasismique algérien et des critères structuraux significatifs pour le comportement au séisme des bâtiments. Ainsi, le centre est constitué en grande partie de maçonnerie de pierre et de brique, les quartiers périphériques et les lotissements sont très hétérogènes, composés de maisons individuelles et de bâtiments collectifs en béton armé, ainsi que des constructions en maçonnerie de différentes hauteurs, réalisées à des époques de construction différentes. Un habitat traditionnel, situé au nord de la ville (Haute-ville), est dans un état de dégradation important. La classification est établie sur la base de quatre critères : l'année de construction, le matériau, le système structurel, et le nombre de niveaux. Ainsi, nous avons constaté que plus de 90% des constructions sont en béton armé et moins de 10% sont en maçonnerie. Plus de 67% du parc immobilier de la ville est constitué de bâtiments à ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie. Les structures de faible hauteur (1-3 niveaux) représentent plus de 57% du bâti. Plus de 30% des constructions comportent des sous sols. Les typologies les plus prépondérantes sont les structures en ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie, sans aucune conception parasismique, de hauteur allant de faible (1-3 niveaux) (Typologie *OBA0L* : 47%) à moyenne (4-7 niveaux) (Typologie *OBA0M* : 19%) ; suivies des structures en voiles de hauteur moyenne, ayant un faible niveau de conception parasismique (Typologie *MBAIM* : 10%).

Dans le deuxième chapitre, nous avons exposé les principales méthodes d'estimation de la vulnérabilité sismique des structures, notamment celles basées sur une analyse approfondie utilisant un calcul numérique. Les méthodes numériques, qui se basent sur une analyse non

linéaire du bâtiment, ont remplacé les méthodes conventionnelles basées sur des expertises et des observations de dommages survenus lors de séismes passés. La méthode de calcul la plus rigoureuse d'analyse des structures sous l'action sismique est le calcul dynamique temporel non linéaire qui permet de reproduire fidèlement le comportement de la structure. Néanmoins, ce type d'étude utilise des modèles complexes qui nécessitent des moyens de calcul relativement lourds. Dans le cas des structures régulières (ou peu irrégulières), un calcul statique simplifié en poussée progressive « Push-over » peut donner de bonnes indications sur le comportement sismique des structures. Toutefois, il faut noter que plusieurs critères affectent la précision de cette analyse dont la forme du chargement latéral sensé représenter les forces d'inertie dans le calcul parasismique. La difficulté de cette évaluation tient également, dans le cas d'une analyse à grande échelle, à la quantité d'ouvrages, à la variabilité des types de construction, à la méconnaissance du comportement d'une structure existante, faute d'informations disponibles sur sa conception et la qualité des matériaux. La méthode push-over est utilisée dans le quatrième et le cinquième chapitre pour tracer les courbes de capacité des structures en béton armé, et en déduire les points de performance correspondant aux différents spectres de calcul. Deux types de structures sont modélisés : les structures en ossatures en béton armé, et les structures constituées de portiques et de voiles en béton armé.

Dans le chapitre 4, l'analyse des structures autostables a mis en évidence la forte vulnérabilité à l'action sismique des structures construites avant 1981, date d'apparition du premier règlement parasismique algérien. Dans ce cas, les déplacements engendrés par le séisme sont nettement supérieurs à la capacité des structures. Les structures construites après 2003, calculées selon les règles RPA99 version 2003, manifestent les plus grandes résistances et présentent des rigidités élevées à l'état élastique et aux points de performance, et subissent les plus faibles pertes de résistance ; ce qui réduit leur degré de pénétration dans le domaine plastique. Les points de performance correspondent à des dommages ne dépassant pas généralement le niveau *LS* pour des sites ayant au moins les caractéristiques du sol meuble (S_3).

Contrairement aux structures qui possèdent un bon niveau de conception parasismique, les structures conçues pour résister à de faibles secousses sismiques sont moins rigides et peuvent subir des déplacements relativement importants avant rupture. Toutefois leur capacité de résistance est faible. En augmentant le niveau de conception parasismique, le point de performance se rapproche du domaine élastique, conférant à la structure plus de sécurité vis-à-vis de l'effondrement. Les typologies à niveau moyen de conception parasismique présentent des rigidités plus élevées et des pertes de résistance plus faibles que les typologies à faible niveau de conception parasismique, pour des structures de même usage. Cependant les dommages, atteints dans les deux cas, peuvent atteindre et même dépasser le niveau *C*, suite auxquels les sections sont susceptibles de se rompre, entraînant l'instabilité et la ruine de la structure.

Dans la plupart des structures construites avant 2003, les rotules plastiques apparaissent simultanément dans les poutres et dans les poteaux ; l'état d'endommagement des rotules

plastiques est plus avancé dans les poteaux et l'effondrement de la structure survient par rupture des poteaux des premiers niveaux. Les dimensions de ces poteaux sont généralement plus faibles que celles des poutres ; ce qui peut induire une augmentation des efforts et des contraintes et par conséquent des déformations, conduisant à la ruine de ces éléments.

Dans le chapitre 5, des structures constituées de portiques et de voiles en béton armé, sont analysées. Chaque voile est modélisé par un élément « poteau-poutre ». Une vérification de ce modèle est effectuée par comparaison des différents modes propres de vibration obtenus dans les deux cas d'analyse (analyse modale, analyse Pushover). L'erreur relative maximale commise sur la période du mode fondamental de vibration est d'environ 12%.

Les courbes de capacité, obtenues dans ce cas, ont mis en évidence une réduction des déplacements en têtes des structures, ainsi qu'une augmentation des efforts tranchants à leurs bases. Toutefois, aux points de performance, les structures dont le niveau de conception parasismique est faible à moyen peuvent subir des déplacements relativement élevés (environ 12 cm). Les structures qui possèdent un bon niveau de conception parasismique, subissent des déplacements relativement faibles (environ 7cm). Quant aux structures de faible hauteur, sans aucun niveau de conception parasismique, le point de performance n'est observé que lorsque le sol est rocheux (S_1) ou ferme (S_2).

L'état de dommages est généralement moins élevé dans les éléments des structures qui comportent des voiles. Toutefois, dans plusieurs cas, les sections des poutres sont plus importantes que celles des poteaux ; et les rotules plastiques apparaissent d'abord dans les poteaux, où les dommages les plus élevés sont atteints. Aux points de performance, des rotules de flexion, généralement de type *IO*, où les dommages structurels sont très limités, sont observées à la base des voiles, zones considérées comme critiques.

Dans le dernier chapitre, nous avons étudié la vulnérabilité sismique des structures auto-stables en béton armé par des courbes de fragilité ; celles-ci indiquent la probabilité qu'un bâtiment atteigne un certain niveau de dommages ou de performance pour une demande sismique donnée, laquelle est exprimée, dans notre cas, par le déplacement spectral S_d . Les courbes de fragilité utilisées sont celles de la méthode HAZUS, considérées comme des fonctions cumulatives de la loi log-normale, définies par deux paramètres qui sont la valeur médiane $\bar{S}_{d,ds}$ du déplacement spectral pour laquelle la structure atteint le seuil de l'état de dommage ds , et l'écart type standard β_{ds} du logarithme naturel du déplacement pour l'état de dommage ds . Connaissant les déplacements spectraux maximums, correspondant aux points de performance, nous avons déterminé la probabilité d'endommagement des bâtiments, en fonction des quatre niveaux de dommages considérés (Légers, Modérés, Importants, et Très importants). Les résultats obtenus montrent que la probabilité de subir des dommages très importants (niveau *C*), pouvant aller jusqu'à la ruine, atteint 6.0% pour les structures de faible hauteur, et ne dépasse pas 10.5% pour les structures de moyenne et de grande hauteur. La probabilité de dépasser le niveau *E*, où les dommages sont importants, est inférieure à 25% pour les structures de faible hauteur et peut atteindre 40 % pour le reste des typologies. La

probabilité de dépasser le niveau de dommages modérés M peut atteindre environ 88% (Typologie OBA2M).

En conclusion, la ville de Tizi-Ouzou dans sa globalité pose un problème au niveau de sa vulnérabilité sismique et les dommages attendus, suite à un séisme, peuvent être qualifiés de faibles pour les structures construites après 2003, moyens à importants pour les structures construites avant 2003. Des dégâts structuraux importants peuvent atteindre notamment les structures en ossatures en béton armé sans aucun niveau de conception parasismique.

En perspectives, nous souhaitons étendre l'analyse à tout le tissu urbain de cette ville en incluant les autres typologies de construction. La base de données qui a été constituée pourrait être enrichie en incluant les paramètres du sol qui permettront de prendre en considération dans les analyses l'effet d'interaction sol-structure. Par ailleurs, une analyse plus poussée permettrait d'estimer les coûts économiques.

À grande échelle, une application informatique (*SIG*) semble être indispensable pour stocker et analyser toutes les données, et pour une meilleure visualisation et gestion des résultats obtenus.

Bibliographie

Applied technology council, ATC 13, « *Earthquake damage evaluation data for California* », Report ATC-13, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1985.

ATC-40, « *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* », Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.

ATC 72-1, « *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings* », Redwood city, California, 2011.

Bachmann H., « *Principes de base pour la conception parasismique des bâtiments* ». Journée d'études de la Société Suisse du Génie Parasismique - Mesures parasismiques pour les constructions existantes et nouvelles. ETH Zurich, Suisse, septembre 2000.

Belmouden Y., Lestuzzi P., « *Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en suisse* », rapport de recherche EPFL, Lausanne, avril 2006.

Bouchakor T., « *interaction entre ossature en béton armé et maçonnerie de briques creuses sous sollicitations de type sismique* », thèse Docteur-Ingénieur en génie civil, école nationale des ponts et chaussées, Paris, décembre 1984.

Boutin C., Hans S., et Ibraim E., « *Pour une approche expérimentale de la vulnérabilité sismique* », Revue Française de Génie Civil, 4(6) : 683-714, 2000.

Branson D. E., « *Deformation of concrete structures*», New York (NY): McGraw-Hill, 1977.

Brincker R., Zhang L., Andersen P., « *Modal identification of output only systems using Frequency Domain Decomposition* », Smart Materials and Structures, Vol. 10, 2001.

Cherifi F., Farsi M.-N., Kaci S. et al., « *Seismic Vulnerability of Reinforced Concrete Structures in Tizi-Ouzou City (Algeria)* », Procedia Engineering 114: 838 – 845, 2015.

Coburn A., Spence R., A. Pomonis, « *Factors determining human casualty levels in earthquakes: mortality prediction in building collapse* ». In 10th World Conference of Earthquake Engineering (WCEE), Madrid, Spain, July 1992.

Combescure D., Guéguen P., et Lebrun B., « *Vulnérabilité sismique du bâti existant : approche d'ensemble* », Rapport technique, Association Française de Génie Parasismique (AFPS), 2005.

Combescore D., Pegon P., « *Application of the local-to-global approach to the study of infilled frames structures under seismic loading* », Nuclear Engineering and Design, 196(1):17-40, 2000.

Cruz Diaz J.I., « *Étude des murs de contreventement en maçonnerie d'éléments de terre cuite* », PhD thèse, Université de Marne-la-Vallée, juillet 2002.

Cruz Diaz J.I., Sellier A., Capra B., Delmotte P., Rivillon P., et Mebarki A., « *Étude des murs de contreventement en maçonnerie d'éléments de terre cuite à joints verticaux secs* », les Cahiers du CSTB 3199, CSTB, Paris, 2000.

Danesh F., Behrang V., « *the influence of masonry infill walls on dynamic behavior of concrete structure* », 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, B. C., Canada, 2004.

Dang C.-T., 2014, « *Méthodes de construction des courbes de fragilité sismique par simulations numériques* ». Thèse de doctorat en génie mécanique, Université BLAISE PASCAL- Clermont II, France, 2014.

Delmotte P., Rivillon P., Wesierski V., et Hurez M., « *Études des murs de contreventement en maçonnerie de blocs creux en béton* », les Cahiers du CSTB 3491, CSTB, Paris, 2003.

DTR B-C 2-48, « *Règles parasismiques algériennes (addenda 2003)* », CGS, Alger, juin 2003.

Dunand F., « *Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique* », UJF Grenoble, 2005.

EMS98, « *L'Échelle Macrosismique Européenne1998* », Conseil de l'Europe, Cahier du centre européen de géodynamique et de sismologie, 2001.

EUROCODE 8, « *Structures in seismic regions, Design, Part 1, General and Building* ». Report EUR 12266 EN. Bruxelles : Office for official publications of the European communities, 1988, 327 p.

Fajfar P., « *A nonlinear analysis method for performance-based seismic design* », Earthquake Spectra, Vol. 16, n°3, August 2000.

Farsi M., « *Identification des structures de Génie Civil à partir de leur réponse vibratoire. Vulnérabilité du bâti existant* », Thèse de Doctorat, UJF Grenoble, Décembre 1996.

Farsi M. et Bard P.Y., « *Estimation des périodes propres de bâtiments et vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération de Grenoble* », Revue Française de Génie Civil, 8(2) :149–179, Mars 2004.

FEMA 155, « *Rapid Visual Screening of buildings for potential seismic hazards* », Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1988.

FEMA 273, NEHRP, « *Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings* », Washington, D. C, 1997.

FEMA 356, « *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings* », Technical Report, Federal Emergency Management Agency, 2000.

FEMA 154, « *Rapid Visual Screening of buildings for potential seismic hazards* », Federal Emergency Management Agency, Washington, 2002.

FEMA 450, « *Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures* », Provisions, commentary (Report FEMA), Federal Management Agency, 2003.

Flanagan R. D., Bennett R. M., « *In-plane analysis of masonry infill materials* », Practice Periodical on Structural Design and Construction, vol. 6, n° 4, p. 176-182. 2001.

Foure B., « *Prise en compte du comportement du béton - cas particulier des voiles plans en béton armé* », Presses de l'ENPC, 1985, pp. 605-616.

Foure B., « *Panorama des études expérimentales sur les murs porteurs en béton dans leur rôle de résistance aux forces horizontales* », Conférence internationale A. F. P. C Bâtiments à murs porteurs en béton en zone sismique, Paris, juin 1991, 248 p.

Ghobarah A., El-Attar M. et Aly N.M., « *Evaluation of retrofit strategies for reinforced concrete columns: a case study* ». *Engineering Structures*, vol. 22, n° 5, p. 490-501, 2000.

GNDT, « *Istruzioni per la Compilazione de lla Sceda di Relivamento Esposizione e Vulnerabilità Sismica Degli Edific* », Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Regione Emilia Romagna y Regione Toscana, Italy, 1986.

GNDT, « *Model for the vulnerability evaluation of masonry buildings in the historic of Catania bead on the LSU rapid screening data* », Technical document, Working group Vulnerability of Catania, 1998.

GNDT, « *Rischio sismico di edifici pubblici, Part I : Aspetti metodologici* », proceedings of CNR-Gruppo National per la Difesa dai Terremoti, Roma, Italy, 1993.

Gruenthal G., « *European Macro seismic Scale 1998* », volume 19. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, 2001.

Guéguen P., « *Évaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une ville Rhône Alpine - Application à Grenoble* », Rapport technique, Conseil Régional Rhône-Alpes, 2004.

Guéguen P. et Vassail T., « *VULNERALP - Typologie de l'agglomération grenobloise* », Rapport technique, Conseil Régional Rhône-Alpes, février 2004.

Guéguen P., Négulescu K., Michel C., Rey R., et Vassail T., « *Sismo-DT : Représentation des enjeux d'un séisme - Vulnérabilités publiques de l'agglomération grenobloise - Thème 3 : Évaluation de la vulnérabilité* », Rapport technique, LGIT Grenoble, 2006.

HAZUS, « *Earthquake loss estimation methodology* », Technical manuals, National Institute of Buildings Science, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, 1999.

HAZUS-MH MR1, « *Advanced Engineering Building Module* », Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2003.

Hemsas M., « *Modélisation par macroéléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique* », thèse pour obtenir le grade de docteur en mécanique et ingénierie, Bordeaux, 2010.

Hwang H.H.M. et Huo J.R., « *Generation of hazard-consistent fragility curves* ». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 13(5):345–354, 1994.

Kazi R Karim et Fumio Yamazaki, « *A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges* ». Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 32(10):1603-1626, 2003.

Kim S.H. et Shinozuka M., « *Development of fragility curves of bridges retrofitted by column jacketing* ». Probabilistic Engineering Mechanics, 19(1-2):105–112, 2004.

Lagomarsino S., Giovinazzi S., « *Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings* », Bulletin of Earthquake Engineering, 2006.

Lang K., « *Seismic vulnerability of existing buildings* », PhD Thesis, ETH Zurich, February 2002.

Lefebvre K., « *étude du comportement sous charges latérales des ossatures de béton armé avec murs de remplissage de maçonnerie, construites avant les années 60* », thèse du doctorat en génie Ph. D, MONTRÉAL, 2012.

Mainstone R. J., « *on the stiffness and strength of in filled frames* », proceedings of the institution of civil engineers, 1971.

Michel C., « *Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville. Apport des techniques expérimentales in situ – Application à Grenoble* », thèse Docteur, UJF Grenoble, octobre 2007.

Mondal G., Jain S. K., « *Lateral stiffness of unreinforced brick infilled RC frames with central openings* ». In 100th Anniversary Earthquake Conference, San Francisco, April 2006.

Mori Y., Ellingwood B.R. 1993. « *Reliability based service life assessment of aging concrete structures* ». Journal of Structural Engineering, vol. 119, n° 5, p. 1600-1621.

Mouroux P., Negulescu C., « *Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité)* », 7ème Colloque National AFPS, École Centrale, 2007.

Nazé P.-A., Combescure D., Bouchon M., Mouroux P., Betbeder-Matibet J., Jalil W., et Walter J.-P., « *Méthodes en déplacement : Principe - Codification – Application* », Rapport Technique 26, Association Française de Génie Parasismique (AFPS), 2006.

Nicolae ILE, « *contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception* », thèse grade de docteur, Lyon, 2000.

Nollet M.-J., « *Évaluation de la vulnérabilité sismiques des bâtiments existants – État des connaissances* », Rapport technique de l'ETS, Montréal, juin 2004.

Nollet M.-J., Lefebvre K., Chaallal O., « *Structural characterization of historical buildings in Old Montreal* », 13e conférence mondiale en génie sismique (WCEE), Vancouver, Canada, 2004.

Paulay T., Priestley M. J. N., « *Seism design of reinforced concrete and masonry buildings* », Edition John Wiley & sons, New York, 1992, 744 p.

Pfeffermann O., « *Maçonnerie portante : Conception, Dimensionnement, et Exécution selon l'Euro code 6* », Diegem, Kluwer Éditorial, 1999.

Risk-UE, « *An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns* », WP1: European distinctive features, inventory database and typology, European project, 2001.

Saiidi M., Sozen M. A., « *Simple Nonlinear Seismic Response of R/C Structures* », Journal of Structures Division, ASCE, Vol. 107, 937-952, 1981.

Saranik M., « *Conception parasismique robuste de bâtiments à base d'assemblages boulonnés* ». Thèse de doctorat en génie civil, École Centrale de Lyon - Écully, France, 2011.

SEAOC, « *Commentary on chapter 5 of the Guidelines for seismic retrofit of existing buildings - earthquake hazard reduction in existing concrete buildings and concrete with masonry infill buildings* ». Coll. « Rapport technique de SEAOC », California: State Existing Building Committee of the Structural engineers association of California, 2003.

Schotanus M.I.J., Franchin P., Lupoi A., and Pinto P.E., « *Seismic fragility analysis of 3D structures* ». Structural Safety, 26(4): 421– 441, 2004.

Shinozuka M., Feng M., Lee J., and Naganuma T., « *Statistical analysis of fragility curves* ». Journal of Engineering Mechanics, 126(12):1224–1231, 2000.

Shinozuka M., Feng M., Kim H., and Kim S. « *Nonlinear static procedure for fragility curve development* ». Journal of Engineering Mechanics, 126(12):1287–1295, 2000.

Veletsos A. S., Newmark N. M., « *effects of inelastic behavior on the response of simple systems* », Proc. 2WCEE, Vol. II, Japan, 1960.

Annexes

Quelques exemples des structures modélisées

Dans cette Annexe, sont présentées les caractéristiques géométriques des principales structures modélisées. Sont présentées également les vues 3D ainsi que les vues en plan des premiers niveaux de ces structures.

Typologie OBA0L

Planchers en corps creux de 20 cm d'épaisseur

Poutres principales : (20×70) ; (42×70) ; (20×60) ; (20×60) ; (42×60) cm²

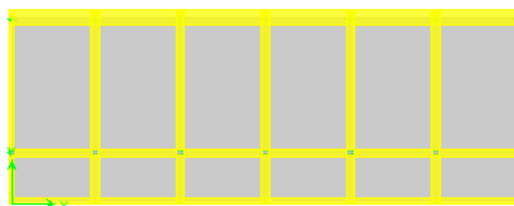
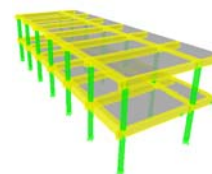
Poutres secondaires : (80×40) ; (42×20) ; (71×20) cm²

Poteaux : (35×35) cm²

Nombre de niveaux : 02

Hauteur : 723 cm

Dimensions en plan : (2680×968) cm²



Vue en plan du premier niveau.

Typologie OBA1L

Planchers en corps creux : (16+4) ; (20+5) cm

Poutres principales : (30×70) cm²

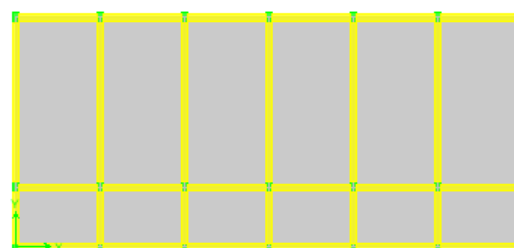
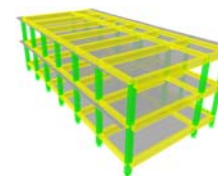
Poutres secondaires : (30×30) cm²

Poteaux : (30×30) ; (30×50) cm²

Nombre de niveaux : 02

Hauteur : 824 cm

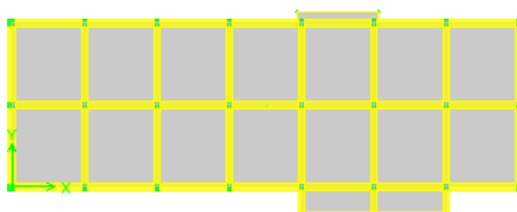
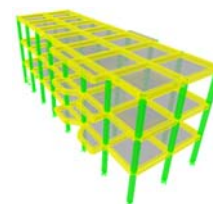
Dimensions en plan : (1460×1110) cm²



Vue en plan du premier niveau.

Typologie OBA2L

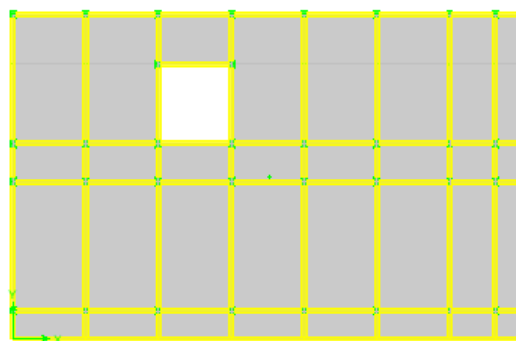
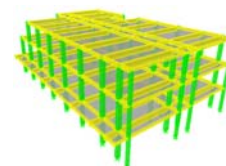
Planchers en corps creux : (16+5) cm
 Poutres : (30×40) cm² dans les deux sens
 Poteaux : (30×30) cm²
 Nombre de niveaux : 03
 Hauteur : 918 cm
 Dimensions en plan : (2240×1110) cm²



Vue en plan du premier niveau.

Typologie OBA3L

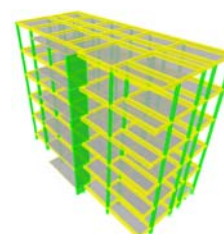
Planchers en corps creux : (16+4) cm
 Poutres principales et secondaires : (30×60) cm²
 Poutres de chaînage : (30×35) cm²
 Poteaux : (35×50) cm²
 Nombre de niveaux : 03
 Hauteur : 1020 cm
 Dimensions en plan : (2960×1725) cm²

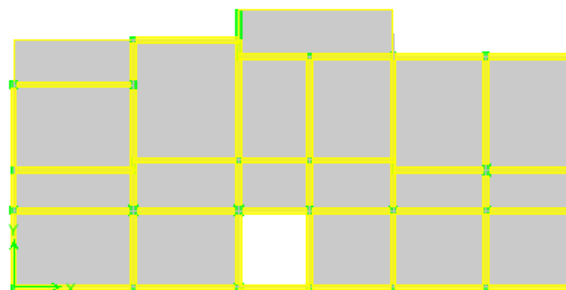


Vue en plan du premier niveau.

Typologie OBA0M

Planchers en corps creux : (16+4) cm
 Poutres : (20×30) ; (20×40) ; (20×45) cm²
 Poteaux : (20×20) ; (20×25) ; (20×30) ; (20×35) ; (20×55) ; (20×180) ;
 (25×30) ; (25×35) ; (25×40) ; (30×30) ; (30×35) ; (30×40) cm²
 Nombre de niveaux : 05
 Hauteur : 1615 cm
 Dimensions en plan : (2005×995) cm²





Vue en plan du premier niveau.

Typologie OBA1M

Planchers en corps creux : (16+4) cm

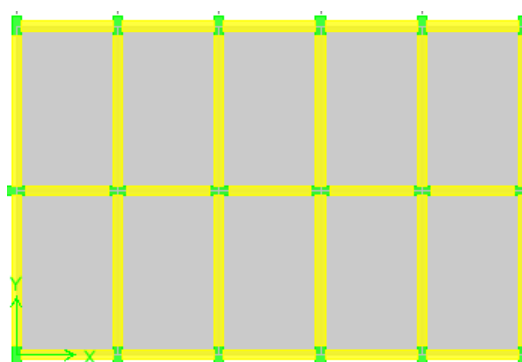
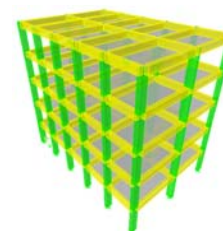
Poutres principales et secondaires : (30×50) cm²

Poteaux : (30×60) cm²

Nombre de niveaux : 05

Hauteur : 1500 cm

Dimensions en plan : (1600×1040) cm²



Vue en plan du premier niveau.

Typologie OBA2M

Planchers en corps creux : (16+4) cm

Dalle pleine de 15 cm d'épaisseur

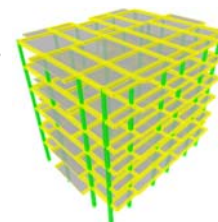
Poutres : (20×30) ; (25×35) ; (25×40) ; (25×45) ; (25×50) ; (30×20) cm²

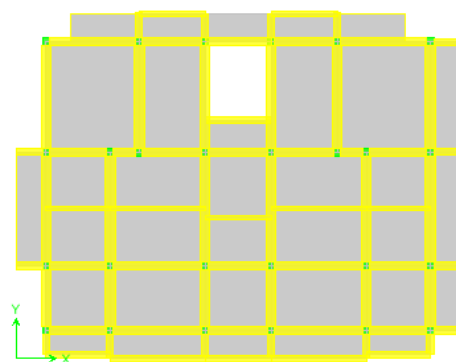
Poteaux : (25×30) ; (30×30) ; (30×35) ; (35×35) ; (35×40) cm²

Dimensions en plan : (1920×1445) cm²

Nombre de niveaux : 06

Hauteur : 1938 cm





Vue en plan du premier niveau.

Typologie OBA3M

Planchers en corps creux : (16+5) cm

Poutres principales et secondaires : (30×35) cm²

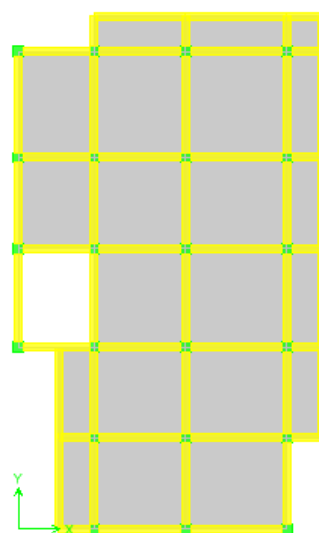
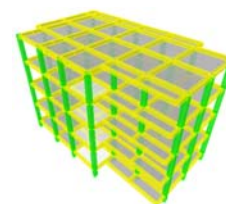
Poutres de chaînage : (30×30) cm²

Poteaux : (35×35) cm²

Nombre de niveaux : 04

Hauteur : 1326 cm

Dimensions en plan : (1890×1060) cm²



Vue en plan du premier niveau.

Typologie OBA1H

Planchers en corps creux : (20+5) cm

Dalle pleine 15 cm pour les escaliers

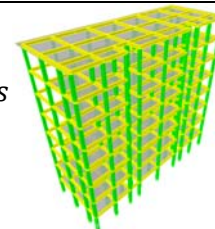
Poutres : (25×50) ; (25×45) ; (25×40) ; (25×35) cm² dans les deux sens

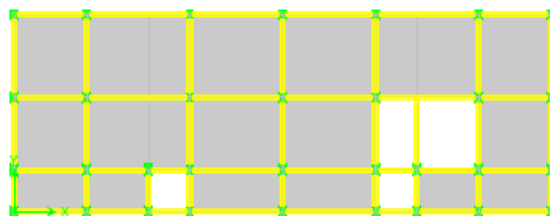
Poteaux : (35×45) ; (35×55) ; (35×40) ; (35×50) ; (35×35) cm²

Nombre de niveaux : 08

Hauteur : 1326 cm

Dimensions en plan : (1890×1060) cm²





Vue en plan du premier niveau.

Typologie SMBA0L

Planchers en corps creux : (16+4) cm

Poutres principales : (25×65) cm²

Poutres secondaires : (25×65) ; (20×40) ; (30×20) cm²

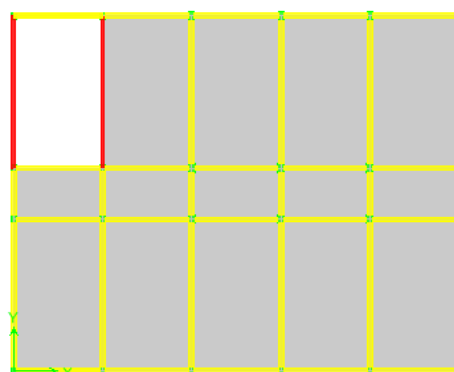
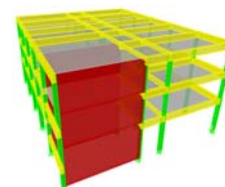
Poteaux : (25×30) ; (30×40) ; (25×40) cm²

Voiles de 17 cm d'épaisseur

Nombre de niveaux : 03

Hauteur : 1000 cm

Dimensions en plan : (2100×1680) cm²



Vue en plan du premier niveau.

Typologie SMBA0M

Planchers en corps creux : (16+4) cm

Dalles pleines d'épaisseurs : 10, 12, 15, 20 cm

Voiles d'épaisseurs : 15, 20 cm

Poutres principales et secondaires :

(20×50) ; (15×68) ; (20×36) ; (15×68) ; (15×45) ; (50×20) ; (20×20) ;

(20×45) ; (20×40) ; (15×68) ; (51×20) ; (15×68) cm²

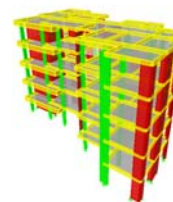
Poteaux :

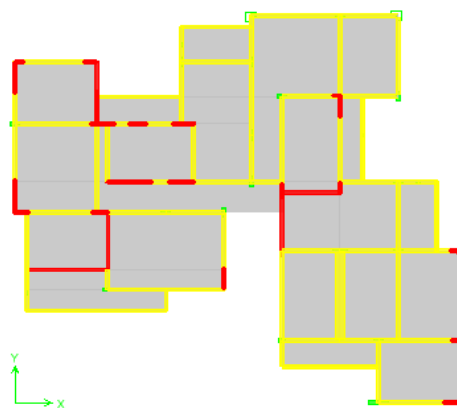
(20×20) ; (20×40) ; (20×50) ; (20×70) ; (20×100) ; (50×50) cm²

Nombre de niveaux : 05

Hauteur : 1530 cm

Dimensions en plan : (2300×2000) cm²





Vue en plan du premier niveau.

Typologie SMBA1H

Planchers en corps creux : (16+4) cm

Dalles pleines d'épaisseurs : 10, 12, 15, 20 cm

Voiles d'épaisseurs : 20 cm

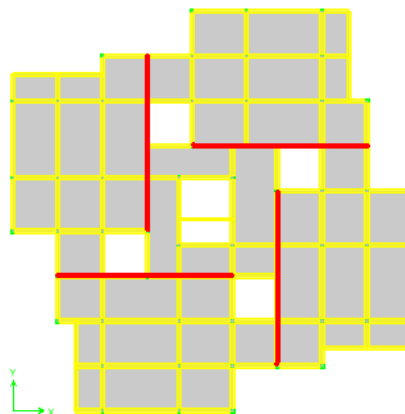
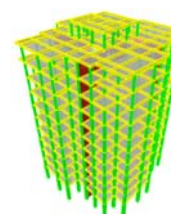
Poutres principales et secondaires : (20×20) ; (25×35) ; (30×40) cm²

Poteaux : (30×30) ; (40×40) ; (50×50) ; (60×60) cm²

Nombre de niveaux : 11

Hauteur : 4090 cm

Dimensions en plan : (2755×2755) cm²



Vue en plan du premier niveau.

Typologie SMBA2H

Planchers en corps creux : (16+4) cm

Dalle pleine de 20 cm d'épaisseur

Voiles de contreventement de 20 cm d'épaisseur

Poutres principales : (30×30) ; (30×40) ; (30×45) ; (30×50) cm²

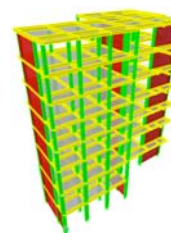
Poutres secondaires : (30×30) ; (30×35) ; (30×40) cm²

Chainage : (25×20) ; (30×20) cm²

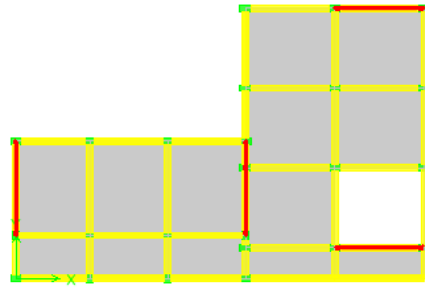
Poteaux : (30×30) ; (30×40) ; (30×50) ; (30×55) ; (30×60) cm²

Nombre de niveaux : 08

Hauteur : 2754 cm



Dimensions en plan : $(2064 \times 1320) \text{ cm}^2$



Vue en plan du premier niveau.

Typologie SMBA3M

Plancher en corps creux : $(20+5), (16+5) \text{ cm}$

Dalle pleine de 15 cm d'épaisseur

Voiles de 20 cm d'épaisseur

Poutres principales : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

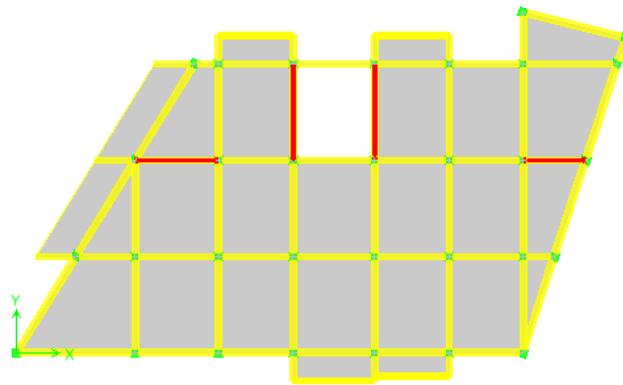
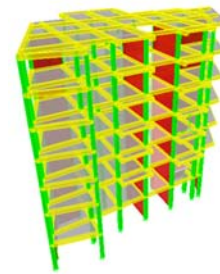
Chainage : $(30 \times 20) \text{ cm}^2$

Poteaux : (40×40) ; (35×35) ; $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Nombre de niveaux : 06

Hauteur : 1938 cm

Dimensions en plan : $(2369 \times 1347) \text{ cm}^2$



Vue en plan du premier niveau.

Typologie SMBA1M

Plancher en corps creux : $(20+5) \text{ cm}$

Voiles de 15 cm d'épaisseur

Poutres principales : $(25 \times 40) \text{ cm}^2$

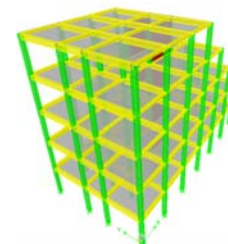
Poutres secondaires : (25×15) ; (25×25) ; (35×15) ; $(35 \times 25) \text{ cm}^2$

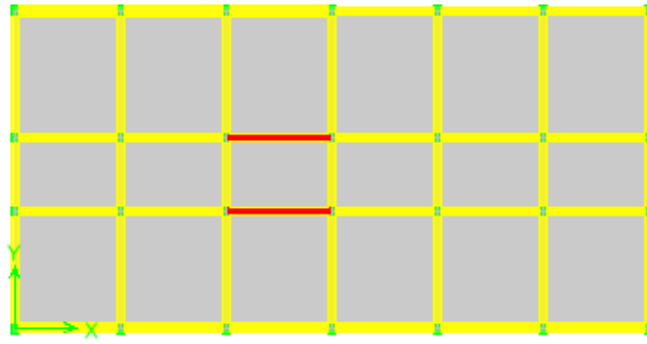
Poteaux : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

Nombre de niveaux : 05

Hauteur : 1575 cm

Dimensions en plan : $(2010 \times 1000) \text{ cm}^2$





Vue en plan du premier niveau.