

**UNIVERSITÉ DE BLIDA 1**

**Faculté de Technologie**

Département de Génie Civil

## **THÈSE DE DOCTORAT**

Spécialité: Génie civil

**ELABORATION DE COURBES DE VULNERABILITE POUR LES  
STRUCTURES EN CHARPENTE METALLIQUE POUR L'ALGERIE**

Par

**AMELLAL OMAR**

Devant le jury composé de :

K. GRINE	Professeur,	U. Saad Dahleb-Blida 1	Président
A. BALI	Professeur,	E. Nationale Polytechnique	Examineur
M. ABED	Professeur,	U. Saad Dahleb-Blida 1	Examineur
M. BOUKRI	Maitre de Recherche A,	CGS	Examineur
B. MENADI	Professeur,	U. Saad Dahleb Blida 1	Examineur
M. BENSAIBI	Professeur,	E.N.S.T.P., Alger	Rapporteur

Blida, juin 2020

## RESUME

Même non conçues pour être parasismiques, les structures en acier réalisées dans le respect des règles de l'art, peuvent avoir un bon comportement vis-à-vis du séisme. Le non respect de ces règles et les mauvaises connaissances des limites réelles de résistance, peuvent conduire à des dommages aux bâtiments soumis à l'action sismique surtout si ces bâtiments sont construits selon des codes plus anciens,

Dans le présent travail, une évaluation de la vulnérabilité sismique des constructions en acier est réalisée, en utilisant la méthode de: « l'Indice de Vulnérabilité » qui permet une description de la qualité sismique et une classification des structures. Pour ce faire, la première étape a été d'identifier les paramètres ayant une influence sur le comportement sismique de ces structures. Des coefficients de pondération ont été affectés à ces paramètres selon trois classes de vulnérabilité en utilisant des analyses Push-over en deuxième étape. La troisième étape a été d'introduire ces développements dans le programme « Vulnerability Index Program » (VIP) permettant de calculer l'indice de vulnérabilité des constructions métalliques algérienne et leur classification. La quatrième étape a été de valider le programme développé et d'étudier des cas pratiques.

Des matrices de probabilités de dommages (DPM) ont été développées aussi, ces matrices ont permis la construction de courbe de vulnérabilité pour les structures métalliques algériennes. Ces dernières permettront la réalisation de scénarii sismiques.

Mot-clé : indice de vulnérabilité, Courbe de vulnérabilité, dommages, vulnérabilité sismique, structure Métallique, DPM, push over.

## **ABSTRACT**

Even if they are not designed to be earthquake-resistant, steel structures made in accordance with the rules of the art can have a good behavior in case of an earthquake event. The non respect of these rules and the bad knowledge of the real limits of resistance, can lead to damages to buildings subjected to earthquakes especially if these buildings are built according older codes.

In the present work, an assessment of the seismic vulnerability of steel structures is carried out, using "Vulnerability Index method" which allows a description of the seismic quality and a classification of the structures. To do this, the first step was to identify the parameters influencing the seismic behaviour of these structures. Weighting coefficients were assigned to these parameters according to three vulnerability classes using push-over analyses in the second step. The third step was to introduce these developments into the "Vulnerability Index Program" (VIP) to calculate the vulnerability index of Algerian steel buildings constructions and their classification. The fourth step was to validate the developed program and to study practical cases. Damage Probability Matrices (DPM) were also developed. These matrices allowed the construction of vulnerability curves for Algerian steel structures. These will allow the performance of earthquake scenarios.

Keywords: Vulnerability index; vulnerability curve; damage; seismic vulnerability; steel structure; DPM; push over.

## ملخص

حتى لو لم يتم تصميمها لتكون مقاومة للزلازل ، فإن البنايات الحديدية المصنوعة وفقاً لمعايير البناء الفن يمكن أن يكون لها سلوك جيد في حالة وقوع زلزال. يمكن أن يؤدي عدم احترام هذه المعايير والمعرفة السيئة للحدود الحقيقية للمقاومة إلى أضرار في المباني المعرضة للزلازل خاصة إذا تم بناءها وفقاً للقواعد القديمة .

في هذا العمل ، يتم إجراء تقييم الهشاشة للمباني الحديدية ، باستخدام طريقة "مؤشر الهشاشة" الذي يسمح بوصف الجودة الزلزالية وتصنيف البنايات الحديدية. للقيام بذلك ، كانت الخطوة الأولى هي تحديد المعلمات التي تؤثر على السلوك الزلزالي لهذه المباني. تم تعيين معاملات الترجيح لهذه المعلمات وفقاً لثلاث فئات من الهشاشة باستخدام تحليلات الدفع في الخطوة الثانية. كانت الخطوة الثالثة هي إدخال هذه التطورات في "برنامج الهشاشة (VIP) " لحساب الهشاشة للإنشاءات الحديدية الجزائرية وتصنيفها. والخطوة الرابعة هي التحقق من صحة البرنامج المطور ودراسة الحالات العملية. كما تم تطوير مصفوفات احتمالية الضرر (DPM) التي سمحت هذه ببناء منحنيات الهشاشة للبنايات الحديدية الجزائرية. التي مما سيسمح هذه بتحقيق سيناريوهات زلزالية.

الكلمات المفتاحية: مؤشر الهشاشة ، منحني الهشاشة ، الأضرار ، الهشاشة الزلزالية ، البنايات الحديدية ، الدفع التدريجي. DPM.

## REMERCIEMENTS

La présente étude a été le fruit d'un long travail fastidieux qui a nécessité de la recherche à travers d'une part une étude documentaire et bibliographique d'où j'ai pu collecter les éléments et paramètres nécessaires au sujet étudié et d'autre part à travers un soutien et un suivi continu de mon promoteur.

Les règles de bienséance m'imposent donc un devoir de reconnaissance et de remerciements à tous les intervenants directs ou indirects qui ont contribué à l'élaboration de ce travail à savoir, le promoteur Mr Bensaïbi qui n'a cessé de me prodiguer des conseils à travers un suivi continu et rigoureux qui honore sa personne. Aux professeurs émérites qui m'ont inculqué durant mon cursus universitaire une foultitude de connaissances qui ont constitué l'ossature armée de mon squelette d'enseignant ayant acquis grâce à eux une solide formation.

Aux membres émérites du jury ( Grine, Bali, Abed, Menadi, Boukri) qui ont accepté de braver les risques d'une pandémie sanitaire pour venir statuer en commission afin d'étudier et d'analyser mon travail avec une éthique doublée d'une honnêteté intellectuelle avérée. À tous les anciens collègues de travail et autres anonymes qui m'ont apporté leur aide dans la collecte d'une documentation utile. Et un remerciement particulier à mes amis Yousfi Nassim, Ait Belkacem Mounir et pour leur disponibilité et serviabilité durant ce travail.

J'exprime ma gratitude à ma famille notamment, mon frère Yacine son épouse ses enfants Adam et Anas, ma sœur Amina son mari, à mes deux princesses ma femme Amel et ma fille Dina, selon leurs moyens m'ont soutenu moralement afin de me consacrer exclusivement à mon travail. À mes parents père et mère qui, nonobstant leur condition modeste se sont sacrifiés pour assurer à leurs enfants une éducation et une instruction qui a hissé la famille à un niveau inespéré dans l'échelle des valeurs, papa maman que dieux vous garde.

Hommage et dédicace, je me prosterne devant Dieu notre créateur pour le remercier du courage qu'il m'a donné pour toujours persévérer dans le droit chemin en aimant et respectant son prochain. Aussi je l'implore à accorder sa sainte miséricorde à la défunte aimée Fatma Abrous mère de mon épouse à qui je dédie ma thèse en lui rappelant qu'elle sera toujours présente parmi nous.

## TABLE DES MATIERES

RESUME	1
ABSTRACT	2
ملخص	3
REMERCIEMENTS	4
TABLE DES MATIERES	5
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	9
INTRODUCTION	13
1. CHAPITRE 1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	15
1.1. Introduction	15
1.2. Réglementation parasismique	16
1.2.1. Evolution de la réglementation parasismique	16
1.2.2. Evolution de la réglementation en Algérie	19
1.3. Construction en charpente métallique	20
1.3.1. Historique de la construction en charpente métallique	20
1.3.2. Structures Métalliques en Algérie	21
1.3.3. Types de Structure Métallique	22
1.3.3.1. Les structures métalliques à comportement non dissipatif	23
1.3.3.2. Structure parasismique à comportement dissipatif	24
1.3.3.2.1. Structures à cadres	24
1.3.3.2.2. Structures contreventées	25
1.3.3.2.3. Structures à cadres et contreventées	27
1.3.3.2.4. Structures avec diaphragmes	27
1.3.3.2.5. Structures fonctionnant en console verticale	28
1.4. Vulnérabilité sismique	28
1.4.1. Définition de la vulnérabilité sismique	30
1.4.2. méthodes disponibles pour une analyse de vulnérabilité	30
1.4.2.1. Méthodes suivant les échelles d'analyse	34
1.4.2.2. Méthodes suivant l'approche d'analyse	35
1.4.3 Choix d'une méthode de vulnérabilité	39

1.5. Méthode qui traite la vulnérabilité sismique des structures en acier	40
1.5.1. Systèmes de pointage ou indice de vulnérabilité	40
1.5.2. Analyses détaillées	41
1.5.3. Procédure rapide d'évaluation sismique visuelle (FEMA-154)	44
1.5.4. Méthodologie de RISK-UE	47
1.5.5. Description de l'EMS-98	49
1.6. Conclusion	50
2. CHAPITRE 2 METHODE DE L'INDICE DE VULNERABILITE	51
2.1. Introduction	51
2.2. Méthode indice de vulnérabilité.	52
2.3. Identification des paramètres vulnérabilité pour les structures en charpente métallique	53
2.3.1. Définition des paramètres et classification	53
2.3.1.1 Ductilité	53
2.3.1.1.1 Ductilité en chargement statique	54
2.3.1.1.2 Ductilité en chargement alterné	54
2.3.1.1.3 Facteur de ductilité	55
2.3.1.1.4 Définition du facteur de comportement	56
2.3.1.2. Capacité portante	57
2.3.1.3. Assemblage	58
2.3.1.4. Etat d'entretien maintenance	59
2.3.1.5. Type de sol	59
2.3.1.6. Diaphragme horizontal	60
2.3.1.7. Flambement de la structure	60
2.3.1.8. Régularité en plan	61
2.3.1.9. Modifications	62
2.3.1.10. Régularité en élévation	62
2.3.1.11. Entrechoquement	63
2.3.1.12. Implantation de l'ouvrage	63
2.3.1.13. Toiture	64
2.3.1.14. Détails	64
2.4. Elaboration de la fiche technique	64
2.4.1 fiche technique	66

2.4. Conclusion	69
3. CHAPITRE 3 MODELISATION & DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE PONDERATION	71
3.1. Introduction	71
3.2. Quantification des paramètres par modélisation numérique	71
3.2.1. L'analyse push over	71
3.2.2. Formulation de l'analyse push-over	73
3.2.2.1. Mise en équation	74
3.3. détermination des classes de vulnérabilité	75
3.4. Modélisation des paramètres	77
3.5. Conclusion	84
4. CHAPITRE 4 INDICE & COURBES DE VULNERABILITE	85
4.1. introduction	85
4.2. Détermination des facteurs de pondérations	85
4.3. Courbes de vulnérabilité	88
4.3.1. Niveaux de dommages	88
4.3.2. Principe de la méthode	90
4.3.2.1. Matrices de probabilité de dommages	90
4.4. Courbes de vulnérabilité	92
4.5. Conclusion	93
5. CHAPITRE 5 MISE EN ŒUVRE NUMERIQUE	94
5.1. Introduction	95
5.2. Logiciel développé sous Delphi	95
5.2.1. Programme développé	95
5.2.2. Description du logiciel	96
5.2.2.1. Partie visuelle « interface utilisateurs	96
5.2.2.2. Partie programme	99
5.3. Validation	100
5.3.1. validation 1	100
5.3.2. Validation 2	104
5.3.3 Validation 3	108
5.3.4. Validation 4	109
5.3.5. Validation 5	110
5.4. Exemples d'applications	115

5.4.1. Application 01	115
5.4.2. Application 02	118
5.4.3 Application 03	121
5.5. Courbes de vulnérabilité	127
5.5.1. Classe verte	127
5.5.2. Classe orange	128
5.5.3. Classe rouge	129
5.6. Conclusion	129
CONCLUSION	130
ANNEXES	131
REFERENCES	170

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1	Ossature à contreventement en croix de Saint-André et par tirant	23
Figure 1.2	Ossature à contreventement en K et double K	24
Figure 1.3	Ossature en portiques croisés	25
Figure 1.4	Ossatures contreventées à nœuds rigides	25
Figure 1.5	Ossature à contreventement en V	26
Figure 1.6	Ossature à contreventement excentré	26
Figure 1.7	Contreventement excentré détail du tronçon court	27
Figure 1.8	Structures à cadres et contreventées	27
Figure 1.9	Structures fonctionnant en console verticale	28
Figure 1.10	Un risque est une corrélation entre Aléa sur un site, et la vulnérabilité de l'élément exposé	29
Figure 1.11	Classification des méthodes et positionnement des références	32
Figure 1.12	Représentation schématique des modèles d'évaluation de la vulnérabilité et des risques sismiques	33
Figure 1.13	Procédure d'évaluation structurale (ASCE)	34
Figure 1.14	Exemple de DPM pour une classe de vulnérabilité selon l'intensité sismique	36
Figure 1.15	Courbes de Vulnérabilité	37
Figure 1.16	Courbes de Vulnérabilité (a) en fonction de PGA, et (b) en fonction de déplacement spectral à la période fondamentale	37
Figure 1.17	Schéma des différentes méthodes d'analyse de la vulnérabilité sismique	38
Figure 1.18	Types d'analyses détaillées	41
Figure 1.19	Représentation schématique de la méthodologie adoptée approches Mécaniques	42
Figure 2.1	Comportement élasto-plastique	54
Figure 2.2	Comportement élasto-plastique en dynamique	55
Figure 3.1	Analyse push over	72
Figure 3.2	Courbe push over	76
Figure 3.3	Types de bâtiments modélisés selon les hauteurs	78
Figure 3.4	Diagramme contrainte – déformation de l'acier	79
Figure 3.5	Diagramme contrainte déformation a ELU	81
Figure 4.1	Courbes de vulnérabilité semi empirique	93

Figure 5.1	Organigramme de calcul	96
Figure 5.2	Page d'accueil	97
Figure 5.3	Page des différents menus	97
Figure 5.4	Visualisation des résultats de calcul de la force sismique totale	98
Figure 5.5	Calcul des paramètres et classification de la structure	98
Figure 5.6	Pages d'introductions des données	99
Figure 5.7	Exemple de calcul de paramètres observables	99
Figure 5.8	Vue extérieure de la structure	101
Figure 5.9	Phénomène d'instabilité sur les barres des contreventements	101
Figure 5.10	Autres phénomènes d'instabilité sur les barres des contreventements	102
Figure 5.11	Ouverture des joints de revêtements et fissures à la base des murs	102
Figure 5.12	Affaissement du terrain	102
Figure 5.13	Décalage de la fenêtre dû à l'affaissement du terrain	103
Figure 5.14	Fissurations importantes dans les murs	103
Figure 5.15	Présence de fissurations dans les dallages	103
Figure 5.16	Vue de l'extérieur de la salle de sports	105
Figure 5.17	Vue de l'intérieur de la charpente de la toiture	105
Figure 5.18	Corrosion avancée des éléments porteurs	105
Figure 5.19	Corrosion avancée des assemblages	106
Figure 5.20	Présence de fissurations dans les murs	106
Figure 5.21	Présence de fissurations dans les dallages	106
Figure 5.22	Dégradation des descentes d'eaux pluviales	107
Figure 5.23	Vue de l'extérieur de l'usine	111
Figure 5.24	Les extensions vue de l'extérieur	111
Figure 5.25	dégradations subies système de contreventement	111
Figure 5.26	Forte dégradation et corrosion très avancée des pieds de poteaux	112
Figure 5.27	Manque de boulons et endommagement des assemblages	112
Figure 5.28	Altération profonde des poutres et des planchers	112
Figure 5.29	Autres dégradations dans les planchers et les poutres	113
Figure 5.30	Effondrement de la dalle de plancher et réparations archaïques	113
Figure 5.31	Très mauvais état du bardage et de la toiture	113
Figure 5.32	Escalier et garde corps en piteux état	114

Figure 5.33	Tirants de cuves de stockage      Corrosion très avancée avec dégradations	114
Figure 5.34	Panneaux danger expriment aussi la classification de la structure	115
Figure 5.35	Vue de l'intérieur de la structure	116
Figure 5.36	Malfaçons dans les assemblages	116
Figure 5.37	Autres malfaçons dans les assemblages boulons pas bien serrés et sans rondelles de serrage	116
Figure 5.38	Manque d'une diagonale dans la toiture	117
Figure 5.39	Fissure dans les dallages	117
Figure 5.40	Marché vu de l'extérieur	118
Figure 5.41	Marché vu de l'intérieur, absence totale du bardage	119
Figure 5.42	État de l'escalier et du garde corps	119
Figure 5.43	Marché construit sur un terrain en pente	119
Figure 5.44	Affaissement du dallage et présence de fissuration dans les murs	120
Figure 5.45	Rajout d'une vitrine d'exposition	120
Figure 5.46	La structure a subi un feu durant sa vie	120
Figure 5.47	Déformation des contreventements	122
Figure 5.48	Absence des contreventements	122
Figure 5.49	Manque de boulons dans les assemblages	122
Figure 5.50	Altération des pieds de poteaux	123
Figure 5.51	Flambement des poteaux	123
Figure 5.52	joint sismique vu de l'extérieur	124
Figure 5.53	Joint sismique vu de l'intérieur	124
Figure 5.54	Fissures à 45 degré à deux sens de par et d'autre du joint	124
Figure 5.55	Dégradation du bardage	125
Figure 5.56	Détachement de la poutre de son appui	125
Figure 5.57	La structure se trouve au bas d'une falaise	125
Figure 5.58	Les dégradations dues au H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	126
Figure 5.59	Courbes de vulnérabilité pour les constructions classées Vert	127
Figure 5.60	Courbes de vulnérabilité pour les constructions classées orange	128
Figure 5.61	Courbes de vulnérabilité pour les constructions classées rouge	129
Tableau 1.1	Les différentes échelles d'analyse et leur applicabilité	39

Tableau 1.2	Classification typologique et cotes structurales de base du FEMA-154	45
Tableau 1.3	Sismicité définie dans le FEMA-154 2002	46
Tableau 1.4	Typologie RISK-UE et valeurs représentatives de Iv	48
Tableau 1.5	Critères structuraux de vulnérabilité et leurs coefficients associés	48
Tableau 1.6	Classes de vulnérabilité de l'E.M.S98	49
Tableau 2.1	Valeur des facteurs du comportement dans le RPA 99 pour les structures en acier	56
Tableau 2.2	Ductilité suivant le facteur de comportement pour les structures en charpente métallique	57
Tableau 3.1	Dimensions des différentes structures	77
Tableau 4.1	Valeurs des déplacements dans les trois bâtiments (bas, moyen, haut)	86
Tableau 4.2	Moyenne des coefficients "Kj"	86
Tableau 4.3	Facteur de pondération "Kn"	87
Tableau 4.4.	Classification des structures en fonction de leur « Iv »	88
Tableau 4.5	Classification de Niveaux de dommages	89
Tableau 4.6	Echelle d'intensité sismique EMS 98	89
Tableau 4.7	Classe verte	90
Tableau 4.8	Classes orange	91
Tableau 4.9	Classe Rouge	91
Tableau 5.1	Résultat de l'application de la structure SNVI	104
Tableau 5.2	Résultat de calcul des paramètres de la classe de vulnérabilité de la salle de sports	107
Tableau 5.3	Résultat de l'application de la structure	108
Tableau 5.4	Résultat de l'application de la structure	110
Tableau 5.5	Résultat de l'application de l'usine activation filtration	114
Tableau 5.6	Résultat de l'application	117
Tableau 5.7	Résultats de l'application du marché	121
Tableau 5.8	Résultats de l'application de l'usine de fabrication de zinc	126

## INTRODUCTION GENERALE

Les tremblements de terre ont souvent été meurtriers. Les sources historiques et l'actualité en témoignent. Le nombre en victimes parfois difficile à évaluer, se chiffre par milliers, en plus la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de production, affectent l'activité économique de la région touchée. Ces effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions, il est donc essentiel de prévenir les dommages sismiques.

Les préjudices causés sont inestimables, comparés aux souffrances physiques et psychiques, auxquelles s'ajoutent les dommages matériels considérables, subis par la société, la collectivité et les particuliers. A tout cela viendra s'ajouter l'arrêt de la production industrielle, qui produit un impact négatif sur la production et le pouvoir d'achat.

En Algérie, le parc industriel, est essentiellement constitué de structures métalliques (usines, et hangars industriels). Il paraît donc évident, voir important de quantifier la vulnérabilité sismique de ces constructions, afin que les pouvoirs publics puissent avoir une hiérarchisation des constructions les plus à risques, et à partir de là, définir les ordres de priorité, pour pouvoir intervenir rapidement et efficacement, afin de limiter, réduire ou annihiler les pertes.

C'est pourquoi dans le cadre de ce travail, nous avons proposé d'estimer la vulnérabilité sismique des structures à ossature métallique, en utilisant la méthode de «l'indice de vulnérabilité » et en développant leurs « courbes de vulnérabilité ».

La méthode de l'indice de vulnérabilité nous permettra de classer ces bâtiments suivant leurs résistances aux séismes.

L'analyse de l'indice de vulnérabilité comme outil de diagnostic. Cet outil permettra une classification des bâtiments étudiés. Et l'analyse des courbes de vulnérabilité développé pour le bâti algérien afin d'estimer les pertes qui pourraient résulter d'un tremblement de terre d'une magnitude donnée.

Les courbes de vulnérabilité sont essentiellement élaborées pour l'étude de vulnérabilité à grande échelle afin d'établir des scénarii sismiques qui permettent de déterminer les taux de dommages qui pourraient survenir en cas d'un tremblement de terre avec une magnitude donnée.

Pour ce faire, nous présentons cette étude à travers ces cinq chapitres.

Après une introduction présentant le contexte général de l'étude, nous avons dans le premier chapitre abordé, l'étude bibliographique dans laquelle nous évoquerons l'évolution de la réglementation parasismique pour les structures en charpente métallique, à travers le monde et en Algérie. Puis nous donnons un descriptif des structures métalliques, ainsi que des méthodologies existantes, traitant de la vulnérabilité sismique de ces dernières.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons la méthode de « l'indice de vulnérabilité » et les développements effectués où nous avons déterminé et défini les paramètres qui ont une influence sur la réponse sismique des structures à ossature en acier. La mise en œuvre de cette méthode a nécessité le développement d'une fiche technique, permettant d'obtenir les données nécessaires au traitement des structures métalliques.

Dans le chapitre trois nous quantifions chaque paramètre grâce à des modélisations numériques statique non linéaire. Les hypothèses considérées pour la modélisation des différents paramètres sont expliquées dans cette partie et une classification est proposée. Puis dans le chapitre qui suit, nous déterminons l'indice de vulnérabilité sismique pour les structures en acier. Cet indice est en fonction de coefficients de pondération obtenus à partir d'analyses push-over. Une classification des structures en charpente métallique a été donnée. Des Matrices de Probabilité de (DPM) Dommage sont proposées, ces dernières permettent la construction de courbes de vulnérabilité sismique pour les structures en charpente métallique. Ces dernières sont des outils importants pour les gestionnaires du risque sismique à grande échelle.

Enfin dans le dernier chapitre nous présenterons un programme développé à l'intérieur du code de calcul dénommé « VIP » Vulnerability Index Program en utilisant l'environnement « Delphi ». Nous avons validé la méthode de l'indice de vulnérabilité pour les structures en charpente métallique, sur quelques exemples. Nous avons aussi effectué quelques applications, les résultats obtenus sont satisfaisant. La fiche technique élaboré a été aussi introduite dans le code de calcul, permettant ainsi l'obtention des données nécessaires au traitement et classification de l'ouvrage étudié.

Enfin nous finirons ce mémoire par une conclusion présentant l'essentiel des enseignements tirés de l'étude, ainsi que les perspectives de développement.

## CHAPITRE 1

### ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

#### 1.1. Introduction

Depuis l'antiquité, l'histoire de l'Algérie a été et reste jalonnée d'événements sismiques, de plus ou moins grande importance, inhérents à un hasard sismique lié à sa position géographique [1].

Les séismes sont inévitables, ils se sont produits dans le passé, il s'en produira à l'avenir. Faute de pouvoir les éviter, on doit s'efforcer de prévenir, ou du moins, limiter les dommages qu'ils occasionnent, autrement dit, réduire le risque sismique [2].

Le risque sismique, peut être évalué pour une construction, pour une ville ou pour une région spécifique. Il est défini par aléa de probabilité de pertes en biens, en activités productives et en vies humaines, dans un laps de temps donné. Il augmente constamment avec la densité de la population et avec le potentiel économique du pays.

Paradoxalement, le développement des sociétés pour les pays sismiques, entraîne donc un accroissement de leur propre vulnérabilité, face aux tremblements de terre. Par contre, les sociétés avancées, disposent généralement de connaissances scientifiques poussées des processus géophysiques, ainsi que de moyens techniques de protection des constructions contre les effets des séismes. Il est donc souhaitable, que ces connaissances et ces moyens, soient effectivement utilisés, pour ramener le risque sismique, à un niveau acceptable pour la collectivité [2].

Le risque sismique dépend d'une part de la probabilité d'occurrence des séismes, donc de l'aléa sismique et d'autre part de la vulnérabilité des constructions menacées. En l'absence de constructions et de personnes, il est nul [2].

La prédiction sûre et précise des tremblements de terre, si elle était possible, pourrait éviter les pertes de vie humaines, mais ne saurait sauvegarder le patrimoine bâti. La seule protection efficace, est le confortement préventif des constructions existantes, et la construction parasismique pour les bâtiments neufs, c'est à dire l'art de construire de manière telle, que les bâtiments, même endommagés ne s'effondrent pas. Ceci passe par le respect des règles de conception, de calcul et d'exécution [3].

La construction parasismique, est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leur mode d'application, sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les codes parasismiques.

## 1.2. Réglementation parasismique

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, aussi et afin de réduire ce risque les sociétés se sont dotées de réglementation parasismique à même de leur assurer un minimum de sécurité et de réduire un tant soit peu les pertes en vies humaines et en infrastructures.

### 1.2.1. Evolution de la réglementation parasismique

On donne ci après un historique sur les règlements parasismiques ainsi que leurs évolutions.

#### a) Premières tentatives

L'une des premières conceptions parasismiques réalisées dans le monde remonte à la période Ottoman avec la reconstruction de la Casbah d'Alger, après sa destruction par un violent séisme en 1716.

Puis c'est au début du XX<sup>e</sup> siècle, après les séismes de San Francisco (18 avril 1906) et de Messine (28 décembre 1908) que les premières règles de calcul parasismique furent proposées. Elles visaient simplement, à imposer une certaine résistance des structures vis à vis des efforts horizontaux, au moyen d'un coefficient sismique forfaitaire (de l'ordre de 0.1), éventuellement modulé en fonction de la cote (coefficient sismique plus élevé pour les étages supérieurs).

à cette époque, on ne disposait d'aucune donnée d'enregistrement de mouvements forts, et les valeurs d'accélération du sol, étaient l'objet de conjectures (fondées, par exemple, sur le renversement, ou le maintien en place des statues) qui s'accordaient en général, pour prédire des valeurs assez faibles (de l'ordre de 1 à 2m/s<sup>2</sup>) et justifiaient les coefficients sismiques choisis.

En parallèle avec ces premières tentatives de calcul, l'importance des dispositions de constructions et particulièrement des « choses à ne pas faire » a été

rapidement reconnue et les premiers codes parasismiques, ont introduit des recommandations sur la nature des contreventements et la mise en œuvre des matériaux [4].

#### b) Codes parasismiques de deuxième génération

Le premier enregistrement de mouvements forts, fut obtenu à Long Beach en 1933 et, jusqu'en 1970, le nombre de tels enregistrements est resté très limité. Le plus célèbre, qui a été utilisé par des générations de calculateurs, est celui d'El Centro en Californie (18 mai 1940) dont une composante horizontale a atteint l'accélération de  $3.4 \text{ m/s}^2$ . Cette valeur paraissait très élevée d'après l'opinion la plus répandue à l'époque, et beaucoup d'experts pensaient qu'elle était proche du maximum, concevable qui était considéré comme étant de l'ordre de  $5 \text{ m/s}^2$ .

En 1971, le séisme de San Fernando également en Californie, fournit un très grand nombre d'enregistrements dont un, celui de Pacoima Dam, dépassait l'accélération de la pesanteur. Les ingénieurs de génie parasismique, dont certains avaient déjà pressenti que les spéculations alors en vigueur, sur la limitation des mouvements sismiques n'étaient guère fondées, pensaient que le mouvement sismique pouvait être beaucoup plus intense que ce que l'on croyait.

Corrélativement, la compréhension du comportement des structures sous charges dynamiques, progressait rapidement, suite au développement des études expérimentales, notamment celles sur table vibrante, et à l'apparition du calcul informatique. Le rôle fondamental de la dissipation d'énergie, lors des cycles de déformation inélastique, fut mis en évidence. Il permit de comprendre le bon comportement, de certaines structures non calculées au séisme, ou calculées avec des coefficients sismiques modérés, ainsi que la ruine de certaines autres, dont la capacité de dissipation d'énergie étaient insuffisantes.

Ces progrès ont été concrétisés, dans les codes dits de deuxième génération dans lesquels :

- le caractère dynamique de la réponse, est explicité par un coefficient dépendant de la période fondamentale de la structure [4-5].

- le rôle de la ductilité est reconnue implicitement, par le fait que les coefficients sismiques, restent modérés (alors que les nouvelles données d'enregistrement auraient du conduire, à une augmentation sensible) et par l'accent qui est mis sur les dispositions constructives (notamment les chaînages dans les constructions en

maçonneries et les armatures de confinement, dans les constructions en béton armé) nécessaires, pour l'obtention de la ductilité.

Les règles PS 69 ont pris, en France et en Algérie, la suite des recommandations AS 55, règles de première urgence, édictées pour l'Algérie après le séisme d'Orléanville (1954), élaborées pour l'essentiel en 1962, retouchées en 1964, elles ont été publiées en octobre 1970 sous forme d'un D.T.U (Document Technique Unifié). Après le séisme de 1980 à El Asnam (ex-Orléanville), la nécessité de certaines révisions, a conduit la rédaction des addendas de 1982.

Dans ces règles, le coefficient sismique horizontal  $\sigma_x$  [4] est donné par la formule :

$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \sigma \quad 1.1$$

avec :

$\alpha$  : coefficient d'intensité, caractérisant l'aléa sismique.

$\beta$  : coefficient de réponse, fonction de la période fondamentale et du niveau d'amortissement dit normal.

$\gamma$  : coefficient de distribution suivant les étages.

$\sigma$  : coefficient de fondation, destiné à traduire le fait que les constructions sont plus vulnérables sur sol médiocre.

### c) Codes parasismiques de troisième génération

Le défaut principal des codes de deuxième génération, est que la prise en compte de la ductilité n'est pas explicite, et qu'il n'est donc pas possible de représenter les différences de comportement, entre les structures véritablement ductiles et celles qui le sont peu. Il en résulte, une disparité, dans la sécurité effectivement obtenue avec ces codes.

C'est pourquoi les codes parasismiques modernes, dit de troisième génération, ont choisi d'explicitier le coefficient de comportement. Outre l'introduction du coefficient de comportement, d'autres paramètres ont été introduits tels que :

- définition du mouvement sismique par des spectres de réponse élastique, différents suivant la nature du sol, et modulés en sévérité par un facteur multiplicatif (accélération nominale). Ce facteur est fonction de la zone de sismicité et du niveau de sécurité visé ;

- extension considérable du champ d'application. Des chapitres entièrement nouveaux ont été rédigés, par exemple, sur les sols, etc...

- élargissement de l'éventail des méthodes de calcul (possibilité de faire des calculs temporels ou stochastiques, indication sur le traitement de l'interaction sol structures) ;
- harmonisation des critères de vérification de la sécurité [4-5].

### 1.2.2. Evolution de la réglementation en Algérie

En Algérie, le problème sismique n'était pas pris en compte jusqu'à l'indépendance car, il n'y avait aucune obligation vis-à-vis du calcul sismique, du fait de la non disponibilité de règles parasismiques Algériennes. Sauf pour la ville de Chlef qui a subi un séisme destructeur en 1954, qui a causé de gros dégâts aux constructions. Les Français ont alors élaboré un règlement propre « les règles A.S 55 ». Ces règles ainsi que les règles PS69 ont servi de documents de référence pour le calcul des structures de 1962 à 1980.

En 1975 un ingénieur américain a suggéré aux Algériens de contacter l'université de Stanford (Californie), dont les recherches étaient très avancées dans le domaine sismique, afin de les aider à établir un règlement parasismique spécifique à l'Algérie. L'aléa sismique a été introduit pour la première fois, et le territoire Algérien a été découpé, en différentes zones sismiques.

Après le séisme de Chlef en 1980, les règles de calcul sismique ont été rendues obligatoires.

En 1981, est apparu le premier règlement parasismique intitulé RPA 81. Par la suite, en 1983, une nouvelle version a été publiée (RPA 83), avec l'introduction des chapitres sur le dimensionnement, et la vérification des éléments de la structure en béton armé.

En 1988 arrive le RPA 88 avec tentative de réduction des coefficients, ainsi que la méthode d'analyse spectrale. Le RPA 99 paru en 2000, est certes une continuité des documents précédents, mais il a l'avantage de donner une mise à jour actualisée des règles Techniques, en ayant essayé de tirer des leçons des séismes, survenus entre temps en Algérie [5-7].

Le RPA a concerné essentiellement les constructions en maçonneries et en béton armé. Les structures en charpente métallique sont concernées par une autre réglementation.

### 1.3. Construction en charpente métallique

Comparativement aux autres types de construction, la charpente métallique a ses avantages et ses inconvénients. On donne dans ce qui suit, un historique et une description sur ce type de construction.

### 1.3.1. Historique de la construction en charpente métallique

Le fer a fait son apparition comme matériau de construction au milieu du XVIII<sup>e</sup> siècle. Ses fonctions principales, étaient essentiellement l'ornementation et le renforcement des ossatures. Le rôle de nombreuses pièces métalliques, était aussi de maintenir les pierres dans leur position initiale par agrafage. A la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle, les pièces métalliques n'étaient plus cachées dans les murs de pierre. Mais composaient l'ossature principale des constructions, contribuant ainsi à une nouvelle forme de construction.

Avec le fer, les schémas ou méthodes de conception furent bouleversés. En effet, le concepteur ne travailla plus avec des éléments singuliers en fonte moulés en ateliers, mais avec des profilés standard (I, T, L), dont l'assemblage permettait d'aboutir aux solutions recherchées. Ce passage d'éléments uniques à des produits normalisés, fut possible grâce aux nombreux développements effectués dans le domaine des chemins de fer. C'est ainsi qu'apparurent au début du XIX<sup>e</sup> siècle les premières poutrelles en fer forgé en I, en T ou en L [8-9].

Le succès de cette standardisation et préfabrication des éléments métalliques n'aurait pas pu être possible sans rivets. Ce moyen d'assemblage permit en effet une combinaison presque illimitée, des profilés standards donnant lieu ainsi à des structures très différentes répondant aux divers problèmes.

Ces nouveaux moyens d'assemblage et les nombreux produits standards, conduisirent à une architecture révolutionnaire, où apparut le premier mouvement architectural de Joseph Paxton, ce dernier développa dans les années 1850, un ensemble de règles se rapportant à la construction métallique.

Les progrès techniques réalisés dans le domaine de la production métallique, contribuèrent à l'apparition d'un nouveau matériau, appelé acier, ce dernier, dérivant directement du fer apparut à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle, modifiant l'environnement de la construction.

Les performances de ce nouveau matériau, entraînèrent la modification des procédés d'assemblage, des techniques de laminage et des modèles de calcul. En effet, avec la soudure, on passe d'un assemblage riveté ponctuel, à une liaison

linéaire, c'est également à l'apparition de l'acier que les dimensions des produits fabriqués en deviennent importantes. Il est alors possible d'obtenir des profilés d'une longueur supérieure à 6 m. L'utilisation de l'acier devient ainsi de plus en plus massive à la fin du XIX siècle [8] et [9].

### 1.3.2. Structures Métalliques en Algérie

En ce qui concerne, les structures en acier conçues et réalisées dans les règles de l'art, ces structures ont généralement un meilleur comportement vis-à-vis du séisme, que les structures en béton armé ou en maçonnerie, même si elles n'ont pas été spécialement conçues pour être parasismiques à la base.

Ces structures doivent obéir à la réglementation algérienne, qui est le CM66, ce dernier a été modifié et amélioré dix ans après par un le règlement CM97, mais ne traite pas des exigences relatives à la sécurité parasismique.

Les enquêtes effectuées sur les lieux de séismes, ont révélé que les raisons principales de ruines sont l'instabilité élastique (flambage, voilement.....) ; et le degré de dommages subis par les éléments non structuraux (cloisons, façades, .....etc) a été parfois élevé. En effet la flexibilité des ossatures métalliques, est incompatible avec la faible déformabilité des éléments rigides utilisés pour les seconds œuvres. Par conséquent, les fixations des éléments non structuraux, devraient être conçues de manière à tolérer les dommages des mouvements de l'ossature [9].

Le bon comportement des structures en acier, lors des tremblements de terre est du avant tout, aux nombreuses qualités « parasismiques » du matériau acier. Homogène et résistant, il résiste aussi bien à la traction qu'à la compression, et ainsi supporte mieux que les autres matériaux de structure, l'alternance de ces deux efforts. Sa résistance au cisaillement est également bonne, ce qui est une propriété importante, pour résister aux séismes ; son rapport élevé résistance/masse volumique, permet la réalisation de structures légères, qui mobilisent des charges sismiques relativement modérées [8].

L'acier est très résilient et peut donc absorber beaucoup d'énergie cinétique, au cours de ses déformations élastiques. Il a aussi une excellente ductilité et dissipe par conséquent bien l'énergie, à travers ses déformations plastiques.

Toutes ces propriétés rendent possible la réalisation d'édifices parasismiques très performants, offrant une grande résistance pour un poids total relativement faible. Il faut cependant veiller à ce que les propriétés parasismiques de l'acier, notamment la résilience et la ductilité, soient conservées au niveau des éléments de structure, de leurs assemblages et des structures entières. Le principal inconvénient des constructions en acier, est leur corrodabilité qui rend nécessaire une protection par la peinture ou par tout autre procédé [2].

### 1.3.3. Types de Structure Métallique

Les structures métalliques de bâtiments en zones sismiques doivent préalablement à toute vérification parasismique, satisfaire aux règlements de construction métallique et aux normes en vigueur.

En complément de ces règles, les structures métalliques devant résister à l'action sismique, doivent en outre satisfaire aux conditions particulières de conception et de résistance de la réglementation parasismique.

L'énergie sismique externe, à laquelle les structures seront soumises, est dissipée essentiellement sous forme hystérétique par travail de déformation plastique dans les éléments de structure ou dans les zones localisées de ces éléments.

Les structures sont classées en différents types, en tenant compte à la fois de leur rigidité et de leur résistance plastique (au sens dissipatif) vis à vis de l'action sismique. Ce classement se traduit dans les valeurs affectées, au coefficient de comportement, qui peut être utilisé dans l'analyse de la structure [12].

La structure métallique peut être conçue :

- Soit avec un comportement non dissipatif.
- Soit avec un comportement dissipatif

#### 1.3.3.1. Les structures métalliques à comportement non dissipatif

Ces structures, qui ne relèvent d'aucune classification particulière en termes de conception parasismique, sont dimensionnées de manière à devoir résister à l'action sismique de calcul, en restant dans le domaine du comportement élastique, et doivent satisfaire les règles en vigueur pour la vérification des constructions métalliques.

Dans ces structures, les zones dissipatives se produisent essentiellement, au voisinage des nœuds d'assemblage poutre poteaux, et de préférence dans les

poutres, la dissipation d'énergie se fait par déformation plastique, localisée sous forme de rotules plastiques.

L'action sismique est reprise essentiellement dans les zones dissipatives. Elles se produisent essentiellement au niveau des barres composant le système de contreventement par des sollicitations axiales (traction et de compression). En réalité, la majeure partie de l'énergie dissipative, est due au comportement ductile des barres en traction. Toute fois sous réserve d'une limitation de l'effet de dégradation, par flambement et de contrôle des conditions de rigidité des nœuds, les barres de contreventement en compression, peuvent contribuer partiellement au comportement dissipatif de la structure.

Nous rappelons ci-après les structures qui sont considérées comme non dissipatif.

a) Contreventement en croix de Saint-André et par tirant

Les diagonales en compression, constituent des éléments faiblement dissipatifs, par leur dégradation rapide sous l'effet des compressions et des tractions alternées sous sollicitations axiales répétées (Figure 1.1).

La dissipation d'énergie doit s'effectuer, par plastification des tirants, avant que des rotules plastiques, ne puissent apparaître dans les autres éléments de l'ossature, ou dans les assemblages [12]

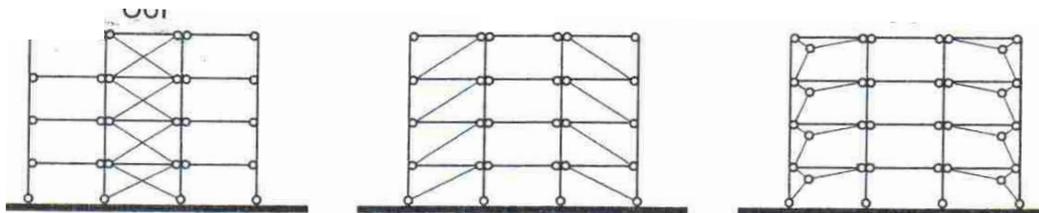


Figure 1.1 : Ossature à contreventement en croix de Saint-André et par tirant [12].

b) Contreventement en K

Il est à éviter dans la construction parasismique, il est interdit par le code (U.B.C Uniform Building Code 1994, (règlement parasismique des états unis d'Amérique) pour les bâtiments de plus de 2 niveaux) (Figure 1.2). Il ne dissipe pas l'action sismique et sollicite les poteaux à mi-portée, ce qui peut entraîner un effet de poteau court. Toute rotule plastique que les barres de contreventement induiraient dans les poteaux, pourrait conduire à l'effondrement de l'ossature [2].

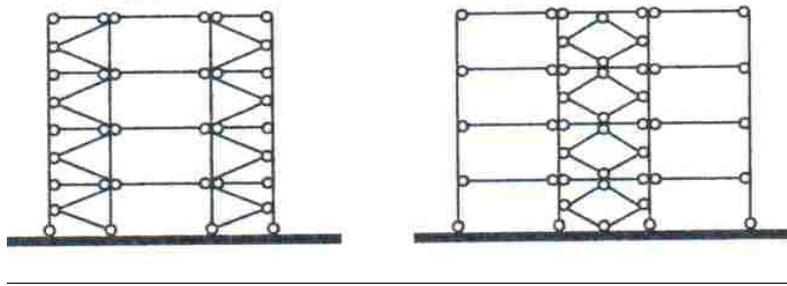


Figure 1.2 : Ossature à contreventement en K et double K [10].

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des lignes d'épure des diagonales de contreventement, se trouvent sur l'axe des poteaux.

### 1.3.3.2. Structure parasismique à comportement dissipatif

Ces structures, sont dimensionnées de telle façon que, lors d'un événement sismique certains de ses éléments, sont le siège de déformations plastiques, dont la localisation et l'efficacité doivent être parfaitement contrôlées.

On distingue plusieurs types, dont nous donnons ci-après les plus importants.

#### 1.3.3.2.1. Structures à cadres

Ces structures en portique très dissipatives, sont relativement flexibles et conviennent pour les sols durs et fermes. Leur degré d'hyperstaticité est élevé et elles ont donc une grande réserve de résistance, essentiellement par la résistance en flexion des barres, et la résistance des assemblages dites rigides, de nombreuses rotules plastiques pouvant se former avant leur ruine (Figure 1.3). Celles-ci doivent apparaître dans les poutres, et non pas dans les poteaux ou les nœuds (principes poteau fort- poutre faible) par conséquent, la résistance ultime des nœuds et des poteaux doit être supérieure à celle des poutres [2].

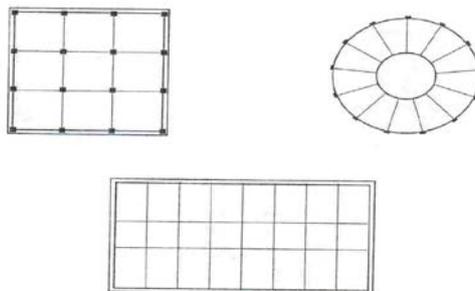


Figure 1.3 : Ossature en portiques croisés [2].

### 1.3.3.2.2. Structures contreventées

Vis à vis du comportement dissipatif de ces structures, le système de contreventement peut être conçu de deux manières différentes : Soit de manière centré soit de manière excentré.

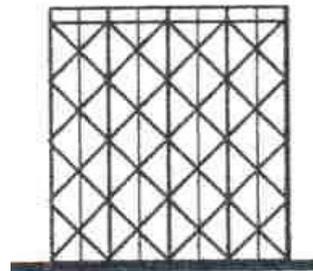
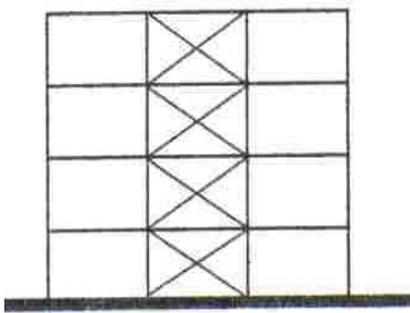
#### a) Contreventement centré

Il s'agit de structures classiques en treillis, pour lesquelles les lignes d'épure du système de contreventement ne présentent aucun excentrement, par rapport à l'intersection des lignes moyennes des barres.

Les systèmes de contreventement centré se classe comme suit :

- Contreventement en croix de Saint-André

Dans ce système, il est admis de considérer que seules les barres de contreventement en traction, pour un sens donné de l'action sismique horizontale, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de la structure (Figure 1.4).



Figure

1.4 :

Ossatures contreventées à nœuds rigides [12].

- Contreventement en V

Ce système, est constitué de barres rigides, il dissipe donc l'énergie en traction et en compression, obligatoirement avant la plastification des autres parties de l'ossature (Figure 1.5). Le point d'intersection des diagonales de contreventement, se trouve sur la barre horizontale qui doit être continue. La résistance de l'action sismique horizontale, ne peut être procurée que dans la mesure, où les diagonales de contreventement comprimées, doivent intervenir dans la stabilité de la structure. Les assemblages sont en général articulés, toutefois les assemblages rigides du contreventement avec l'ossature, présentent un meilleur comportement sous séisme et deviennent quasi inévitables, dans le cas de bâtiments tours [12].

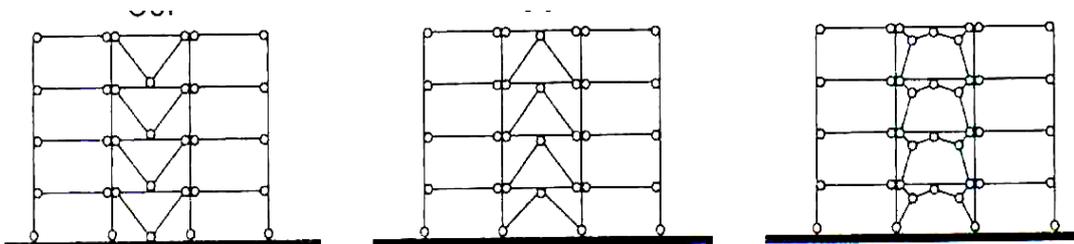
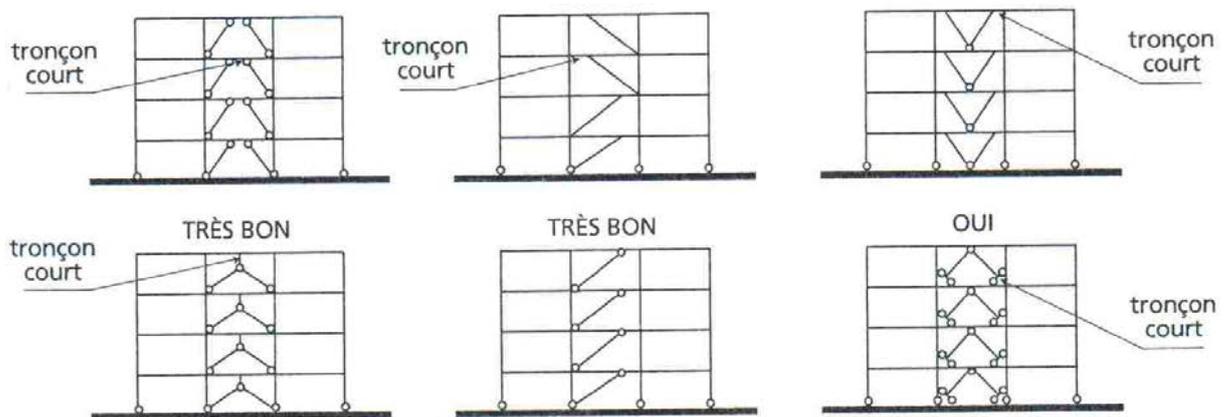


Figure 1.5 : Ossature à contreventement en V [12].

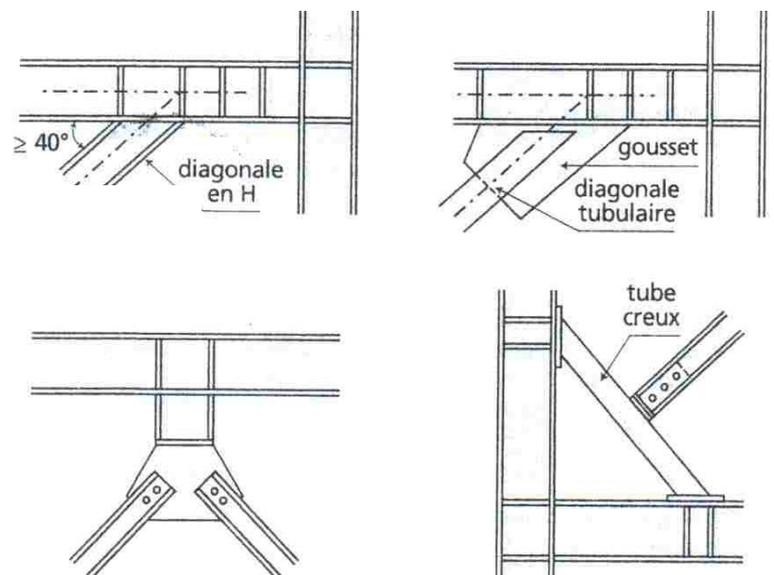
b) Structure à Contreventement excentré

Solution relativement récente, confèrent à l'ossature une excellente capacité à dissiper l'énergie. Il s'agit d'un système où les lignes d'épure des barres de contreventement, ne passent pas par les lignes moyennes des poutres et poteaux. Le but est que les barres de contreventement aboutissent en dehors des nœuds. Des exemples de ce système sont données dans la figure 1.6.

Figure 1.6 : Ossature à contreventement excentré [2].



Les excentrement introduisent dans la structure des zones (rotules plastiques) où se localisent les dissipations d'énergie par déformation plastique. La plastification se produit dans les tronçons courts; elle permet de réduire les efforts engendrés, dans les autres membrures. Différentes dispositions de barres sont possibles, comme le montre la figure (Figure 1.7) ci après [2].



**Figure 1.7 :** Contreventement excentré : détail du tronçon court [2].

### 1.3.3.2.3. Structures à cadres et contreventées

Ce type de structure, combine les comportements des deux types de structure décrite précédemment. Les structures à cadres et contreventées, présentent un très bon comportement parasismique (Figure 1.8).

La dissipation de l'énergie apportée par l'action sismique, se fait à la fois par la formation de rotules plastiques dans les poutres, et par déformation plastique axiale dans les barres de contreventement. Ces barres interviennent également pour limiter les déplacements relatifs entre planchers consécutifs [12].

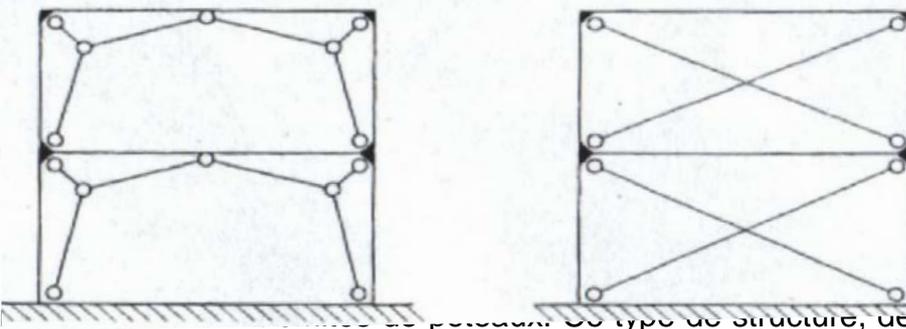
Figure 1.8 : Structures à cadres et contreventées [12].

### 1.3.3.2.4. Structures avec diaphragmes

Ces structures résistent vis à vis de l'action sismique, par l'effet de diaphragme des parois verticales (murs) et ou horizontales (planchers). Le niveau de comportement dissipatif de ces structures est fonction de la capacité de résistance ductile à partir des techniques de l'ossature de [12].

### 1.3.3.2.5.

Ces structures sont dissipatives et localisées. Ces structures, de faible degré d'hyperstaticité concerne aussi bien les portiques classiques à un seul niveau, avec une traverse rigide, que des structures élancées de type « tube » où les éléments résistants, sont essentiellement des poteaux situés en périphérie de la structure (Figure 1.9).



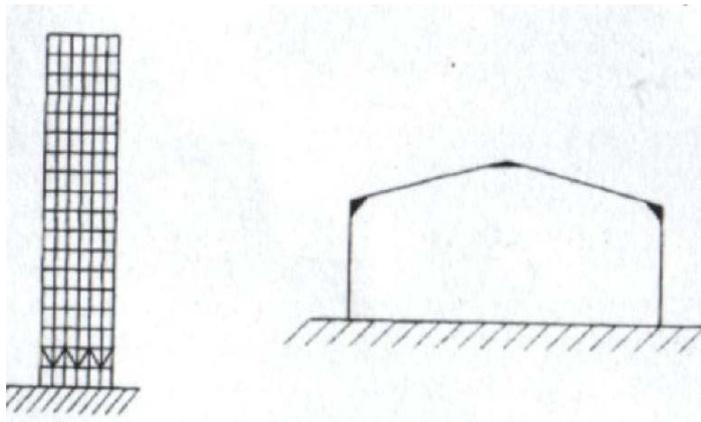


Figure 1.9 : Structures fonctionnant en console verticale [10]

Néanmoins toutes ces structures « dissipatif et non dissipatif », bien qu'elles soient conçues et réalisées pour être parasismiques, différents facteurs peuvent cependant endommager ces structures, et ce pour différentes raisons qu'elles soient conceptuelles (régularité en plan ou en élévation, joint sismique...), ou pour des raisons d'usage (changement apporté à la structures) ou de phénomènes naturels (séisme, inondation...) qui peuvent affaiblir les structures et les rendre plus vulnérables.

#### 1.4. Vulnérabilité sismique

La vulnérabilité des bâtiments est définie comme étant le degré d'endommagement qu'infligerait un séisme de paramètres  $X$  à une construction donnée ainsi qu'à l'assise, ou le degré de perte occasionné à un élément ou à un ensemble d'éléments soumis à une probabilité donnée d'occurrence d'un phénomène naturel (séisme) de magnitude donnée. [6] et [7]

Afin d'exprimer la vulnérabilité d'une construction il faut tenir compte :

- Des caractéristiques intrinsèque de la construction (hauteur, sols,...etc.)
- Caractéristique d'un séisme (intensité, contenu fréquentiel... etc.).

Mais lorsqu'on traite de l'évaluation de la vulnérabilité, on fait appel à plusieurs notions de base qui sont : risque, aléa, site, exposition qui se doivent d'être bien définies, afin d'avoir une compréhension juste [7].

La vulnérabilité ne peut être dissociée du risque et de l'aléa. Le risque  $R$  est par définition :

La convolution de l'aléa A, de la vulnérabilité à cet aléa V, et de la valeur de l'élément exposé E.

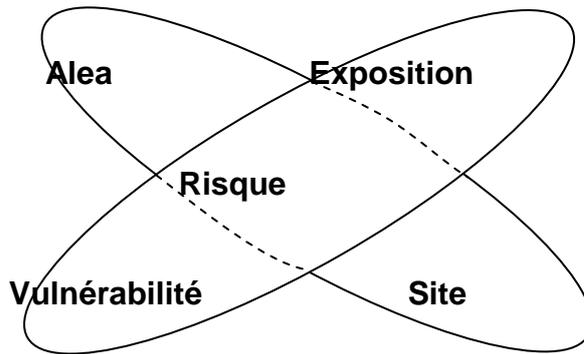


Figure 1.10 : Un risque est une corrélation entre Aléa sur un site, et la vulnérabilité de l'élément exposé.

**Risque** : espérance mathématique de pertes en vies humaines, blessés, dommages aux biens et atteinte à l'activité économique au cours d'une période de référence, dans une région donnée, pour un aléa particulier.

**Aléa** : événement menaçant ou probabilité d'occurrence, dans une région et au cours d'une période donnée, d'un phénomène pouvant engendrer des dommages. Un aléa, est ce qu'il est on ne peut ni le réduire, ni le contrer.

**Éléments exposés** : ce sont l'ensemble des infrastructures et des structures présentes, à un site donné et soumises à un aléa donné. Un site peut être soumis à plusieurs aléas.

**Vulnérabilité** : degré de perte d'un élément à risque, résultant d'un phénomène susceptible d'engendrer, des victimes et des dommages matériels [11].

En ce qui nous concerne nous nous intéresserons seulement à l'aléa sismique, avec comme éléments exposés les structures en charpente métallique.

#### 1.4.1. Analyse de la vulnérabilité sismique

L'analyse de la vulnérabilité sismique, est l'estimation de la consistance en terme qualitatif et quantitatif de l'élément à risque, en d'autres termes c'est l'estimation de son degré d'endommagement par événement sismique [15].

Le terme vulnérabilité exprime aussi les différences de réaction des bâtiments, aux secousses sismiques. Si deux bâtiments sont soumis exactement à la même

agression sismique et qu'un bâtiment a été moins endommagé, il a une vulnérabilité plus faible aux tremblements de terre et vice versa [11].

De là on peut déduire que les objectifs d'une étude de vulnérabilité sismique est :

- d'estimer les dommages prévisibles aux personnes et aux biens
- d'identifier les bâtiments les plus vulnérables au séisme
- d'identifier les éléments à risque afin d'intervenir dessus pour réduire la vulnérabilité du bâtiment à l'étude.
- De préparer les plans de gestion des secours et de reconstruction

#### 1.4.2. Méthodes disponibles pour une analyse de vulnérabilité du bâti

Les méthodes sont nombreuses, elles sont fonction du système constructif, de l'usage...etc. Il y a plusieurs sources de fonction de vulnérabilité dans la littérature pour différente classe de structure qui se basent sur l'observation des séismes passés et sur l'estimation théorique et expérimental de charge pouvant être supporté [15].

Plusieurs classifications ont été proposées dans la littérature pour décrire les nombreuses méthodes utilisées jusqu'à présent pour évaluer la vulnérabilité sismique. Ces méthodes peuvent être divisées en deux catégories, qui sont plus ou moins liées à l'échelle de l'espace considérée pour l'analyse (par exemple, niveau urbain ou niveau du bâtiment, etc.). À grande échelle, les approches fondées sur des méthodologies empiriques consistant à évaluer la vulnérabilité à partir d'observations de la répartition statistique des dommages causés par des séismes antérieurs ou par le jugement d'experts.

Au contraire, à l'échelle locale, l'évaluation de la vulnérabilité est effectuée sur une base mécanique en prenant en compte les caractéristiques structurelles individuelles, ainsi que les caractéristiques locales du sol, et en utilisant des analyses numériques détaillées. La figure 1.11 présente une représentation schématique de cette classification, ainsi que des avantages et inconvénients de ces deux approches principales [16].

Le tableau 1.1 et la figure 1.11 ci-dessous fait la synthèse du positionnement des différentes méthodes et reflète la plus parts des approches qui concernent la vulnérabilité sismique ces dernières peuvent être classées suivant leur échelle d'analyse ou suivant l'approches de l'analyse :

	Observation de la vulnérabilité résultant de séismes passés	Jugement expert	Modèles analytiques simples	Attribution de pointage	Analyses détaillées
Méthodes hybrides	<p>DPM élaborées à partir des statistiques des séismes passés</p> <p>Fonctions de vulnérabilité pour différents types de bâtiments</p>	<p>Ensemble de bâtiments</p> <p>Difficilement applicable pour d'autres régions ou d'autres types de structures</p> <p>Méthode subjective comportant des incertitudes sur l'estimation des dommages et sur l'opinion formulée</p>	<p>Modèles simples servant à identifier les mécanismes de ruptures potentiels et le degré de dommages résultant</p>	<p>Attribution de cotes aux bâtiments dans le but de les classer dans un inventaire</p>	<p>Procédure statique linéaire</p> <p>Dynamique linéaire</p> <p>Statique non linéaire</p> <p>Dynamique non linéaire</p>
		<p>Hong (2003): FEMA-178 et système d'inférence floue (basé sur le jugement d'experts) pour tenir compte des incertitudes. Résultat: INDEX DE PERFORMANCE</p> <p>Fisher, Alvarez et al. (2002): Macro-éléments inélastiques avec le logiciel HAZUS® pour un nombre limité d'édifices</p>		<p>Kanda, Iwasaki et al. (1997): Analyses statiques non linéaires avec l'intégration de notions de fiabilité pour le calcul d'un index de performance</p>	
	<p>EMS (1992 et 1998): fonctions de vulnérabilité basées sur les vulnérabilités observées et sur le jugement d'experts</p>				
	<p>Lang (2002): Approche analytique avec procédure statique non linéaire. Résultat: courbes de capacité reliées à EMS-98 et fonctions de vulnérabilité</p>				
	<p>McCormack &amp; Rad (1997): Estimation des pertes à partir de la procédure FEMA 154-155 en utilisant les DPM de PAIC-13</p>				

Figure 1.11 : Classification des méthodes et positionnement des références. [14]

Ces méthodes peuvent être aussi divisées en deux catégories, qui sont plus ou moins liées à l'échelle considérée pour l'analyse. A grande échelle, des approches basées sur des méthodologies empiriques consistant à évaluer la vulnérabilité à partir des observations de dommages statistiques, les distributions dues à des

tremblements de terre ou à un jugement d'expert sont généralement préférées. Mais à l'échelle locale, l'évaluation de la vulnérabilité est effectuée sur une base mécanique en tenant compte des caractéristiques structurelles individuelles, ainsi que des caractéristiques locales du sol, et en utilisant des analyses numériques détaillées [17]. Une représentation schématique de cette classification, ainsi que les avantages et les inconvénients de ces deux approches principales, est présentée dans la figure 1.12.

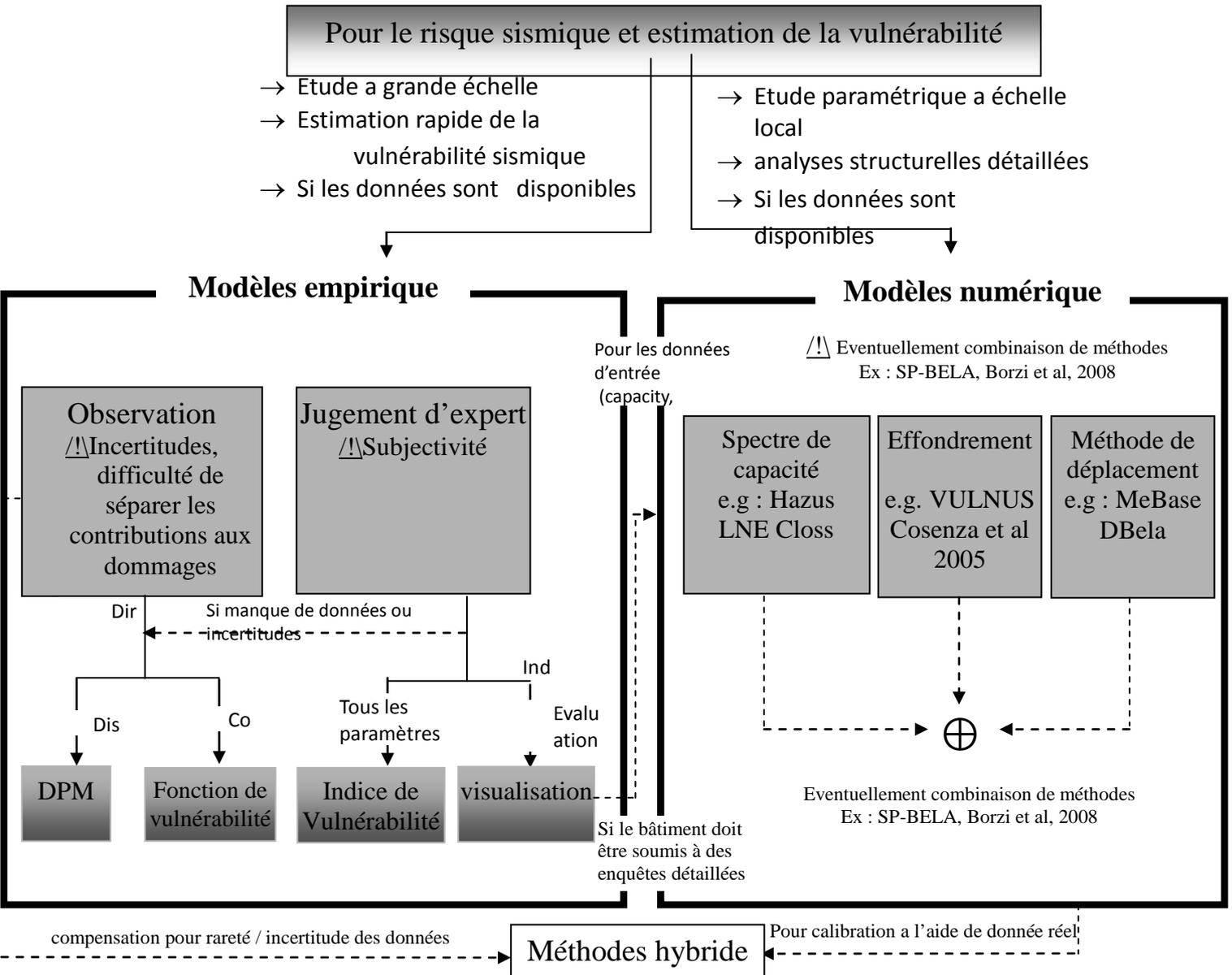


Figure 1.12 : Représentation schématique des modèles d'évaluation de la vulnérabilité et des risques sismiques [17].

La méthode utilisée pour évaluer la vulnérabilité peut varier selon les dangers et dépend de la qualité et de la quantité des données disponibles. Pour évaluer la vulnérabilité à grande échelle, il est courant d'établir des typologies d'éléments

exposés et d'évaluer la vulnérabilité d'un élément représentatif exposé à l'agression externe comme le premier pas.

La deuxième étape consiste à attribuer un indicateur de vulnérabilité (tel qu'un indice de vulnérabilité ou une fonction de fragilité) à l'ensemble des éléments, de manière uniforme ou aléatoire, afin d'obtenir des informations sur les zones urbaines dans leur ensemble. Dans la figure 1.13 montre la procédure d'une étude de vulnérabilité :

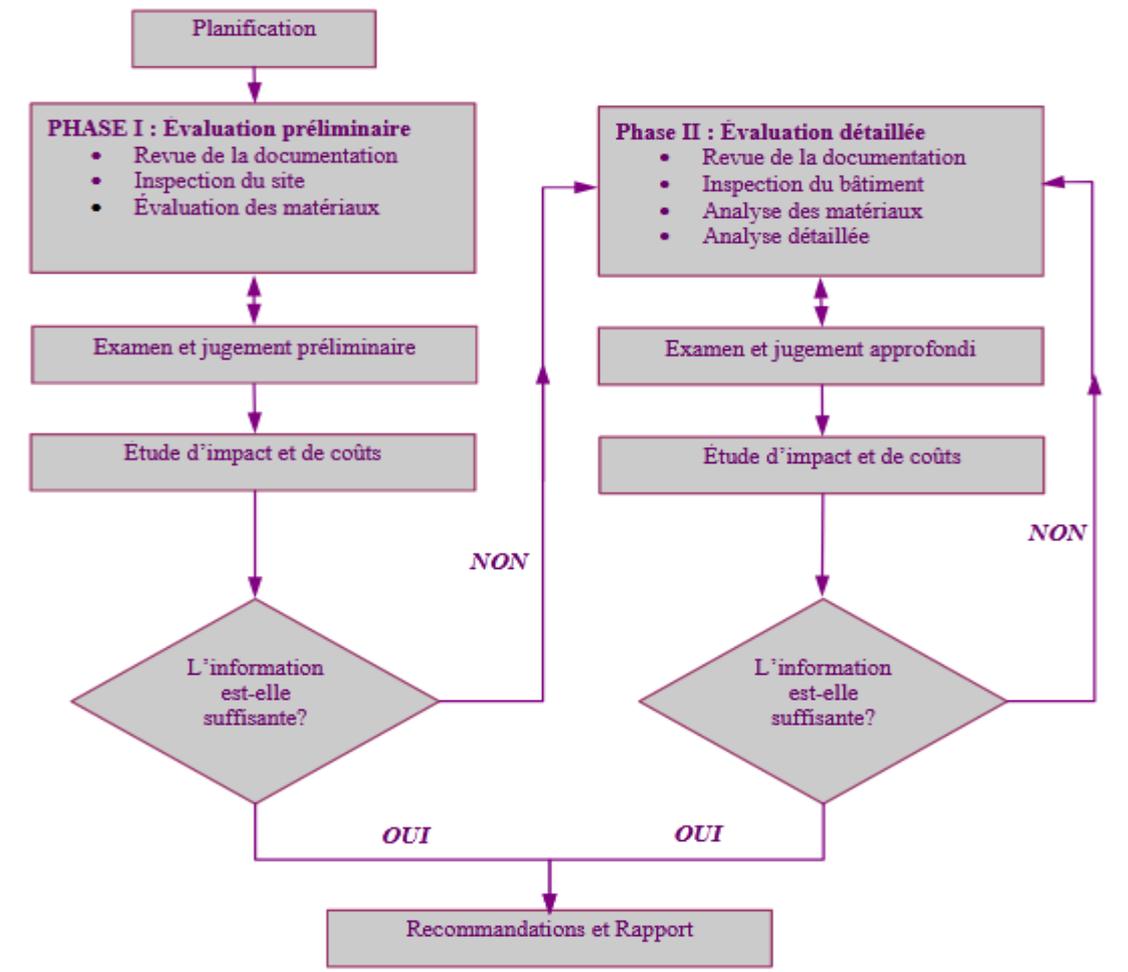


Figure 1.13 : Procédure d'évaluation structurale (ASCE) [14].

#### 1.4.2.1. Méthodes suivant les échelles d'analyse

On distingue plusieurs échelles d'investigation comme il est illustré sur la (figure 1.11).

Elles dépendent de l'échelle pays, région, commune, du nombre de bâtiments à analyser ainsi que du budget et du temps disponibles [13]. On distingue plusieurs échelles d'investigation.

#### a. Analyses globales

Utilisant directement les répartitions statiques des dommages des échelles d'intensité (échelles MSK, EMS) en fonction de la typologie de structures.

#### b. Analyses semi-globales

Où les bâtiments ne sont pas analysés individuellement, mais de façon statique. Le traitement des données recueillies sur le parc immobilier, vise généralement à classer les bâtiments, dans les typologies redéfinies, dont on a une estimation de la vulnérabilité sismique.

#### c. Analyses précises

Où les bâtiments sont analysés individuellement, mais avec des méthodes simplifiées

#### 1.4.2.2. Méthodes suivant l'approche d'analyse

Une fois l'échelle de l'analyse définie, les méthodes d'évaluation des dommages (Figure 1.11) en cas de séisme, s'appuient généralement sur l'utilisation de matrices probabilistes de dommages, ou de courbes de vulnérabilité, qui donnent le pourcentage d'une famille de bâtiments, ayant atteint un certain niveau de dommages. Ces méthodes se basent sur le retour d'expérience et des estimations de dommages après plusieurs séismes ou sur les données de dommages moyens subis par la structure en fonction du niveau sismique [13]. On distingue parmi ces méthodes, l'approche probabiliste, L'approche statique utilisant des courbes de vulnérabilité et l'approche déterministe.

#### a. L'approche probabiliste utilisant des matrices de probabilité de dommages

Présentées comme une des premières méthodes développées pour l'estimation des dommages, les matrices de probabilité de dommages DPM (damage probabiliste matrix) sont issues directement de retour d'expérience et des estimations de dommages après plusieurs séismes.

En général le niveau sismique est exprimé par une intensité (MSK ou EMS 98) pour laquelle l'importance des dommages suivant la typologie est donnée par un niveau de l'échelle [12]. Dans la figure 1.14, nous présentons un exemple de DPM contenant une description qualitative de la proportion de bâtiments qui appartient à chaque catégorie de dommages pour différents niveaux d'intensité pour une classe de vulnérabilité donnée [18].

Damage Level Intensity	Damage Grade				
	1	2	3	4	5
V					
VI	Few				
VII		Few			
VIII		Many	Few		
IX			Many	Few	
X				Many	Few
XI					Many
XII					Most

Figure 1.14 : Exemple de DPM pour une classe de vulnérabilité selon l'intensité sismique [18].

#### b. L'approche statique utilisant des courbes de vulnérabilité

Ces dernières « vulnerability curves » ou « fragility curves » sont identiques aux matrices de probabilité de dommages, mais ont l'avantage d'avoir l'expression analytique, et de ne pas présenter de discontinuité. Une courbe de vulnérabilité donne, pour un niveau de séisme donné, la probabilité que le dommage soit supérieur à une valeur (chaque courbe est donc associée à un niveau de dommage). Chaque type de construction, est défini suivant la vulnérabilité et la nature des dommages, et classée dans une échelle à plusieurs degrés [13,19]

#### c. L'approche déterministe utilisant des courbes de vulnérabilité

Même si le même nom est souvent utilisé dans la littérature, il faut distinguer une seconde famille de courbes de vulnérabilité, qui donne le dommage moyen, en fonction du niveau sismique (en intensité ou en accélération) et non plus une probabilité de dépasser un niveau de dommage donné. Ce dommage moyen permet de connaître le pourcentage de bâtiments, dans un niveau de dommage donné [13].

Ces Fonctions de vulnérabilité, sont basées directement sur les dommages des bâtiments pour des tremblements de terre passés, ont été présentés plus tard par les DPM. Les fonctions de vulnérabilité, présentées sont basées sur les dommages observés dans les bâtiments par l'échelle MSK [20-21]. La figure 1.15 présente les courbes de vulnérabilités :

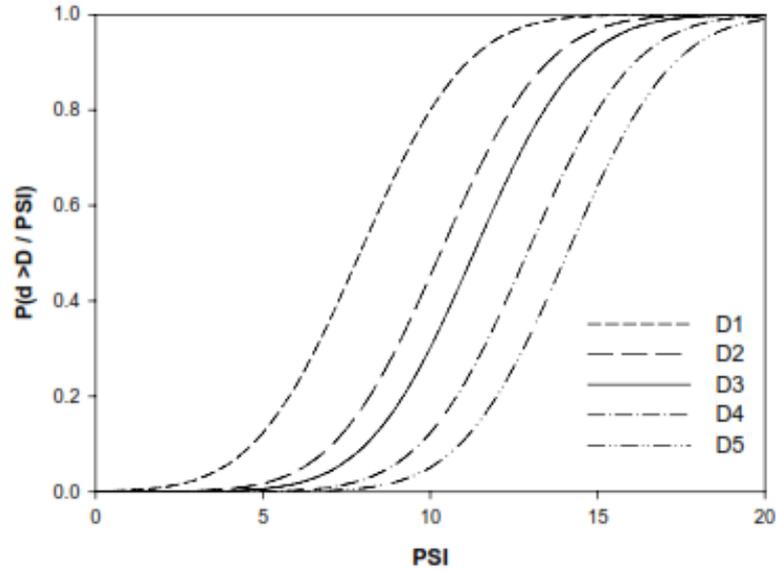


Figure1.15 : Courbes de Vulnérabilité [20].

Il existe aussi d'autres fonctions de vulnérabilité empirique, généralement avec les distributions normales ou lognormal. Ces fonctions n'emploient pas l'intensité macrosismique ou le PGA pour caractériser le mouvement au sol mais sont liées à l'accélération spectrale ou au déplacement spectral ou à la période fondamentale [20] (voir figure 1.16).

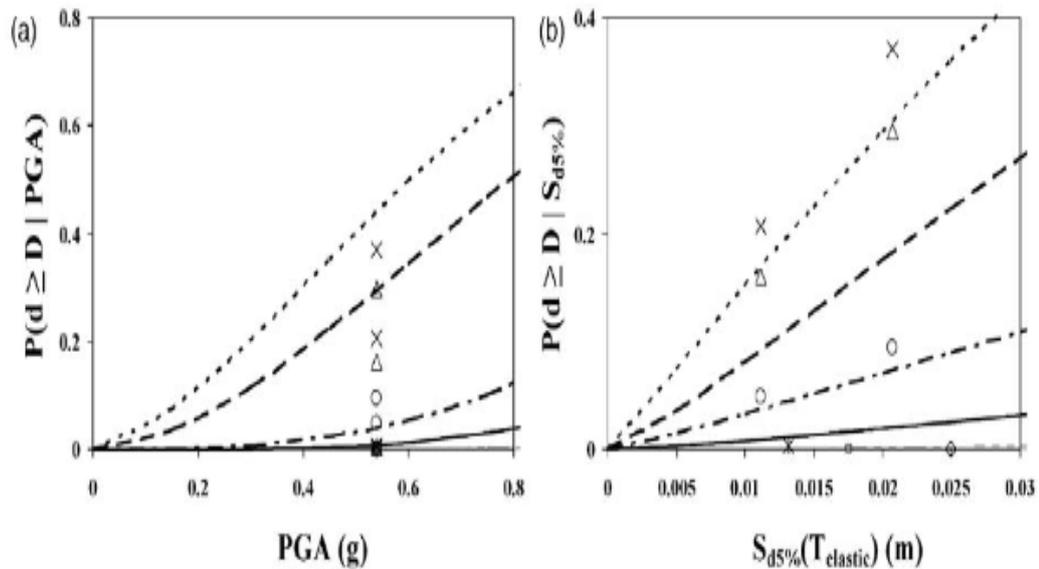


Figure1.16 : Courbes de Vulnérabilité : (a) en fonction de PGA, et (b) en fonction de déplacement spectral à la période fondamentale [21].

Ces approches sont aussi synthétisées dans le schéma suivant :

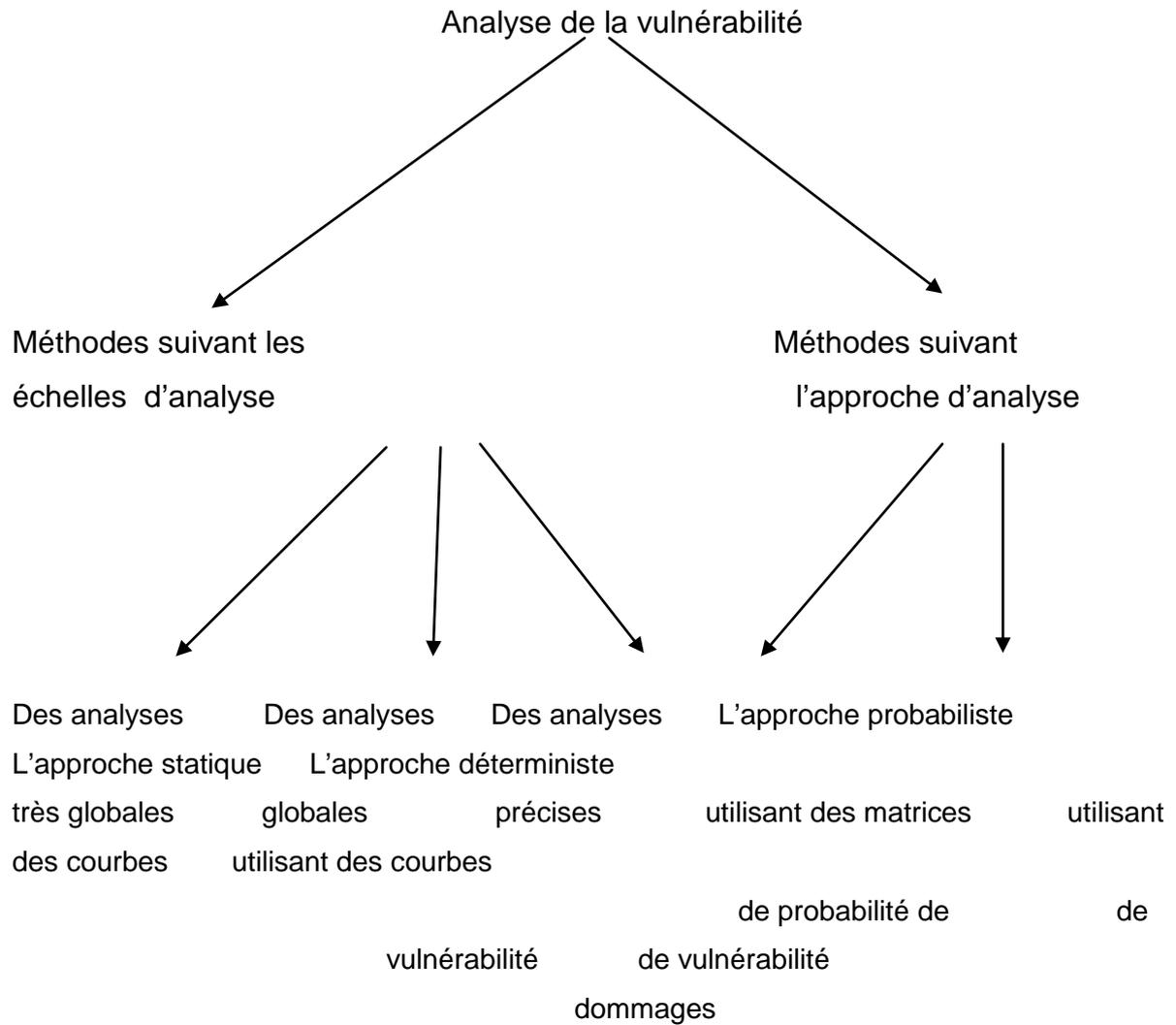


Figure 1.17 : Schéma des différentes méthodes d'analyse de la vulnérabilité sismique.

### 1.4.3. Choix d'une méthode de vulnérabilité

Les méthodes d'analyse de la vulnérabilité sismique diffèrent par leur complexité leur précision et leur objectif. La méthode choisie pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique dépendra de la qualité et de la quantité de données disponibles et de l'objectif visé, que se soit pour obtenir la vulnérabilité sismique d'un bâtiment unique ou d'un ensemble de bâtiment.

L'évaluation de la vulnérabilité nécessite l'estimation des dommages potentiels aux différents types de structures, et selon différentes intensités sismiques. Afin d'estimer les dommages probables soit on a recourt a des approches empiriques ou bien a des analyses dynamiques théoriques des structures à l'étude [14].

Une valeur de vulnérabilité d'un bâtiment ou d'une zone urbaine, doit être accompagnée d'une incertitude. Cette évaluation doit s'améliorer avec l'augmentation des moyens mis en œuvre, depuis une évaluation sommaire jusqu'à la plus sophistiquée, c'est-à-dire que l'incertitude doit se réduire au fur et à mesure des moyens mobilisés [13].

Dans les études de la vulnérabilité, on peut distinguer les méthodes d'estimation et les méthodes de calculs. Le tableau 1.1 illustre ces méthodes en fonction de la difficulté et du temps de calcul.

Une réflexion sur ces méthodes, nous a amené à proposer le tableau suivant :

Tableau 1.1 : Les différentes échelles d'analyse et leur applicabilité.

	Augmentation des moyens mis en œuvre  Temps et difficulté de calcul				
Echelle d'analyse	Plusieurs centaines de Bâtiments	quelques bâtiments		bâtiment individuels	
Méthodes	Vulnérabilité : -Hazus -Radius -EMS98 -RISK-EU	-Indice de vulnérabilité	-Avis d'experts  -ATC13	-Calculs Analytiques simples -GNDT 1	-Analyse numérique - Modélisation - Push over - calcule par accelerogramme
Applicabilité	Ville- commune- quartier		- parcs immobiliers –	bâtiments stratégiques	
Moyen humain	Sans formation- étudiant	-techniciens	- ingénieur	-ingénieur confirmé	

Alors pour choisir une méthode d'évaluation de la vulnérabilité il faut trouver un compromis entre le coût de l'analyse, l'échelle de précision et la qualité de l'évaluation, tout en gardant à l'esprit que la meilleure analyse peut être atteinte par étapes successives chacune d'entre elles, contribuant à l'amélioration de la suivante [13].

Dans cette étude ne sont traités que les bâtiments dont le système structural principal est en acier. D'après les évaluations macrosismiques existantes on ne dispose jusqu'à présent que peu de données, sur les structures à ossature en charpente métallique les dégâts structuraux peuvent être masqués par des éléments non structuraux comme les bardages ou les façades rideaux

### 1.5. Méthode qui traite la vulnérabilité sismique des structures en acier

On présente ici les méthodes existantes dans la littérature qui traitent les structures en charpente métallique.

#### 1.5.1. Systèmes de pointage ou indice de vulnérabilité

Les systèmes de pointage ou de calcul d'indice de vulnérabilité, ont pour objectif principal, la sélection rapide des bâtiments, aux fins d'un classement dans un inventaire. Des données nombreuses permettent d'avoir une approche statistique à l'interprétation des résultats [22-24].

Le principe de base de cette approche, est l'attribution d'un pointage aux différents systèmes structuraux selon leur classe de vulnérabilité. L'observation de déficiences vient modifier le pointage de base, jusqu'à l'obtention d'une cote finale, se voulant le reflet de la vulnérabilité sismique du bâtiment, par rapport à d'autres bâtiments du même type. Les cotes ou points attribués aux systèmes structuraux et aux déficiences sont généralement calibrés par des experts [14,25].

Le grand avantage des méthodes par système de pointage, est qu'il s'agit d'une méthode simple de la mesure de la vulnérabilité, mais sa valeur est essentiellement statistique.

On doit également vérifier que des pointages égaux, représentent réellement le même niveau de vulnérabilité, indépendamment de la typologie des bâtiments et de leurs caractéristiques mécaniques.

De même que des pointages différents doivent refléter l'écart réel de vulnérabilité, cette approche ouvre la porte à l'estimation des pertes en la jumelant à

des matrices de dommages probables. C'est ce qui a été fait entre autre pour l'estimation des pertes de la Ville de Portland en Oregon [14,25].

Les méthodes utilisées par un pays ou un autre, se différencient généralement par le type de structures considérées, les éléments modifiant la performance, l'inclusion ou non des éléments non-structuraux et de la valeur économique des bâtiments. Parmi les pays possédant une méthodologie établie, on retrouve entre autre les États-Unis, le Canada, la Suisse et l'Italie [14].

Des études plus récentes sur la méthode de l'indice furent effectuées sur les structures en béton armé et les structures en maçonnerie et maçonnerie chaînée où une mise à jour sur les facteurs et leurs pondérations a été apportés sur ces constructions grâce à des modalisations numérique [26-29].

### 1.5.2. Analyses détaillées

Les analyses détaillées (figure 1.18) font partie des méthodes d'évaluation les plus complexes et sont par conséquent mieux adaptées pour l'évaluation d'un bâtiment unique. Les différentes méthodes d'analyse détaillées, peuvent être classées parmi les procédures linéaires (Statique et dynamique) et les procédures non linéaires (statique et dynamique) [14] pour les définitions,

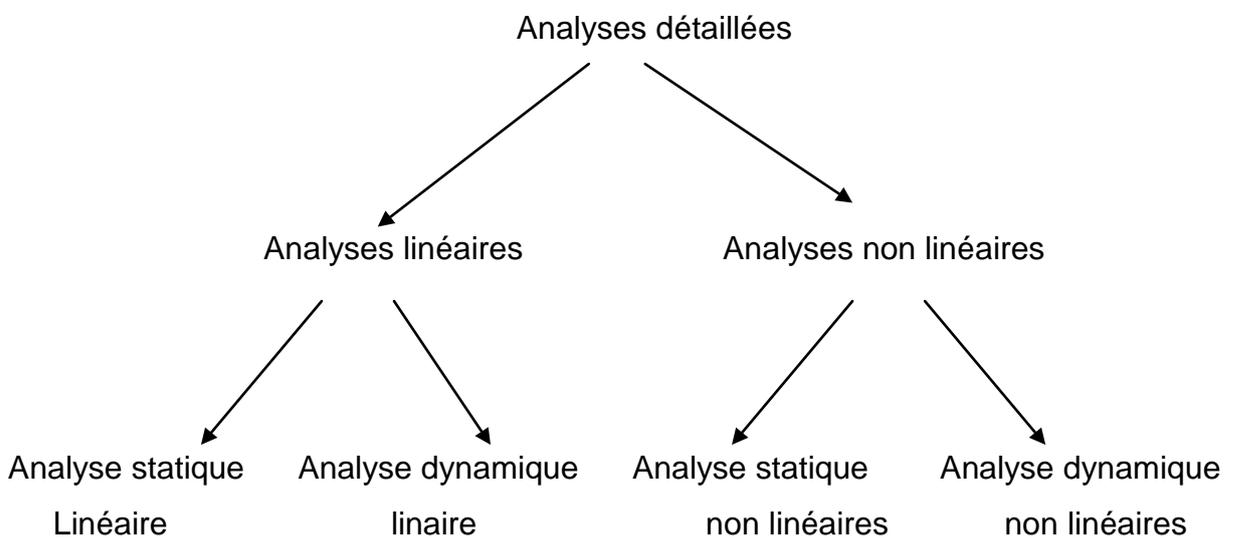


Figure 1.18 : Types d'analyses détaillées.

Dans le présent travail la méthode l'analyse statique non linéaire a été utilisé a afin de quantifier la vulnérabilité des structures en acier.

Les approches mécaniques sont en mesure de fournir une évaluation plus précise et plus simple du comportement des bâtiments sous les mouvements

sismiques du sol, car elles utilisent des courbes de vulnérabilité généralement dérivées d'analyses numériques effectuées sur des modèles structurels détaillés ou simplifiés (voir la méthodologie schématique de la figure 1.19). Ils sont de préférence utilisés à l'échelle locale, en raison de l'effort de calcul important impliqué dans le cas de grandes zones d'étude. Cependant, ils peuvent être utilisés dans des études paramétriques pour des questions d'urbanisme ou de rénovation [17].

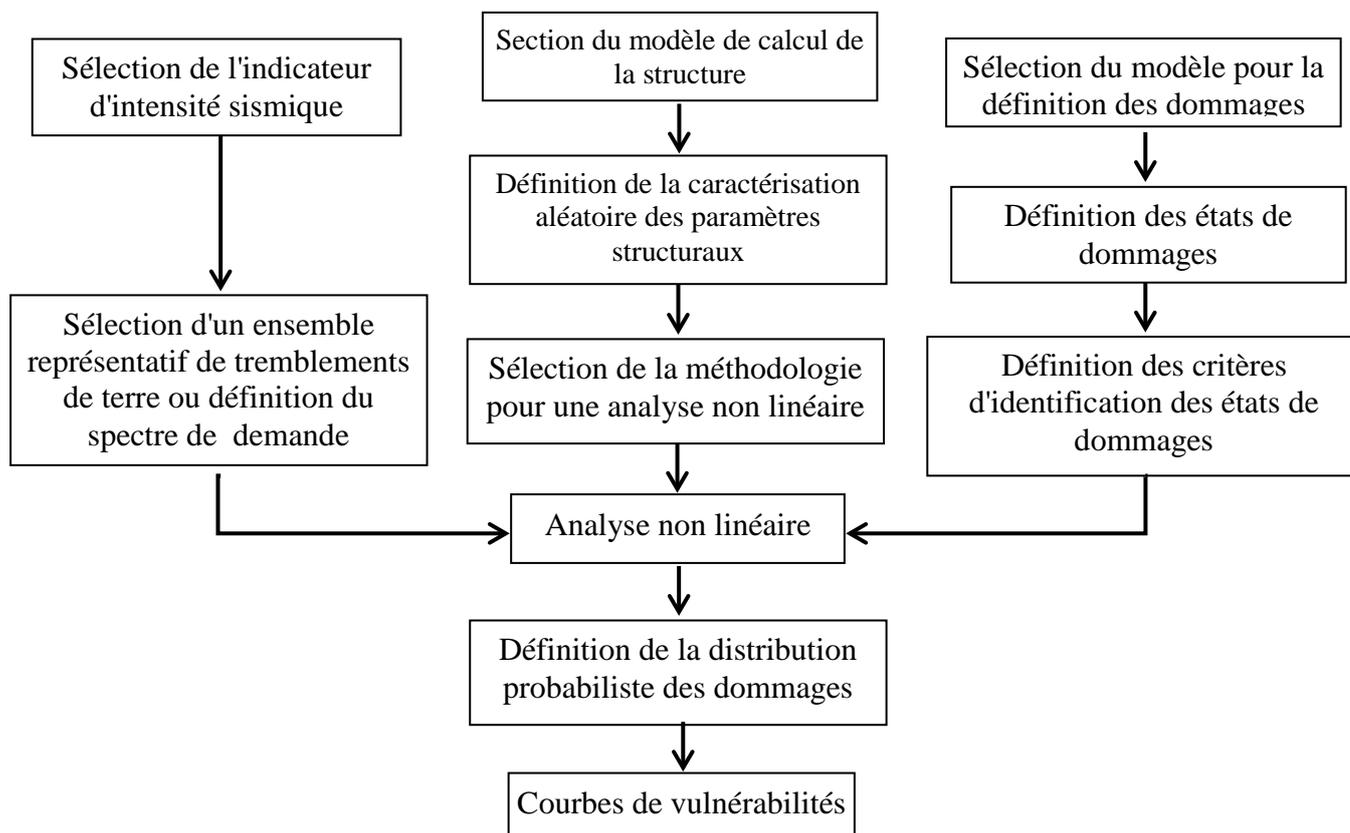


Figure 1.19 : Représentation schématique de la méthodologie adoptée approches mécaniques [17].

#### a. Analyse statique linéaire

L'analyse statique linéaire comme celle décrite dans les *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* et dans l'ASCE 31-03 et ATC 40, est l'approche des codes de conception [30-31]. Le bâtiment est modélisé comme un système équivalent à un degré de liberté, avec une rigidité élastique linéaire et un amortissement visqueux équivalent. La charge sismique est modélisée par une force latérale équivalente, visant à reproduire le même niveau de contraintes et de déformations que le séisme représenté. Cette procédure est valable pour les bâtiments réguliers, et dont la période fondamentale de vibration est prédominante.

Pour les autres bâtiments, il est recommandé d'utiliser une analyse dynamique linéaire où analyse du spectre de réponse [12].

#### b. Analyse dynamique linéaire

L'analyse dynamique linéaire ou l'analyse du spectre de réponse, est utilisée pour les structures irrégulières ou en hauteur. Elle utilise tous les modes, contribuant de manière importante à la réponse structurale totale. La structure est modélisée par un système à plusieurs degrés de libertés, avec une matrice de rigidité linéaire élastique et une matrice d'amortissement visqueux équivalent. On peut ainsi calculer les réponses modales maximales. Ces contributions sont combinées statistiquement de façon à obtenir une réponse structurale approximative. Le séisme est généralement modélisé par une analyse spectrale modale, ou par une analyse pas à pas, laquelle nécessite l'utilisation d'enregistrements de séismes. Dans les deux cas, les forces et les déplacements sont obtenus par une analyse linéaire élastique.

#### c. Analyse statique non linéaire push over

Dans la procédure d'analyse statique non linéaire, la non-linéarité de la relation force déplacement. Des composantes individuelles de la structure sont incorporées au modèle.

Cette non-linéarité est due à la réponse inélastique du matériau. Plusieurs méthodes existent, FEMA-273, ATC40, EC8 [31-33]. La non-linéarité de la relation force-déplacement du bâtiment est représentée par une courbe de capacité, c'est-à-dire une courbe donnant la variation du cisaillement à la base en fonction du déplacement maximum. Cette courbe est obtenue en soumettant progressivement la structure à des forces latérales ou des déplacements dont l'intensité augmente jusqu'à l'effondrement, et qui sont distribués le long de la structure, selon le mode de vibration fondamental. L'avantage d'une telle méthode, est qu'elle considère l'inélasticité des matériaux et donne une meilleure approximation, des efforts et déformations attendus, durant un séisme. Par contre, seul le mode fondamental de vibration est considéré, rendant cette méthode moins appropriée pour les bâtiments irréguliers [14] et [35-37].

Dans le présent travail nous avons utilisé la méthode d'analyse statique non linéaire « push over » afin d'estimer et quantifier les différents paramètres affectant

la vulnérabilité sismique des structures métallique afin estimer la vulnérabilité sismique de ces dernières.

#### d. Analyse dynamique non linéaire

Cette méthode est semblable à la méthode statique non linéaire, car elle considère la réponse inélastique des matériaux, et le séisme est modélisé par une analyse pas à pas. La réponse calculée est très sensible aux caractéristiques du séisme utilisé, et il est préférable d'utiliser plusieurs enregistrements de séismes [14]. Cette méthode a été utilisée pour faire une étude paramétrique sur les structures de maçonnerie chaînée afin de déterminer leurs vulnérabilités sismique [18,27].

#### 1.5.3. Procédure rapide d'évaluation sismique visuelle (FEMA-154)

Suite au rapport ATC-21 le Federal Emergency Management Agency proposait en 1988 une procédure rapide d'évaluation sismique, pour identifier les systèmes de résistance latérale primaire, et les déficiences sismiques des bâtiments. Le principe de cette méthode est que la Suite à une évaluation visuelle rapide d'un bâtiment, on lui attribue une cote structurale de base (**BSH** : Basic Structural Hazard) selon sa typologie parmi 15 types de bâtiments définis au Tableau 1.2 et selon la sismicité de la région définie par l'accélération maximale au sol [38].

Tableau 1.2 : Classification typologique et cotes structurales de base du FEMA-154 [13].

		<b>Cote initiale BSH</b>		
		<b>Sismicité</b>		
<b>Type de structure</b>	<b>Description</b>	Faible	Moyenne	Élevée
Structure de bois	W1: Charpente de bois (< 5000 pi <sup>2</sup> )	7.4	3.2	4.4
	W2: Charpente de bois (> 5000 pi <sup>2</sup> )	6	4.8	3.8
Ossature en acier	<b>S1: résistant au moment</b>	<b>4.6</b>	<b>3.6</b>	<b>2.8</b>
	<b>S2: contreventée en acier</b>	<b>4.8</b>	<b>3.6</b>	<b>3.0</b>
	<b>S3: légère en acier</b>	<b>4.6</b>	<b>3.8</b>	<b>3.2</b>
	<b>S4: avec murs de cisaillement en béton</b>	<b>4.8</b>	<b>3.6</b>	<b>2.8</b>
	<b>S5: avec murs de remplissage en maçonnerie</b>	<b>5.0</b>	<b>3.6</b>	<b>2.0</b>
Béton	C1 : Ossature en béton résistant aux moments	4.4	3.0	2.5
	C2 : Murs de béton travaillant en cisaillement	4.8	3.6	2.8
	C3 : Ossature avec murs de remplissage en maçonnerie	4.8	3.2	1.6
	PC1 : Murs en béton préfabriqué	4.4	3.2	2.6
	PC2 : Ossature en béton préfabriqué	4.6	3.2	2.4
Maçonnerie	RM1 : M. porteuse armée diaphragmes flexibles	4.8	3.6	2.8
	RM2 : M. porteuse armée diaphragmes rigides	4.6	3.4	2.8
	URM : Maçonnerie non armée	4.6	3.4	1.8
		<b>Cote initiale BSH</b>		
		<b>Sismicité</b>		

Tableau 1.3 : Sismicité définie dans le FEMA-154 2002[13].

Sismicité	PGA (T = 0,2 sec)	PGA (T = 1 sec)	MMI*
Faible	<0,167g	<0,067g	VI
Moyenne	0,167g à 0,5g	0,067g à 0,2g	VII, VIII
Élevée	= 0,5g	= 0,2g	IX

Dans la première édition du FEMA-154 en 1988 (ou ATC-21), la cote structurale de base (**BSH**) était développée à partir des matrices de dommages probables définies dans le rapport ATC-13 (ATC, 1985) pour 12 types de bâtiments. Dans ce rapport, les probabilités de dommages étaient établies, à partir de l'opinion d'experts pour différentes intensités sismiques de l'échelle de Mercalli modifiée (MM). Dans la deuxième édition du FEMA - 154 (BSSC, 2002a) on intègre les nouvelles connaissances sur l'aléa sismique et sur la performance des bâtiments. La cote **BSH** est maintenant établie, à partir des courbes de fragilité obtenues par le logiciel HAZUS, qui caractérise l'aléa sismique, en termes d'accélération spectrale maximale.

Dans le FEMA-154 2002, la cote **BSH** correspond à la probabilité d'effondrement d'un type de bâtiment pour le séisme maximum probable. La cote structurale de base est ensuite modifiée par l'ajout ou la soustraction de facteurs de modification de la performance **SM** établis selon les déficiences observées pour les différentes classes de bâtiment. La cote finale **S** est la mesure de la probabilité d'effondrement du bâtiment à l'étude.

Les caractéristiques structurales considérées par les facteurs de modification **SM** sont les suivantes :

- Hauteur du bâtiment : moyenne ou élevée
- Irrégularités : horizontales ou verticales
- Année de conception et de construction : pré-code et post-année de référence
- Types de sol (six)

La cote finale varie théoriquement entre 0 et 9.8, et on recommande de procéder à une analyse détaillée pour tout bâtiment, ayant obtenu une cote inférieure à 2.

Dans cette approche, la cote structurale de base **BSH** dépend de la zone d'aléa sismique et de la vulnérabilité liée à la tenue au séisme du bâti (typologie et

déficiences structurales). Il s'agit donc d'une cote donnant la classification du risque sismique associé au bâtiment, sans considération de la valeur des pertes économiques ou humaines.

#### 1.5.4. Méthodologie de RISK-UE

RISK-UE, est un projet développé pour l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments courants, ce projet repose sur l'évaluation d'un indice de vulnérabilité pour un bâtiment donné, indice qui est fonction de la typologie constructive ainsi que de différents facteurs susceptibles de modifier son comportement. A partir de cet indice, il est possible de définir en fonction de l'intensité macrosismique EMS98 des courbes de vulnérabilité et de fragilité qui permettent d'évaluer la répartition des probabilités de dommages sur un bâtiment. Deux niveaux d'évaluation des constructions ont été développés : le niveau 1 ou LM1 et le niveau 2 ou LM2 [7] et [18,39-40].

La méthode de niveau 2, dite LM2, basée sur l'analyse de la capacité d'une structure à dissiper de l'énergie. Cette méthode nécessitant des moyens et des compétences plus large pour une analyse à grande échelle [13].

La méthode du niveau 1, consiste à définir pour chaque élément de la typologie RISK-UE, un indice de vulnérabilité la plus probable  $IV^*$  qui représente l'appartenance d'un bâtiment à une classe de vulnérabilité. Elle est basée sur la classification des structures en fonction de leur système de contreventement et sur les modèles de chargement afin d'avoir des types de dommages semblables lors d'un séisme. Cette méthode a surtout l'avantage de donner les limites de l'intervalle probable de l'indice de vulnérabilité  $IV^+$  et  $IV^-$  et aussi les limites minimales  $IV^{\min}$  et maximale  $IV^{\max}$  de chaque élément de la typologie. Cette méthode revient à définir un indice de vulnérabilité de base et un intervalle de confiance quant à la définition de cette vulnérabilité. Cet indice est compris entre 0 et 1. A partir de cet indice, des courbes de vulnérabilité ont été proposées par l'université de Gènes [13] et [18,39].

Les principaux inconvénients de la méthodologie RISK-UE résident :

- Pour la LM2 : Les estimations faites surestiment les pertes qui peuvent réellement occasionnés. C'est ce qui ressort des principales validations faites de la méthode.
- Pour LM1 : Le problème réside dans le fait que, pour certaines constructions leur indice de vulnérabilité peut être négatif ou bien supérieur à un (1). Or dans cette méthode, l'indice est compris par hypothèse entre zéro (0) et un (1), d'où la difficulté d'interpréter des valeurs négatives ou supérieur à un (1).

- Le tableau suivant (1.4) représente les valeurs représentatives de IV de RISK-UE en ce qui concerne les structures en aciers.

Tableau 1.4 : Typologie RISK-UE et valeurs représentatives de Iv [13].

			Valeurs représentatives de IV				
			IV <sup>min</sup>	IV <sup>-</sup>	IV	IV <sup>*</sup>	IV <sup>max</sup>
Acier	S1	Système poteaux/ poutres en acier	-0.020	0.047	0.363	0.640	0.860
	S2	Structure en acier contreventé	-0.020	0.047	0.287	0.480	0.700
	S3	Système poteaux /poutres en acier avec mur de remplissage en maçonnerie non armé	0.140	0.330	0.484	0.640	0.860
	S4	Système poteaux /poutres en acier avec mur de refend en béton coulés en place.	-0.020	0.047	0.224	0.350	0.540
	S5	Système de composants acier et béton armé	-0.020	0.257	0.402	0.720	1.020

L'index de vulnérabilité de base lié à la typologie, va ensuite être modulé en fonction de critères structuraux propres à chaque structure, [14]. Voir tableau 1-5 suivant :

Tableau 1.5 : Critères structuraux de vulnérabilité et leurs coefficients associés.

		Facteurs de vulnérabilité	Code Bas	Code Haut	
			Bas(1.2 ou3)	-0.04	-0.04
			Moyen (4,5 ou6)	0	0
			Haut (7 ou plus)	+0.08	+0.06
Irrégularité en plan	Forme (L,C)	Oui	+0.02	+0.01	
		Non	0	0	
	Protubérance	Oui	+0.02	+0.01	
		Non	0	0	
Irrégularité en élévation	Saillie	Oui	+0.02	+0.01	
		Non	0	0	
	Retrait	Oui	+0.02	+0.01	
		Non	0	0	
		Joints insuffisants	Oui	+0.04	0
			Non	0	0
		Poteaux courts	Oui	+0.04	+0.01
			Non	0	0
Règles PS		Avant 1982	+0.16		
		Après 1982		0	

Puis, la recherche des indices de vulnérabilité, se fait bâtiments par bâtiments.

### 1.5.5. Description de l'EMS-98

L'Échelle Macrosismique Européenne (Grünthal, 1998) contient 12 intensités évaluées à partir des dommages observés sur les bâtiments et l'effet des secousses sur les gens et l'environnement. Créée en 1992 sous la recommandation de la XXIIIe assemblée générale de la Commission Sismologique Européenne et révisée en 1998, elle se distingue des échelles existantes, comme l'échelle MSK qui lui a servi de point de départ, par l'utilisation des classes de vulnérabilité et des structures calculées [41-42].

On distingue 15 types de structures, auxquelles on assigne la classe de vulnérabilité la plus probable parmi un total de six classes. L'attribution de la classe la plus probable, est généralement faite à partir d'opinion d'experts. [41] Cette classification est donnée au tableau suivant :

Tableau 1.6 :  
Classes de vulnérabilité  
de l'E.M.S 98

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

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

Afin de définir l'intensité sismique correspondant à une secousse, on utilise les dommages observés sur les différentes classes de vulnérabilité de structures. Cinq degrés de dommages sont considérés.

### 1.6. Conclusion

Les structures en charpente métallique présentent des caractéristiques intéressantes du point de vue résistance à l'action sismique. Ceci est dû aux différents systèmes de constructions existants et à l'évolution des connaissances en génie parasismique, ce qui a permis de faire évoluer la réglementation parasismique.

Nonobstant ces aspects, les structures métalliques peuvent subir des dommages lors d'événements sismiques aussi et afin de réduire le risque de perte en vie humaine et en infrastructure des analyses de vulnérabilité doivent être entreprises.

Pour ce faire, plusieurs méthodes existent, elles vont de la plus simple à celle nécessitant de grand moyen, tout dépend du degré de précision voulu.

La recherche documentaire a permis de constater, que les méthodes existantes traitent sommairement ces types de construction, qui ne sont traitées qu'à grande échelle seulement (EMS98, RISK-UE, FEMA 154). Pour ce qui concerne les méthodes d'analyses détaillées, ce sont des méthodes précises qui nécessitent des moyens considérables, en temps, en matériel et en personnes qualifiées, c'est pourquoi, elles sont très difficiles à utiliser pour une analyse de quelques bâtiments ou de quartiers.

Dans notre approche nous allons considérer la vulnérabilité des constructions en charpente métallique à travers la méthode de l'indice de vulnérabilité qui allie précision des résultats et moyen humain raisonnable.

Aussi après avoir identifié les paramètres ayant une influence sur la vulnérabilité de ce type de structure, des analyses push-over seront effectuées afin de quantifier ces paramètres et leur octroyer un poids qui servira au calcul de l'indice de vulnérabilité. Des courbes de vulnérabilité seront tracées aussi en nous basant sur des matrices de probabilité de dommage et sur l'indice de vulnérabilité déterminé.

## **CHAPITRE 2**

### **METHODE DE L'INDICE DE VULNERABILITE**

#### 2.1. Introduction

L'analyse de la vulnérabilité sismique des constructions signifie, l'estimation de leur consistance en terme quantitatif et qualitatif, particulièrement, l'estimation de leur degré d'endommagements par un mouvement sismique.

L'estimation de la vulnérabilité sismique comprend deux étapes majeures :

- a- détermination des paramètres de construction influant sur la vulnérabilité sismique et quantification de leur influence.
- b- développement des outils avec les quels la vulnérabilité peut être estimée.

Les outils ou les méthodes d'estimation de la vulnérabilité sont nombreuses, et sont fonction du système constructif, de l'usage, de la typologie...etc. Il y a plusieurs sources de fonction de vulnérabilité dans la littérature pour différentes classes de structures. Ces fonctions se basent sur l'observation des séismes passés et sur l'estimation théorique et/ou expérimentale de la charge pouvant être supportée par ces structures.

En Italie, l'utilisation d'une technique d'évaluation de la vulnérabilité pour assigner des indices de vulnérabilité a été proposée pour la première fois, par Benedetti et Pétrini, en 1984. Cette technique a été utilisée la première fois dans les villes de Gubbio et Fruilis. Parmi L'une des premières études menées sur l'indice de vulnérabilité a été initiée par le GNDT (Groupe de Défense nationale contre le tremblement de terre) appelée méthodologie de niveau II, basée sur des observations et données relatives aux constructions. Les paramètres structurels et non structurels jouant un rôle significatif dans la réponse sismique de la structure qui devraient appartenir à l'une des quatre classes de vulnérabilité (A, B, C ou D)[22-25].

Cette méthode a été modifiée pour être appliquée aux bâtiments de maçonnerie confinés en Europe du Sud .En outre, un guide donnant l'évaluation de la vulnérabilité sismique Construit sur la base des mêmes principes a été rédigé par le groupe AFPS [43,44,45].

Dans le même contexte d'autres méthodes ont été développées récemment : telles que celle développés dans le projet RISKUE, où un indice est donné en visualisant rapidement la structure (RVS) [39]. Nous aussi l'indice de vulnérabilité

modifié en 2008 par Vicente et al.[46],et la méthode donnée dans le Projet ReLUIS[47].

En s'inspirant du même travail, la méthode de l'indice de vulnérabilité a été modifiée et adoptée, pour les constructions en béton armé pour la première fois en Espagne par F.Yapeze en 1995.

Des travaux plus récents ont été effectués avec la méthode de l'indice de vulnérabilité et appliqués au contexte algérien, où des paramètres importants ont été pris en compte et quantifiés afin d'avoir un indice de vulnérabilité plus précis et plus adéquat avec la réalité pour les différentes structures en maçonnerie en 2012 [47,48] , en béton armé en 2013 [50, 51] et pour les constructions mixtes en acier et maçonnerie en 2017 [26-27].

## 2.2. Méthode indice de vulnérabilité

La méthode de l'indice de vulnérabilité, est une méthode élaborée à partir d'observations post sismiques. Elle permet d'identifier les défauts et les faiblesses de constructions, à partir d'examen visuels de la structure, et d'estimer le taux de dommages probables en fonction d'un niveau de sollicitation.

Cette approche, considère un certain nombre de paramètres de nature structurale et non structurale, relative à chaque type de construction; identifiés a priori comme participant à la vulnérabilité globale de la structure, c'est-à-dire influant sur la réponse sismique de la structures; ces paramètres sont choisis par des observations post sismiques et des retours d'expérience des séismes passés.

Les paramètres, sont combinés avec des coefficients qui expriment la qualité sismique des éléments identifiés, et ne peuvent prendre qu'une seule valeur de vulnérabilité. La somme pondérée des valeurs numériques nous donne une valeur appelée « indice de vulnérabilité », qui caractérise le taux de dommage que pourrait subir le bâtiment, par un séisme donné, en indiquant la classe à laquelle appartient la structure.

L'indice de vulnérabilité «  $I_v$  » est un indicateur qualitatif et quantitatif, de l'état de la structure qui peut être estimé, avant et après l'occurrence de l'événement sismique. Il permet ainsi de connaître la qualité sismique d'une construction et de la classer.

Nous nous proposons dans ce qui suit de développer la méthode de l'indice de vulnérabilité pour les constructions en charpente métallique.

### 2.3. Identification des paramètres vulnérabilité pour les structures en charpente métallique

En considérant les caractéristiques de la charpente métallique nous nous proposons d'identifier les paramètres les plus influents sur la réponse sismique des structures métalliques, pour ce faire, nous déroulerons la première partie de l'étape.

#### 2.3.1. Définition des paramètres et classification

Ces paramètres sont déterminés par des observations post-sismiques et des retours d'expérience des séismes passés, dans le sens où l'on dispose de bases de données, contenant des constructions en charpente métallique ayant été endommagées lors de différents séismes à travers le monde et en Algérie plus particulièrement [52-60]. Ainsi nous avons pu réunir 310 cas d'étude. Cette identification a été une des tâches les plus importantes et celle nécessitant le plus de réflexion. Les paramètres identifiés sont:

- |                                 |                               |
|---------------------------------|-------------------------------|
| 1- Ductilité                    | 8- Flambement de la structure |
| 2- Capacité portante            | 9- Modifications              |
| 3- Assemblage                   | 10- Régularité en élévation   |
| 4- Etat d'entretien maintenance | 11- Entrechoquement           |
| 5- Type de sol                  | 12- Implantation de l'ouvrage |
| 6- Diaphragme horizontal        | 13- Toiture                   |
| 7- Régularité en plan           | 14- Détail                    |

Dans ce qui suit nous allons expliciter chacun de ces paramètres, notons que chaque paramètre peut appartenir à une des trois classes de vulnérabilité définie à savoir la classe A pour un bon comportement sismique, la classe C pour un mauvais comportement et la classe B pour une situation intermédiaire.

##### 2.3.1.1. Ductilité

Les séismes de forte magnitude, sollicitent la structure en dehors du domaine d'élasticité. Celle-ci doit être en mesure de résister et d'absorber de grandes énergies de déformation sans tomber en ruines.

La ductilité offerte par les matériaux de construction, celle de l'acier en particulier, constitue un facteur important de résistance aux actions sismiques. En effet les déformations inélastiques, jouent un rôle très important dans le mécanisme d'absorption de l'énergie transmise à la structure, par ces charges exceptionnelles.

### 2.3.1.1.1. Ductilité en chargement statique

Tout d'abord explicitons la notion de ductilité. Prenons un schéma idéalisé d'un comportement élasto-plastique parfait « force- déplacement » figure 2.1, pour une structure supposée ductile, en chargement statique ; la limite du comportement élastique sur cette courbe sera repérée par le point (A), et la limite ultime du déplacement par le point (B), l'aire comprise entre cette courbe, et l'axe horizontal de déplacement représente l'énergie de déformation absorbée, par la structure pour ce degré de liberté.

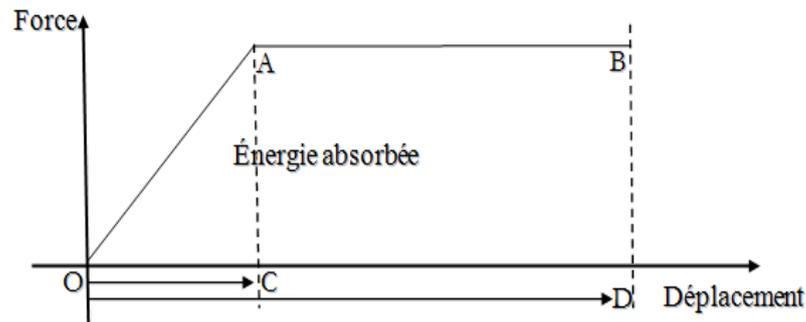


Figure 2.1 : Comportement élasto-plastique.

L'énergie peut être divisée en deux parties :

- 1-La partie OAC qui représente l'énergie élastique maximale absorbée par les déformations réversibles ; cette énergie (l'énergie de déformation élastique) est emmagasinée provisoirement dans la structure, et sera restituée lorsque la structure perd le déplacement élastique OC (déchargement selon  $BB'$  parallèle à OA).
- 2- la partie ABDC qui correspond à l'énergie maximale absorbée dans le domaine plastique (en comportement stable), est essentiellement emmagasinée, dans la structure parce que celle-ci garde toujours un déplacement plastique, qui en générale indique un comportement non linéaire.

En comparant les parties OAC et ABDC, on remarque que l'énergie absorbée, par les déformations plastique, est beaucoup plus importante que l'énergie élastique.

### 2.3.1.1.2. Ductilité en chargement alterné

La remarque précédente est d'un point de vue statique, mais cette capacité des structures ductiles, est encore plus significative, lorsqu'on considère un régime dynamique alterné. En effet la courbe « force - déplacement » (figure 2.2) va présenter plusieurs cycles qui proviennent des accélérogrammes sismiques. Ceci

permet à la structure, d'absorber une grande partie de l'énergie apportée par le séisme, à condition que le matériau présente une bonne ductilité dans les deux sens.

Le schéma de la figure 2.2 montre le mode d'absorption progressif, par déformations plastiques alternées, de l'énergie attachée, à l'un des degrés de liberté d'une structure en se plaçant dans l'hypothèse de plasticité ; cette énergie est représentée par l'aire intérieure de la courbe « force – déplacement » ABCDEFGHIJKLMNO.

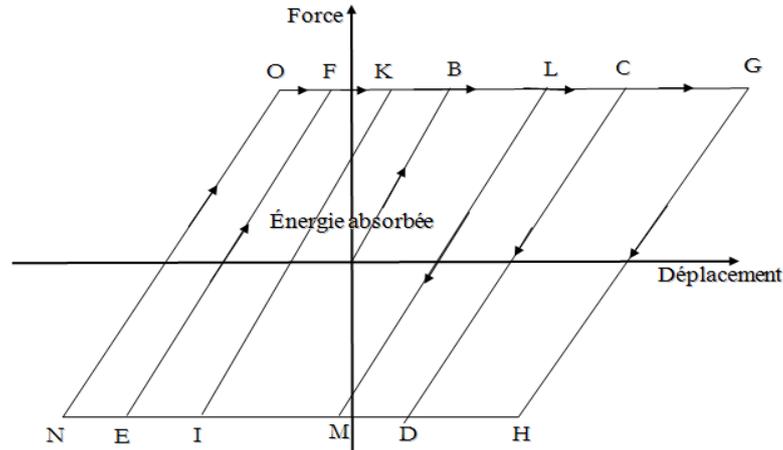


Figure 2.2 : Comportement élasto-plastique en dynamique.

#### 2.3.1.1.3. Facteur de ductilité

Par définition, le facteur de ductilité du degré de liberté considéré, est mesuré par le rapport entre le déplacement total OD, et le déplacement élastique OC ductilité maximale (cas de la figure 2.1)

$$\mu_{\max} = OD/OC$$

2.1

Aussi, le rapport des énergies absorbées par les déformations plastiques et élastiques d'une structure, dépend directement de son facteur de ductilité, celui-ci étant défini, pour chaque structure, en fonction de la ductilité de ses matériaux et de ses composantes (ses degrés de liberté) et en fonction de la répartition des déformations dans l'ensemble de la structure.

Cependant, tout l'art de construire « parasismique » est de connaître si cette ductilité maximale, peut être atteinte sans risque de ruine prématurée.

Il appartient donc à l'ingénieur, de fixer la ductilité admissible, à partir du degré de résistance que l'on entend exiger.

Pour le degré de liberté considéré, le facteur de ductilité admissible, est défini pour un certain point (E) situé entre (A) et (B).

#### 2.3.1.1.4. Définition du facteur de comportement

Sous l'effet d'une action sismique de forte magnitude, les structures subissent des déformations se situant très largement dans le domaine post élastique. Elles résistent à un niveau d'agression supérieur à celui pour lequel, elles ont été conçues. Ceci s'explique par le fait, que les structures ont la faculté de dissipation d'énergie due à leur comportement non linéaire.

Pour tenir compte de ces incursions dans le domaine post-élastique, les codes considèrent d'une part, une structure réelle, et d'autre part une structure fictive identique à la précédente sauf qu'elle peut rester indéfiniment élastique, quelles que soient les sollicitations s'exerçant sur elle.

Les maximas des sollicitations, s'exerçant dans la structure réelle, sont égaux à ceux de la structure fictive, mais divisée par un coefficient réducteur. Ce coefficient est appelé facteur de comportement ou coefficient de réduction.

En d'autres termes, pour concevoir un ouvrage, les codes parasismiques préconisent, non seulement de calculer la réponse de la structure par les méthodes d'analyse de type linéaire équivalent, mais aussi d'estimer la possibilité d'incursion dans le domaine post élastique en tenant compte des aptitudes effectives des matériaux et assemblage, sous forme d'un coefficient réducteur.

Dans le code parasismique algérien RPA 99 ver 2003, le facteur de comportement est défini par un coefficient « R »

Tableau 2.1 : Valeur des facteurs du comportement dans le RPA 99 ver 2003 pour les structures en acier

Description du système de contreventement pour les structures en acier	Valeur de R
1- Portiques auto stables ductiles	6
2- Portiques auto stables ordinaires	4
3- Ossatures contreventée par palées triangulées en X	4
4- Ossatures contreventée par palées triangulées en V	3
5- Mixte portiques/palées triangulées en X	5
6- Mixte portiques/palées triangulées en X	4
7- Portique en console verticale	2

Selon le facteur de comportement nous proposons de classier les structures en trois classes définie dans le tableau 2.2 comme suit :

Tableau 2.2 : Ductilité suivant le facteur de comportement pour les structures en charpente métallique

Niveau de ductilité	Valeur du facteur de comportement « R »
Bonne ductilité Classe A	[ 6 – 4 [
Ductilité moyenne Classe B	[ 4 - 2 [
Ductilité faible Classe C	≤ 2

### 2.3.1.2. Capacité portante ou sismique

C'est la comparaison entre l'effort tranchant à la base induit par le séisme calculé, avec la réglementation parasismique algérienne RPA 99 ver 2003, et l'effort tranchant maximum supporté, par la structure.

Elle se définit par un coefficient «  $\alpha$  », qui est le rapport entre l'effort tranchant de base induit par le séisme et l'effort tranchant maximum supporté par la structure.

$$\alpha = \frac{V_S}{V_T} \quad 2.2$$

$V_S$ : effort tranchant induit par le séisme à la base de la structure.

$V_T$ : valeur de calcul plastique au cisaillement.

L'effort tranchant induit par le séisme à la base s'exprime comme :

$$V_S = F_T + \sum F_i \quad 2.3$$

La force concentrée  $F_T$  au sommet de la structure, permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_T = 0,07 TV$

où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_T$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 V$  et sera prise égale à  $0$  quand  $T$  est plus petit ou égale à  $0,7$  secondes.

La partie restante de  $V$  soit  $(V - F_T)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_T) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad 2.3$$

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$ .

$h_i$ : niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$ ,  $h_j$ : niveau du plancher quelconque.

$W_i, W_j$ : poids revenant aux planchers  $i, j$ .

$V$ : la force sismique totale est calculée comme suit :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{W} \times R \quad 2.4$$

$A$ : Coefficient d'accélération de zone,  $D$ : Facteur d'amplification.

$Q$ : Facteur de qualité.  $W$ : le poids total de la structure.

$R$ : Coefficient de comportement globale de la structure.

Calcul de la valeur plastique au cisaillement ( $V_T$ ):

$$V_T = A (f_y / \sqrt{3}) \gamma_{Mo} \quad 2.5$$

$A$ : air de cisaillement.  $\gamma_{Mo}$ : Coefficient partielle de sécurité.

$f_y$ : résistance limite d'élasticité.

### Classification

La classification de ce facteur est fonction du coefficient «  $\alpha$  » :

1- classe A : pour les structures, ayant un rapport de la force de résistance sismique entre :

$0 < \alpha \leq 0.15$ . C'est-à-dire que l'effort tranchant de base induit par le séisme, est plus petit que l'effort tranchant maximum supporté par la structure.

2- classe B : dans cette classe on trouve les structures dont le coefficient varie entre :  $0.15 < \alpha \leq 0.70$ . Cela veut dire, que la structure a une résistance moyenne à la force sismique.

3- classe C : cette classe regroupe, les structures dont le coefficient  $\alpha > 0.7$  donc ces structures présentent une faible résistance à la force sismique.

#### 2.3.1.3. Assemblage

Il s'agit du point de passage obligé pour les sollicitations, qui doivent circuler entre les composants de l'ossature. Leur défaillance, met directement en cause le fonctionnement de l'ensemble de la structure.

La classification de ce paramètre est donnée comme suit :

Classe A : Quand il n'y a aucun manque dans les assemblages et que des contrôles périodiques sont effectués.

Classe B : Dans cette classe sont rangés, les assemblages qui n'ont pas subi de contrôle et dont aucun manque n'est constaté.

Classe C : On retrouve dans cette classe les assemblages, où il y a un manque de boulons, de rivets ou présence de mauvaises soudures.

#### 2.3.1.4. Etat d'entretien maintenance

Le principal inconvénient des constructions en acier, est leur corrodabilité. Des entretiens réguliers sont nécessaires, pour conserver la résistance des bâtiments dans le temps.

Trois classes sont à distinguer :

Classe A : Dans cette classe, on retrouve les structures qui sont entretenues régulièrement.

Classe B : Sont classées, les structures qui ne sont entretenues qu'occasionnellement.

Classe C : Cette classe regroupe les structures abandonnées ou délaissées.

#### 2.3.1.5. Type de sol

Ce paramètre, repose sur les caractéristiques du sol selon le RPA 99, On trouve en :

Classe A : (site rocheux) Catégorie  $S_1$  , Roche ou autre formation géologique, caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement ( $V_S$ )  $\geq$  à 800m/s.

Classe B : (site ferme) : Catégorie  $S_2$  , Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec  $V_S \geq 400$  m/s à partir de 10 m de profondeur.

Classe C : (site meuble et très meuble) : Catégorie  $S_3$  et  $S_4$

- Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses, ou d'argile moyennement raide avec  $V_S \geq 200$  m/s à partir de 10 m de profondeur.

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec  $V_S < 200$  m/s dans les 20 premiers mètres.

- Dépôts d'argile molle moyennement raide avec  $V_S < 200$  m/s dans les 20 premiers mètres.

#### 2.3.1.6. Diaphragme horizontal

Le diaphragme est un plan rigide horizontal ou incliné, assurant trois fonctions principales :

- Transmettre les charges sismiques horizontales sur les éléments de contreventement vertical

- Raidir les bâtiments, le raidissage vise à prévenir le déversement des éléments porteur verticaux
  - Coupler les éléments verticaux : tous les éléments solidaires au diaphragme travaillent en phase et participent à la résistance en proportion de leur rigidité
- L'évaluation de ce paramètre est définie en trois classes :

Classe A : On regroupe dans cette classe, les planchers qui respectent tous les critères cités auparavant.

Classe B : Sont classés, les planchers qui ne respectent pas un des critères cités au dessus.

Classe C : On trouve dans cette classe, les planchers qui ne font pas partie du contreventement ou les planchers endommagés qui ne transmettent plus les charges horizontales.

#### 2.3.1.7. Flambement de la structure

Ce paramètre, consiste à vérifier la résistance des éléments porteurs les poteaux vis-à-vis du phénomène d'instabilité (le flambement). Le flambement d'une structure se détermine à partir du coefficient « $\chi$ » qui est le rapport entre :

$$\chi = \frac{W_I}{P_{CR}} \quad 2.6$$

$W_I$ : la charge réelle supportée par le poteau.

$P_{CR}$ : c'est la charge critique une fois dépassée provoque la perte de stabilité.

$$P_{CR} = E I \pi^2 / L_{eff}$$

Avec :  $E$  : module d'élasticité longitudinale.

$I$  : moment d'inertie du profilé.       $L_{eff}$ : longueur de flambement.

1- classe A : Cette classe regroupe, les structures qui ont une bonne résistance au flambement c'est à dire que  $0 < \chi \leq 0.35$ .

2- classe B : dans ce groupe sont classées, les structures dont le rapport  $\chi$  varie  $0.35 < \chi \leq 0.75$  c'est-à-dire que la structure résiste moyennement au flambement.

3- classe C : dans cette classe, on trouve les structures ayant un coefficient  $\chi > 0.75$  : donc celle-ci, regroupe les structures ayant une faible résistance au flambement.

#### 2.3.1.8. Régularité en plan

Il s'agit de vérifier les critères imposés par la réglementation en vigueur et qui porte sur [63] :

- La distribution de la masse et de la rigidité.
- La forme géométrique en plans.

Soit le respect des critères suivants :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique, vis à vis de deux directions orthogonales, aussi bien pour la distribution des rigidités, que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte, avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes, du bâtiment dans une direction donnée, ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux, pour être considérés comme indéformables dans leur plan.
- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

On propose les trois catégories de classification suivantes pour ce paramètre :

Classe A : La structure est dite régulière, si tous les critères de classification en plan sont respectés.

Classe B : Dans cette catégorie on trouve : les constructions partiellement irrégulières en plan qui n'appartiennent ni à la classe A ni à la classe C.

Classe C : Dans cette classe, sont regroupés les bâtiments irréguliers en élévation, c'est-à-dire qui ne respectent pas, les paramètres cités dans la réglementation RPA/2003

#### 2.3.1.9. Modifications

Une transformation de cloisonnement, ou une augmentation des charges d'exploitation ou changement de destination, peuvent modifier défavorablement, le comportement d'une construction sous l'action sismique [63].

Nous proposons de classer ce paramètre en trois classes :

Classe A : On regroupe dans cette classe, les structures qui n'ont subi aucune modification ou changement.

Classe B : Sont regroupées dans cette classe, les structures dont les changements ou des modifications sont moyennement observés, comme les changements dans la fonctionnalité de la construction, si cette dernière ne provoque pas de mouvement de torsion ou d'autres dans l'amplitude est importante.

Classe C : Dans ce groupe, on trouve les constructions qui ont subi des modifications importantes, c'est-à-dire des modifications qui touchent les éléments structuraux, ou qui peuvent provoquer un changement dans le centre masse et/ou de rigidité.

#### 2.3.1.10. Régularité en élévation

Il s'agit de vérifier deux aspects essentiels liés à :

- La variation de la distribution de la masse, entre deux niveaux successifs
- La variation de la rigidité du système résistant, entre deux étages successifs

Ces critères sont classifiés dans le RPA 99/2003 comme suit:

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.
- Aussi bien la raideur, que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement, et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul, et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Ainsi pour notre méthode nous allons définir trois classes :

Classe A : Dans cette classe, on trouve les structures de forme régulière, qui respectent tous les critères cités dans la réglementation et rappelés ci-dessus.

Classe B : Sont classées, dans cette catégorie les structures partiellement irrégulières c'est-à-dire qui n'appartiennent ni a la classe A ni a la classe C.

Classe C : On regroupe les bâtiments irréguliers qui ne respectent pas les critères cites, dans la réglementation.

#### 2.3.1.11. Entrechoquement

C'est l'interaction structure-structure qui a lieu entre bâtiment adjacent ou juxtaposé, ou l'effet du comportement sismique de l'une par rapport à l'autre durant l'occurrence sismique. L'épaisseur du joint sismique détermine la classification de ce paramètre.

Nous proposons trois groupes de classification pour ce paramètre à savoir :

Classe A : Cette classe, regroupe les structures qui ne présentent pas de risques d'entrechoquement, c'est-à-dire soit qu'elle soit isolée, soit séparée par un joint de rupture, d'une épaisseur suffisante.

Classe B : Dans ce groupe, on trouve les structures où le risque d'entrechoquement, est moyen ou l'épaisseur du joint de rupture est insuffisante.

Classe C : Sont regroupées dans cette classe, les constructions où le risque d'entrechoquement est grand, ou le joint de rupture n'existe pas.

#### 2.3.1.12. Implantation de l'ouvrage

Ce sont les implantations susceptibles, d'aggraver l'action sismique qui sont les constructions situées:

- Sur un terrain instable
- A l'extrémité d'une falaise
- En haut ou en bas d'une colline
- Sur les abords d'une rivière
- Sur un terrain accidenté, avec changement de pente

Trois catégories de classification sont proposées pour ce paramètre et qui sont :

Classe A : Les structures classées en A sont les structures qui sont sur des terrains qui ne présentent aucun risque qui puisse aggraver l'action sismique.

Classe B : Pour cette catégorie, sont regroupées les structures qui n'appartiennent ni à la classe A, ni à la classe C.

Classe C : Les structures classées en C, sont les structures qui sont implantées sur des terrains qui présentent un risque parmi ceux cités ci-dessus.

#### 2.3.1.13. Toiture

La toiture, constitue la partie supérieure de la structure et sa fonction est d'une part : assurer la reprise des charges et d'autre part, elle doit assurer la fermeture du bâtiment (fonction protectrice).

Ce paramètre sera classé comme suit :

Classe A : La toiture est classée en classe A, Si elle est contreventée et en bon état.

Classe B : Dans cette classe, on retrouve les toitures qui ne sont ni dans la classe A, ni dans la classe C.

Classe C : La toiture est classée en classe C, si la toiture n'est pas contreventée ou en mauvais état.

#### 2.3.1.14. Détails

On entend par paramètre détails, l'état et la qualité des éléments non structuraux, qui peuvent influencer sur le comportement de la structure lors d'un séisme ; ainsi que l'état des divers réseaux qui influent sur la fonctionnalité de la structure qui sont : les balcons, le garde corps, l'escalier, l'acrotère, les cheminées, les bardages, les cloisons, le réseau électrique, le réseau téléphonique, le réseau du gaz, le réseau d'assainissement, le réseau d'alimentation en eau potable.

On propose trois groupes de classifications qui sont :

Classe A : Quand les trois quarts des éléments existants sont en bon état, ce paramètre sera classé en classe A.

Classe B : Dans cette classe, on trouve l'ensemble des éléments existants en bon état compris entre la moitié et les trois quarts de ces derniers.

Classe C : Dans ce groupe, on trouve que parmi l'ensemble des éléments existants, moins de la moitié sont en bon état.

#### 2.4. Elaboration de la fiche technique

Afin d'estimer la vulnérabilité des structures en charpente métallique, des informations sont nécessaires. La démarche repose sur l'analyse visuelle au préalable des facteurs apparents de la construction, Ceci nécessite des enquêtes menées sur le terrain.

Suivant les paramètres choisis, une fiche technique d'enquête a été élaborée, pour identifier et quantifier l'état des paramètres choisis, cette fiche est organisée comme suit :

1. Données générales
2. Caractéristiques géométriques
3. Système structural
4. Le sol
5. Eléments non structuraux
6. Maintenance

On donne ici la fiche technique élaborée afin d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures en acier

## Fiche Technique pour les Constructions en charpente métallique

N° :.....

Date ...../...../.....

Wilaya : .....

Commune: .....

Adresse : .....

### Type de construction :

Bâtiment  Maison individuelle  Hangar  Usine  Précaire   
Autres (préciser) .....

### Usage de la construction :

Habitation  Hospitalier  Commercial  Administratif   
Sportif  Industriel  Scolaire  Socioculturel   
Autres (préciser).....

### Date de la construction (approximativement):

En Période coloniale  Après : 1983  1988  1999  2003 

### Qualité du sol :

Rocheux  Ferme  Meuble  Très meuble  Inconnu 

### Implantation de l'ouvrage :

*L'ouvrage est-il implanté ?*

- Sur un terrain instable (tassant) Oui  Non
- A bord d'une falaise Oui  Non
- En haut ou en bas d'une colline Oui  Non
- A bord d'une rivière ou d'un oued Oui  Non
- Sur un terrain accidenté avec changement de pente importante Oui  Non

### La construction est :

A l'angle  Au milieu  Isolée 

### Présence du joint de rupture :

Oui  Non 

Si oui épaisseur du joint de rupture ..... (cm)

### Régularité de la construction :

#### *Régularité en plan :*

Régulière  Faiblement irrégulière  Irrégulière 

#### *Régularité en élévation :*

Régulière  Faiblement irrégulière  Irrégulière

**Type de Toiture**Accessible Inaccessible **Toiture en**Béton armé  collaborant  Bois  Charpentemétallique  Tuiles  Eternit 

Autres (préciser).....

La toiture est elle contreventée ?

Oui  
 Non  
 Autre

**Etat général de la toiture:**Bon moyen mauvais **Changement dans la construction :**

- **Y a t'il des rajouts ou des suppressions dans la construction ? (Ex : rajout de cloisons):**

Oui Non **- Y a t'il des transformations dans la construction ?**Oui Non 

- **Y a t'il un changement de fonctionnalité dans la construction ? (ex changement de la chambre en bloc de stockage ou changement de la structure à usage d'habitation en usine)**

Oui Non 

- Autres transformations (préciser) .....

**Système de contreventement :**Portique auto- stables ductiles (sans remplissage en maçonnerie) Portique auto- stable ordinaire Ossature contreventée par palées triangulées en X Ossature contreventée par palées triangulées en V Mixtes portiques / palées triangulées en x Mixtes portiques / palées triangulées en V Portique en console verticale Ossature métallique contre ventée par diaphragme 

Autres (préciser).....

**Type assemblage :**Boulonnage Rivetage soudage 

→ Oui

Y a t'il des contrôle périodique sur les assemblage  Non

Oui

Y a t'il un manque dans le nombre rivets ou de boulons  Non

Non

Si Oui, il en manque ?

Beaucoup

peu

très peu

### **Etat général des assemblages :**

Bon

moyen

mauvais

### **Caractéristiques de la construction :**

Nombre de niveaux : .... SS + RDC + .....

Longueur totale (m) : .....

Largeur totale (m) : .....

Hauteur inter étage (m) : .....

Hauteur totale (m) : .....

Nombre de poteaux par étage : .....,.....

Type et dimensions des poteaux en mm : .....,.....

Type et dimensions des poutres longitudinales mm : .....,.....

Type et Dimensions des poutres transversales en mm .....,.....

- Présence d'ascenseur Oui  Non

- Si Oui quel est la charge maximal de l'ascenseur ?.....

- Présence de monte-charge Oui  Non

- Si Oui quel est la charge maximal du monte-charge ? : .....

-présence de pont roulant Oui  Non

-Si Oui quel est la charge maximal du pont roulant ?:.....

### **Observations Générales :**

- Présence de fissurations dans les murs Oui  Non

-Présence d'évacuation d'eaux pluviales Oui  Non

Si Oui quel est son état général ?

Bon

moyen

mauvais

### **Présence de traces de corrosion :**

Sur les éléments de couverture Oui  Non

Si Oui quel est son état de corrosion ?

Très avancé  avancé  moyenne  faible  pas de corrosion

Sur les éléments porteurs Oui  Non

Si Oui quel est son état de corrosion ?

Très avancé  avancé  moyenne  faible  pas de corrosion

### **Phénomène d'instabilité :**

Y a-t-il des phénomènes d'instabilité sur les éléments porteurs ? Oui  Non  Si Oui

**Sur les poteaux :**

Flambement  cisaillement  voilement   
 Autres (préciser).....

**Sur les poutres :**

Flambement  cisaillement  voilement   
 Autres (préciser).....

- L'état général de la construction :

Très bon  Bon  Moyen  Mauvais  Très Mauvais

**Plancher en**

Béton armé  Charpente métallique  collaborant  Bois   
 Autres (préciser).....

Le plancher fait il partie du contreventement de la structure ?

- Oui
- Non
- Autre

**Etat général des planchers:**

Bon  moyen  mauvais

**. Détails (Etat des éléments suivants) :**

- Etat des cloisons : Bon  Moyen  Mauvais
- Etat des balcons : Bon  Moyen  Mauvais
- Etat du garde corps : Bon  Moyen  Mauvais
- Etat de l'escalier : Bon  Moyen  Mauvais
- Etat de l'acrotère : Bon  Moyen  Mauvais
- Etat du réseau électrique : Bon  Moyen  Mauvais
- Etat du réseau gaz : Bon  Moyen  Mauvais
- Etat du réseau eau : Bon  Moyen  Mauvais
- Etat du réseau d'assainissement : Bon  Moyen  Mauvais
- Etat du réseau téléphonique : Bon  Moyen  Mauvais
- Toiture légère (tuile, éternit, ...) Bon  Moyen  Mauvais

**Remarques générales :**

.....  
 .....  
 .....  
 .....  
 .....  
 .....

**Nom et Prénom de l'ingénieur**

**2.5. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons identifié les paramètres ayant une influence sur l'estimation de la vulnérabilité pour les constructions en charpente métallique suivant les retours d'expériences des séismes passés et l'étude bibliographique effectuée.

La principale caractéristique distinctive de cette dernière, réside dans la possibilité d'une description de la qualité sismique des bâtiments, capables de tenir compte des configurations morphologiques possibles, qui peuvent être estimées avant et après l'occurrence de l'événement sismique.

Les paramètres choisis sont reconnus comme les plus influant, pour le comportement des structures en charpente métallique vis-à-vis du séisme. Ces paramètres sont de type qualitatif et quantitatif.

Parmi ces paramètres nous avons la capacité portante et le flambement qui nécessite des calculs, les autres paramètres sont liés à l'observation directe.

Une modélisation numérique statique non linéaire de chaque paramètre sera proposée dans le prochain chapitre afin d'obtenir sa pondération.

## **CHAPITRE 3**

### **MODELISATION & PONDERATION DES COEFFICIENTS**

#### 3.1. Introduction

À l'échelle locale, l'évaluation de la vulnérabilité est effectuée sur une base mécanique en tenant compte des caractéristiques structurelles individuelles, ainsi que des caractéristiques locales du sol, et en utilisant des analyses numériques détaillées.

Les analyses détaillées font partie des méthodes d'évaluation les plus complexes et sont par conséquent plus précises pour l'estimation du comportement d'un bâtiment unique.

Dans le présent travail la méthode d'analyse statique non linéaire (push-over) a été utilisée afin de déterminer les coefficients de pondération des paramètres identifiés dans le chapitre précédent.

#### 3.2. Quantification des paramètres par modélisation numérique

La deuxième partie de la phase (a) consistant à calculer les coefficients de pondérations « Ki » de chaque paramètre sera traité ci-après. Par une modélisation numérique où chaque paramètre a été modélisé, la quantification des paramètres a été obtenue sur la base des déplacements au sommet des structures étudiés et analysées par la méthode push over. Aussi chaque paramètre sera traité pour trois cas de figure (représentant les classes de vulnérabilité).

Dans notre cas, trois classes ont été définies comme précisé dans le chapitre 2: classe A, B et C. La moins vulnérable est la classe A, elle traduit une bonne résistance de ce paramètre à l'action sismique, la plus vulnérable est la classe C, qui traduit un mauvais comportement aux effets du tremblement de terre, tandis que la classe B représente le cas intermédiaire.

### 3.2.1. Analyse push over

Le fondement de la méthode consiste à établir une courbe effort-déplacement unique pour caractériser le comportement de la structure en la poussant de plus en plus fort (figure 2.3). Il s'agit d'un calcul statique, prenant compte un modèle non linéaire, dans lequel les charges gravitaires restent constantes, et les efforts horizontaux appliqués au niveau des masses du modèle de la structure, pour reproduire les forces d'inertie représentatives de l'action sismique, qui ont une répartition généralement semblable à celle des déplacements du mode fondamental de vibration, jusqu' à l'obtention d'un état d'endommagement plastique considéré comme représentant la limite de ce qui est acceptable pour la sécurité [35,61].

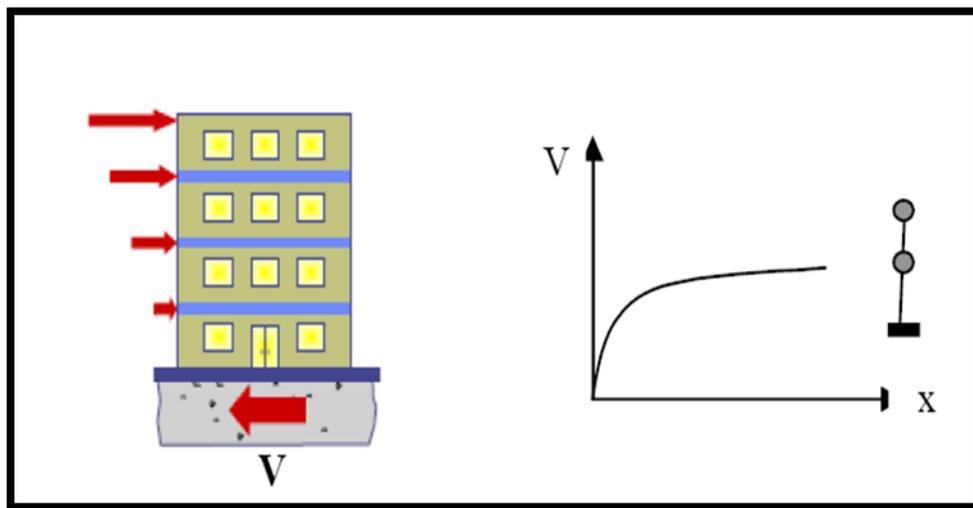


Figure 3.1 : Analyse push over [62].

Le but de l'analyse push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse push over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la structure qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, nous citons :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie transmise à la structure par le mouvement du sol.
- L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure.

- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteaux-poutres, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception.
- L'identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Les estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisées pour contrôler l'endommagement pour évaluer l'effet  $P-\Delta$ .

La finalité de la méthode est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposée au système structurel. L'analyse Push-over fournit des informations sur d'innombrables réponses caractéristiques qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse élastique statique ou une analyse dynamique élastique.

La méthode d'analyse Push-over expose également des faiblesses de conception qui peuvent demeurer dissimulées dans une analyse élastique. Ce sont des mécanismes d'étage, qui exigent une déformation excessive de la force et des surcharges potentiellement irrégulières sur les éléments fragiles [62].

### 3.2.2. Formulation de l'analyse push-over

La méthode d'analyse Push-over est une méthode d'analyse dans laquelle la structure est soumise à des forces latérales qui augmente de façon monotone, avec une distribution invariante sur sa hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement cible prédéterminé soit atteint. L'hypothèse de base de cette méthode est le fait de ramener les structures 3D ou 2D à un système à un degré de liberté (1 DDL). La méthode est basée sur des recherches, qui ont montré que le déplacement d'un système à

plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse du mode fondamental est prédominante [62].

Ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (*déplacement maximal*) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [63].

### 3.2.2.1. Mise en équation

La formulation du système à un seul degré de liberté équivalent SDOF n'est pas unique, mais l'hypothèse fondamentale commune à toutes les approches est que la déformée du système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) peut être représentée par le vecteur modal  $\Phi$  qui reste constant pendant l'histoire de chargement [62].

$$u_n(t) = \Phi_n q_n(t) \quad 3.1$$

$q_n(t)$  : Coordonnées modales, appelées multiplicateurs scalaires.

$\Phi_n$  Vecteur modal.

L'équation différentielle du mouvement pour le système à plusieurs degrés de liberté MDOF peut s'écrire comme suit :

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + f_s(u, \text{sing } \dot{u}) = -m \Gamma \ddot{u}_g \quad 3.2$$

Avec :

$u$  : Vecteur de déplacement.

$m, c, k$  : Matrices des masse, amortissement et rigidité.

$\Gamma$  : Vecteur d'influence. Et  $f_s$  : Force latérale.

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \Phi_n q_n(t) \quad 3.3$$

En multipliant à droite l'équation 3.2 par  $\Phi_n^t$ , et en utilisant l'équation 3.1, on obtient l'équation modale suivante:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \frac{F_{sn}}{M_n^*} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad 3.4$$

$$F_{sn} = F_{sn}(q, \text{sing } \dot{q}) = \Phi_n^t f_s(u, \text{sing } \dot{u}) \quad 3.5$$

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad 3.6$$

Avec :

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n^*} \quad L_n = \Phi_n^t m \Gamma \quad M_n^* = \Phi_n^t m \Phi_n$$

$\Gamma_n$  coefficient de participation modale pour le mode n.

$D_n$  Déplacement modal.

$M_n^*$  Masse généralisé du mode n.

A partir de l'équation 3.6, l'équation différentielle du mouvement pour le système à un seul degré de liberté SDOF peut être écrite comme suit :

$$\ddot{D}_n(t) + 2\xi_n\omega_n\dot{D}_n(t) + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad 3.7$$

D'après l'équation (3.1 et 3.6), le déplacement du niveau  $i$  pour le mode n est :

$$u_{in}(t) = \Gamma_n \Phi_{in} D_n(t) \quad 3.8$$

En particulier le déplacement du sommet :

$$u_{rn}(t) = \Gamma_n \Phi_{rn} D_n(t) \quad 3.9$$

Le déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté SDOF est donné par :

$$(u_r)_{SDOF} = \Gamma_1 \Phi_{r1} D_1 \quad 3.10$$

Le vecteur  $\Phi_n$  modal est connu, la relation force – déformation de système équivalent SDOF (Figure 2.3) peut être déterminée à partir des résultats de l'analyse statique non – linéaire incrémentale de la structure à plusieurs degrés de liberté(MDOF), qui produit habituellement l'effort tranchant à la base ( $V$ ) et le déplacement du sommet ( $u$ ).

La période initiale du système à un degré de liberté équivalent SDOF,  $T_{eq}$  peut être calculée par la relation suivante :

$$T_{eq} = 2\pi \left[ \frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right]^{1/2} \quad 3.11$$

### 3.3. Détermination des classes de vulnérabilité

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement delta, au sommet et en ordonnée l'effort tranchant de base  $V$  (la somme des forces horizontales). Elle constitue une caractéristique intrinsèque de la structure du point de vue de l'effet des actions horizontales, de nature statique ou dynamique. Elle fournit une estimation des mécanismes de plastification et de la distribution de l'endommagement progressif, en fonction de l'intensité des forces et des déplacements horizontaux.

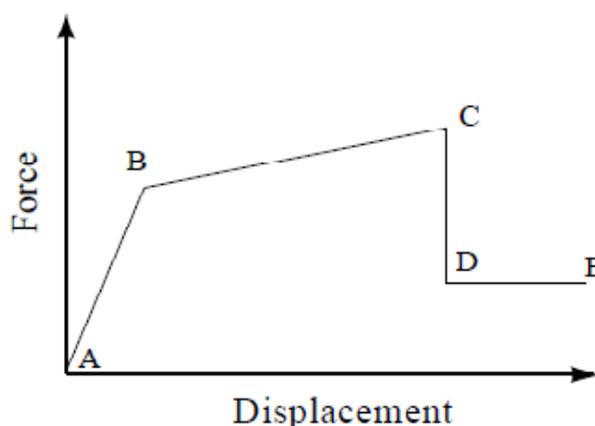


Figure 3.2 : Courbe push over.

La troisième étape est la détermination des classes de vulnérabilité, on remarque que la courbe (figure 3.2) est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

- **Le premier niveau IO « segment AB » appelé** (Occupation Immédiate) : Correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non-endommagement) car La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance pour notre cas on l'appellera **classe A et nous lui associerons la couleur verte**
- **Le deuxième niveau LS « segment BC »** *Life Safety* (Sécurité de la Vie) : d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer qui pourrait induire une perte significative de sa raideur : on la nommera **classe B et nous lui associerons la couleur orange**
- **Le troisième niveau CP « segment CD »** *Collapse Prevention* (Prévention de la Ruine) représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. **Au-delà de ce niveau (segment DE)**, la structure est susceptible de s'effondrer car elle ne présente aucune capacité de résistance. Elle peut subir une

instabilité et atteindre la ruine.

Pour notre cas, ça sera : la **classe C** et nous lui associerons la couleur rouge

### 3.4. Modélisation des paramètres

Compte tenu que le comportement des bâtiments de faible, moyenne et grande hauteur ne sont pas les mêmes, nous considérerons chacun de ces cas afin d'avoir une estimation aussi bonne que possible. Pour ce faire, trois bâtiments en acier seront considérés (tableau 3.1) en fonction de leur hauteur [39] à savoir :

- Faible hauteur : 1 a 2 niveaux ou une hauteur inférieure  $\leq 6$  mètre.
- Moyenne hauteur: 3-5 étages; avec une hauteur comprise entre 6 à 15 mètre.
- Grande hauteur : plus de 6 niveaux et donc la hauteur dépasse les 15 mètre.

Chaque paramètre sera modélisé dans les trois modèles de différente hauteurs considérés afin de vérifier son influence et de définir son poids pour chaque hauteur et chaque classe de vulnérabilité. Le déplacement maximal au sommet est utilisé comme un outil pour quantifier les facteurs de pondération.

	Longueur ( m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	niveaux	Section des poutres	Section des poteaux
Faible hauteur	24	24	5	1	IPE 270	HEA 180
Moyenne hauteur	24	24	15	4	IPE 270	HEA 260
Hauteur élevée	24	24	21	6	IPE 270	HEA 450

Tableau 3.1 : Dimensions des différentes structures

Chaque paramètre sera modélisé dans les trois classes définies, A, B et C. Une analyse statique non linéaire sera effectuée pour chaque type de bâtiment (faible, moyen et haut) pour les classes de vulnérabilité correspondantes. Ainsi 126 modèles seront analysés.

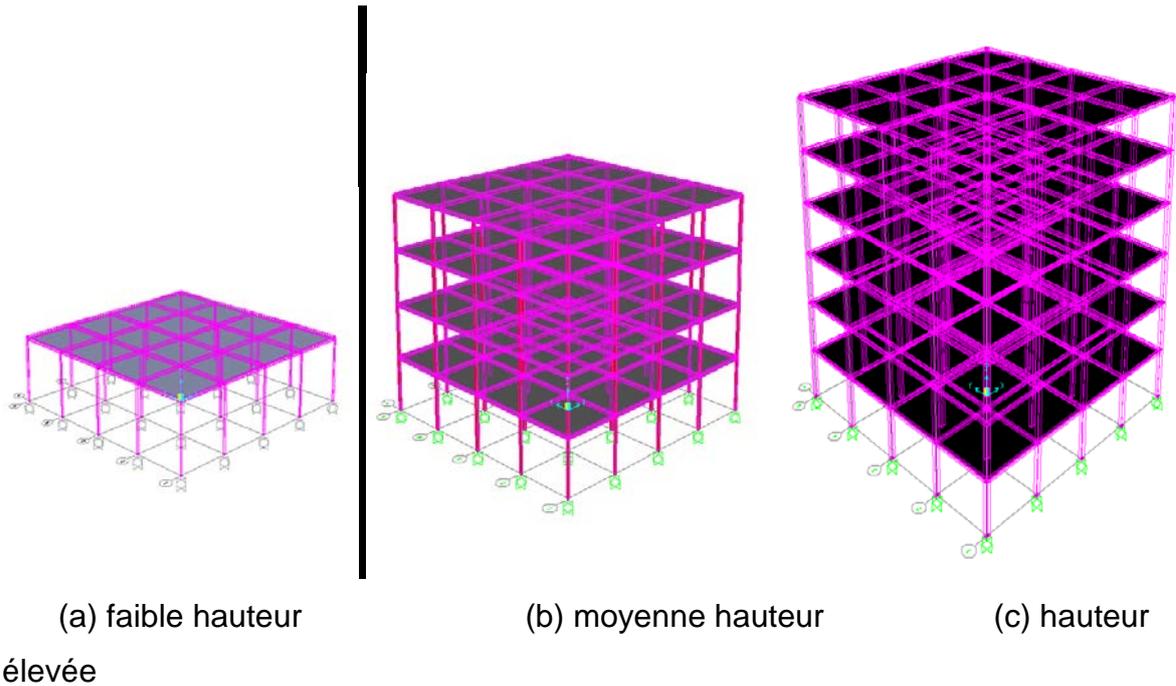


Figure 3.3 : Types de bâtiments modélisés selon les hauteurs.

Les hypothèses considérées pour la modélisation des différents paramètres sont expliquées ci-après.

➤ Paramètre ductilité

Sous l'effet d'actions sismiques de forte intensité, les structures subissent des déformations se situant dans le domaine post élastique. Elles résistent à un niveau d'agression supérieur à celui pour lequel, elles ont été conçues. Grâce à la faculté de dissipation d'énergie due à leur comportement non linéaire offert par la ductilité de l'acier [65-66].

Pour tenir compte de ces incursions, dans le domaine post-élastique, les codes considèrent un coefficient de comportement qui dans les codes parasismiques dépend du système de contreventement. Il varie de 2 à 6 pour les différentes typologies existantes dans le règlement parasismique algérien [65]. Selon le facteur de comportement, La variation de la ductilité d'une classe de vulnérabilité à une autre, est fonction de la déformation du matériau. Dans la première classe le matériau reste dans le domaine élastique, dans la dernière classe le matériau atteint la limite de la rupture. Par contre dans la classe intermédiaire le matériau atteint le domaine plastique (voir figure 3.4).

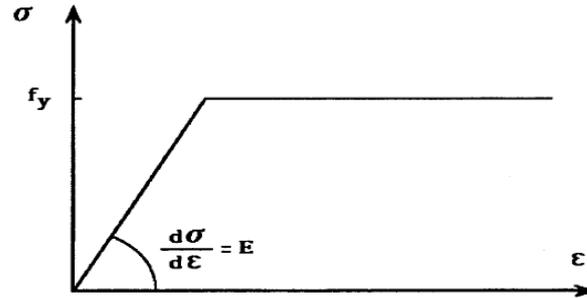


Figure 3.4 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier

➤ Paramètre capacité sismique

C'est la comparaison entre l'effort tranchant de base induit par le séisme à la base  $V_S$  calculé, avec la réglementation parasismique algérienne RPA 99 et CCM97, et l'effort tranchant maximum supporté, par la structure  $V_T$  (calcul plastique au cisaillement) [64-67, 68].

Calcul de la valeur plastique au cisaillement  $V_T$  :

$$V_T = A (f_y / \sqrt{3}) \gamma_{Mo} \quad 3.12$$

$A$ : l'air de cisaillement.,  $\gamma_{Mo}$  : Coefficient partiel de sécurité.

$f_y$ : résistance limite d'élasticité.

Nous considérerons que nous sommes dans la classe A, si l'effort tranchant de base est dans le domaine élastique, nous serons dans la classe C si l'effort tranchant de base induit par le séisme n'est pas supporté par la section des poteaux à la base, et nous serons dans la classe B en cas de situation intermédiaire.

➤ Paramètre type de sol

Le paramètre type de sol est défini par sa rigidité, selon le règlement algérien qui classe les sols en quatre familles. Nous avons les sols dits rocheux dont la vitesse moyenne d'onde de cisaillement dépasse 800 m/s, les sols fermes dont la vitesse moyenne d'onde de cisaillement qui entre 800 et 400 m/s, alors que les sols meubles et très meubles où la vitesse moyenne d'onde de cisaillement en dessous de 400 m/s [64]. La modélisation de chaque sol est faite tout en variant le facteur de rigidité de la première classe à la dernière classe. Ce facteur est calculé selon les formules 3.13 à 3.18 données par Pais et Kausel [69].

$$\text{Translation selon Z : } K_z = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 3.1 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right] \quad 3.13$$

$$\text{Translation selon Y : } K_y = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left( \frac{L}{B} \right) + 1.6 \right] \quad 3.14$$

$$\text{Translation selon X : } K_x = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right] \quad 3.15$$

$$\text{Torsion autour Z: } K_{zz} = GB^3 \left[ 4.25 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right] \quad 3.16$$

$$\text{Torsion autour Y: } K_{yy} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.73 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right] \quad 3.17$$

$$\text{Torsion autour X: } K_{xx} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.2 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.8 \right] \quad 3.18$$

Où: G: Module de cisaillement ; L: Longueur de la fondation ; B: Largeur de la fondation ;

$\nu$ : Coefficient de poisson.

Dans la classe A nous aurons les sols ayant une bonne rigidité et dont la vitesse moyenne d'onde de cisaillement dépasse 800 m/s. Dans la classe C nous aurons les sols avec une faible rigidité dont la vitesse moyenne d'onde de cisaillement dépasse 200 m/s. Dans la classe B nous aurons la situation entre les deux classes précédentes.

➤ Paramètre qualité des assemblages

Il s'agit du point de passage obligé pour les sollicitations, qui doivent circuler entre les composants d'ossature. Leur défaillance, met directement en cause le fonctionnement de l'ensemble de la structure, la modélisation a été faite en divisant les éléments frame au niveau de la zone nodale [64, 70]. Dans la première classe on trouve les assemblages qui travaillent dans le domaine élastique, dans la dernière classe on trouve les assemblages qui atteignent la limite de rupture, tandis que la seconde classe on trouve les assemblages qui atteignent le domaine plastique.

➤ Paramètre maintenance

Le principal inconvénient des constructions en acier, est leur corrodabilité. Des entretiens réguliers sont nécessaires, pour conserver la résistance des bâtiments dans le temps [71]. Dans la première classe (A) les poteaux se déforment dans le domaine élastique, dans la classe B les poteaux atteignent le domaine plastique quand à la troisième classe (C) les poteaux atteignent la limite de rupture, selon la courbe représentée dans la figure 3.5 [Pour évaluer le paramètre maintenance le module d'élasticité E et la déformation ( $\epsilon$ ) de l'acier ont été pris comme variable dans le cas de la non – linéarité.]

La résistance à la compression  $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$ ;

$$\sigma_s = E * \epsilon_s$$

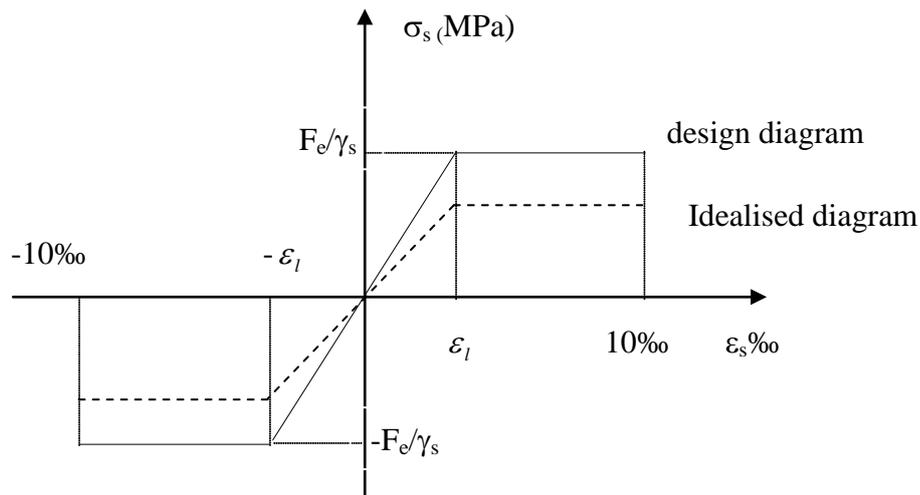


Figure 3.5 : Diagramme contrainte déformation à ELU

➤ Paramètre diaphragme horizontal

Le diaphragme est un plan rigide horizontal, assurant trois fonctions principales qui sont ; i) Transmettre les charges sismiques horizontales sur les éléments de contreventement vertical, ii) Raidir les bâtiments et iii) Coupler les éléments verticaux [27]. Dans la première classe (A) tous les nœuds du plancher sont sélectionnés et affectés d'un diaphragme. Dans la dernière classe (C) les nœuds du plancher ne sont pas solidaires aux éléments verticaux de contreventement, tandis que dans la classe (B) la moitié des nœuds sont connectés.

➤ Paramètre modification

Une transformation de contreventement, ou une augmentation des charges d'exploitation ou changement de destination, peuvent modifier défavorablement, le comportement d'une construction sous l'action sismique [72]. Nous proposons de classer ce paramètre en trois classes : Dans la première classe l'usage des constructions ainsi que le système de contreventement ne sont pas modifiés par rapport à l'état initial. Dans la troisième classe le changement se fait au niveau de l'usage (augmentation de la masse), et dans les éléments de contreventements. Dans la classe intermédiaire le changement se situe au niveau de l'usage ou bien au niveau du système de contreventement.

➤ Flambement de la structure

Ce paramètre, consiste à vérifier la résistance des éléments porteurs les poteaux vis-à-vis du phénomène d'instabilité (le flambement) [67,73-74]. Qui

est calculé avec  $P_{CR}$ : c'est la charge une fois dépassée provoque la perte de stabilité  $P_{CR} = E I \pi^2 / L_{eff}$  3.20

Avec :

$E$  : module d'élasticité longitudinale.  $I$  : moment d'inertie du profilé.

$L_{eff}$ : longueur de flambement.

Nous sommes dans la première classe A, si l'effort de compression de base est dans le domaine élastique, nous sommes dans la classe C si l'effort de compression n'est pas supporté par la section des poteaux à la base et nous sommes dans la classe B en cas de situation intermédiaire.

➤ Paramètre régularité en plan

Il s'agit de vérifier les critères imposés par la réglementation en vigueur et qui porte sur La distribution de la masse et de la rigidité et sur la forme géométrique en plans [64]. La classe (A) les bâtiments sont modélisés avec une répartition égale des charges. Dans la deuxième classe (B) nous avons un changement au niveau des charges permanentes où les charges d'exploitations, par contre dans la troisième classe (C) nous avons un changement dans les charges permanentes et d'exploitations

➤ Paramètre régularité en élévation

Il s'agit de vérifier deux aspects essentiels liés à [64] :

- La variation de la distribution de la masse, entre deux niveaux successifs
- La variation de la rigidité du système résistant, entre deux étages successifs

On utilisera le même principe de modélisation que pour le paramètre régularité en plan, sauf que le changement des masses se fait d'un étage par rapport à un autre.

➤ Paramètre implantation de l'ouvrage

Ce sont les implantations susceptibles d'aggraver l'action sismique qui sont considérés. Ainsi nous avons les constructions situées sur un terrain instable, à l'extrémité d'une falaise, en haut ou en bas d'une colline, sur les abords d'une rivière ou sur un terrain accidenté [64]. La première classe A sont les modèles avec tous les appuis encastrés, dans la dernière classe nous trouverons le cas d'un appui encastré tandis que dans la deuxième classe la moitié des appuis sont libres.

➤ Paramètre entrechoquement

C'est l'interaction entre structures qui a lieu entre bâtiment adjacent ou juxtaposé, ou l'effet du comportement sismique de l'une par rapport à l'autre durant

l'occurrence sismique [64]. L'épaisseur du joint sismique donné dans le règlement parasismique algérien RPA99 Version 2003 détermine la classification de ce paramètre.

Nous proposons trois groupes de classification pour ce paramètre à savoir :

Dans la classe A la structure est isolée avec  $d > 40$  mm. Dans ce cas le coefficient  $K_I = 0$ .

Dans la classe B, la structure a une ou plusieurs constructions mitoyennes avec  $d \leq 40$  mm. Dans ce cas le facteur de pondération est calculé selon la différence de l'épaisseur des joints donné par la formule 3.21 (40 mm), et l'épaisseur ( $d$ ) calculée pour chaque type de bâtiment.

Dans la classe C, la structure a une ou plusieurs constructions mitoyennes avec  $d = 0$  mm. Dans ce cas le coefficient  $K_I = 1$ .

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40 \text{ mm} \quad 3.21$$

$d_{\min}$  : largeur de joint calculée

$\delta_1$  : déplacement maximum du bloc 1,  $\delta_2$  : déplacement maximum du bloc 2

#### ➤ Paramètre toiture

La toiture, constitue la partie supérieure de la structure et sa fonction est d'une part : assurer la reprise des charges et d'autre part, elle doit assurer la fermeture du bâtiment (fonction protectrice). Le principe de la modélisation de ce paramètre est le même que le paramètre diaphragme. Pour le paramètre toiture les charges permanentes et d'exploitations sont considérées différentes (plus grandes) par rapport au poids des planchers courants.

#### ➤ Paramètre détail

On entend par paramètre détail, l'état et la qualité des éléments non structuraux, qui peuvent influencer sur le comportement de la structure lors d'un séisme ; ainsi que l'état des divers réseaux qui influent sur la fonctionnalité de la structure, qui sont : les balcons, les cloisons de séparations, les gardes corps, les acrotères, les escaliers. Pour la modélisation nous avons pris comme exemple les « balcons », en fonction de leurs déformations. Dans la première classe on trouve les balcons dont la déformation reste dans le domaine élastique, dans la deuxième classe les déformations atteignent le domaine plastique, alors que dans la dernière classe nous avons les balcons dont la déformation atteint la limite de rupture.

### 3.5. Conclusion

Dans le présent chapitre nous avons présenté la méthode de l'analyse statique non linéaire par poussée progressive (Push Over).

Le fondement de la méthode consiste à établir une courbe effort-déplacement pour caractériser le comportement de la structure en la poussant de plus en plus fort. Il s'agit d'un calcul statique, prenant compte un modèle non linéaire, dans lequel les charges gravitaires restent constantes, et les efforts horizontaux appliqués au niveau des masses du modèle de la structure, pour reproduire les forces d'inertie représentatives de l'action sismique, qui ont une répartition semblable à celle des déplacements du mode fondamental de vibration, jusqu' à l'obtention d'un état d'endommagement plastique considéré. Ceci nous permettra de déterminer les déplacements au sommet des modèles étudié.

Cette méthode a été appliqué afin d'évaluer la performance sismique des structures métalliques pour, Les 3 modèles que nous avons étudié suivant leurs hauteurs, bâtiment a faibles hauteur, bâtiment a moyenne hauteur et bâtiment a grande hauteur.

A cet effet, les définitions des différentes classes de vulnérabilité des différents paramètres considérés ont été données.

Nous avons donc modélisés 14 paramètres dans les 3 classes de vulnérabilités définis et sur les trois bâtiments considérés suivant leurs hauteurs, 126 exemples ont été traités suivant les différentes hypothèses considérées citées dans le présent chapitre.

## CHAPITRE 4

### INDICE & COURBES DE VULNERABILITE

#### 4.1. Introduction

Des analyses Push-over seront utilisées afin de déterminer les différents coefficients de pondérations des différents paramètres identifiés. Pour obtenir une classification des constructions en charpente métallique en fonction de leur vulnérabilité sismique exprimé à l'aide de l'indice de vulnérabilité ainsi déterminé.

Cet indice sera associé à des DPM (Matrice de Probabilité de Dommages) afin d'obtenir des courbes de vulnérabilité continue pour les structures métalliques. Chaque paramètre, a été modélisé pour les trois types de bâtiment (faible hauteur, moyenne et élevée) et dans les trois classes de vulnérabilité, cela signifie 14 paramètres \* 3 bâtiments \* 3 classes de vulnérabilité, ce qui donne plus de 126 modèles dont les analyses ont pris plus 600 heures de calcul à l'aide d'un PC , pour déduire les facteurs de pondérations.

#### 4.2. Détermination des facteurs de pondérations

Suivant les modélisations citées au chapitre 3, pour chaque paramètre dans les différentes structures et pour chaque classe de vulnérabilité, des facteurs de pondération sont attribués à partir des analyses statiques non linéaires. Ces facteurs sont déduits grâce aux déplacements maximums au sommet des structures. Ils sont obtenus suivant la formule suivante

$$K_i = \frac{d_{\max}}{\sum_{i=1}^3 d_{\max i}} \quad 4.1$$

$d_{\max}$  : déplacement maximum pour chaque classe de vulnérabilité (A, B et C)

$\Sigma d_{\max i}$  : la somme déplacements maximums des trois classes de vulnérabilité.

Le tableau 4.1 donne les différents résultats obtenus pour les différentes modélisations.

Tableau 4.1 : Valeurs des déplacements dans les trois bâtiments (bas, moyen, haut)

	low			middle			high		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1- ductilité	0,060	0,346	0,468	0,090	0,445	0,620	0,142	0,440	0,717
2- assemblage	0,082	0,316	0,518	0,104	0,417	0,577	0,125	0,353	0,717
3- maintenance	0,099	0,467	0,778	0,080	0,446	0,645	0,111	0,427	0,616
4- capacité sismique	0,099	0,369	0,530	0,080	0,476	0,529	0,111	0,357	0,471
5- sol	0,057	0,366	0,528	0,108	0,371	0,562	0,135	0,346	0,522
6- Diaphragme horizontal	0,148	0,369	0,498	0,196	0,336	0,512	0,164	0,356	0,417
7- régularité en plan	0,099	0,359	0,477	0,130	0,361	0,463	0,142	0,359	0,475
8- flambement	0,120	0,380	0,499	0,160	0,390	0,450	0,125	0,357	0,472
9- modification	0,133	0,341	0,484	0,159	0,376	0,457	0,129	0,372	0,471
10- régularité en élévation	0,133	0,359	0,477	0,159	0,409	0,431	0,129	0,374	0,459
11- Entrechoquement	0,133	0,356	0,553	0,159	0,364	0,432	0,129	0,362	0,459
12- implantation	0,133	0,402	0,763	0,159	0,486	0,720	0,129	0,438	0,754
13- toiture	0,196	0,290	0,390	0,189	0,308	0,389	0,158	0,359	0,424
14- détails	0,196	0,290	0,390	0,190	0,325	0,389	0,158	0,324	0,417

Puis pour chaque paramètre, une moyenne est calculée des coefficients « K<sub>i</sub> » obtenus pour les trois types de modèles (faible hauteur, moyenne hauteur et hauteur élevée), selon la formule 4.2 :

$$K_j = \frac{\sum_{i=1}^n K_i}{n} \quad 4.2$$

K<sub>j</sub> : coefficient de pondération obtenu pour chaque paramètre, et pour les trois types de bâtiments, et n: nombre de bâtiments considérés (n = 1, n = 2, ou n = 3).

Le tableau 4.2 donne la moyenne obtenue pour les coefficients de pondérations.

Tableau 4.2 : Moyenne des coefficients « K<sub>j</sub> ».

	A	B	C
1- ductilité	0,097	0,410	0,602
2- assemblage	0,104	0,362	0,604
3- maintenance	0,097	0,447	0,680
4- capacité sismique	0,097	0,401	0,510
5- sol	0,100	0,361	0,537
6- Diaphragme horizontal	0,169	0,353	0,476
7- régularité en plan	0,124	0,360	0,472
8- flambement	0,135	0,376	0,474
9- modification	0,140	0,363	0,471
10- régularité en élévation	0,140	0,381	0,456
11- Entrechoquement	0,140	0,361	0,481
12- implantation	0,140	0,442	0,746
13- toiture	0,181	0,319	0,401
14- détails	0,182	0,313	0,398

Les coefficients obtenus dans le tableau 4.2 ne sont pas utilisés directement dans la classification des structures en acier. Nous avons normalisé ces coefficients en passant à un intervalle compris entre 0 et 1 (0% à 100%) en utilisant la formule 4.3 c'est-à-dire en divisant chaque pondération par un coefficient de valeur 7.30 qui représente la somme des facteurs  $K_i$  en classe C :

$$K_n = \frac{K_j}{7.30} \quad 4.3$$

Les nouveaux coefficients sont présentés dans le tableau 4.3 :

Tableau4.3 : Facteur de pondération "Kn".

	A	B	C
1- ductilité	0,01	0,06	0,09
2- assemblage	0,01	0,05	0,08
3- maintenance	0,01	0,06	0,10
4- capacité sismique	0,01	0,05	0,08
5- sol	0,01	0,05	0,07
6- Diaphragme horizontal	0,02	0,05	0,07
7- régularité en plan	0,02	0,05	0,06
8- flambement	0,02	0,05	0,06
9- modification	0,02	0,05	0,06
10- régularité en élévation	0,02	0,05	0,06
11- Entrechoquement	0,02	0,05	0,07
12- implantation	0,02	0,06	0,10
13- toiture	0,02	0,04	0,05
14- détails	0,02	0,04	0,05

Ces pondérations expriment un pourcentage de la qualité sismique des éléments structuraux et non structuraux, et ne peuvent prendre qu'une seule valeur de vulnérabilité. Ces derniers sont choisis par l'opérateur au cours de l'enquête sur le terrain, en suivant des règles détaillées et des instructions visant à bien estimer l'état de chaque paramètre. Ces pondérations sont un facteur important dans l'estimation de la vulnérabilité, puisque elles contribuent à donner l'importance d'un paramètre par rapport à un autre.

La somme des valeurs numériques nous donne une valeur appelée « indice de vulnérabilité » formule (4.4). Il caractérise la qualité sismique du bâtiment.

$$I_v = \sum_1^{14} K_n \quad 4.4$$

En fonction de la valeur de «  $I_v$  » calculée, La structure étudiée peut appartenir à l'une des trois classes que nous avons définies et données dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4 : Classification des structures en fonction de leur «  $I_v$  ».

Classe	Verte	Orange	Rouge
$I_v$	$[0.25 - 0.48[$	$[0.48 - 0.86[$	$[0.86 - 1]$

Ces classes se présentent comme suit :

Classe verte :  $0.25 \leq I_v < 0.48$ : La structure présente une bonne résistance au séisme.

Classe orange :  $0.48 \leq I_v < 0.86$  : Le bâtiment présente une résistance moyenne vis-à-vis du séisme. La structure nécessite un renforcement ou une étude plus approfondie.

Classe rouge :  $0.86 \leq I_v \leq 1$  : Cette classe, exprime que la construction à une résistance faible au séisme.

La quantification des différents paramètres se fait sur site à travers le remplissage d'une fiche technique développée spécifiquement et présenté au chapitre 2.

#### 4.3. Courbes de vulnérabilité

Les courbes de vulnérabilité quelles soit statistique ou déterministe sont essentiellement élaborés pour l'étude de vulnérabilité à grande échelle afin d'établir des scénarii sismique qui permet de déterminer les taux de dommages qui pourraient survenir en cas d'un tremblement de terre avec une intensité donnée.

##### 4.3.1. Niveaux de dommages

L'élaboration de courbes de vulnérabilité des structures métalliques, passe par la définition des matrices de probabilité de dommage. Ces matrices se basent sur la description des niveaux de dommages que peuvent subir ce type de construction en fonction de l'intensité sismique.

Six niveaux de dommages sont considérés. Le niveau de dommage ( $D_k$ ) varie de 0 à 5, où le niveau 0 correspond à un cas d'absence de dommage, et le niveau 5 correspond à une destruction totale ou presque de la structure.

Les niveaux de dommages ainsi que la description de l'échelle d'intensité utilisée sont présentés respectivement comme dans les tableaux 4.5 et 4.6.

Tableau 4.5 : Classification de Niveaux de dommages [75].

Niveau de dommage « D <sub>k</sub> »	Description de dommage
Niveau 0	Aucun dégât constaté
Niveau 1	Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structureux)
Niveau 2	Dégâts modérés (dégâts structureux, légers ; dégâts non structureux modérés)
Niveau 3	Dégâts sensibles à importants (dégâts structureux modérés, dégâts non structureux importants)
Niveau 4	Dégâts très importants (dégâts structureux importants, dégâts non structureux très importants)
Niveau 5	Destruction (dégâts structureux très importants)

La forme abrégée de l'échelle d'intensité sismique EMS 98 est donnée dans le tableau 4.6.

Tableau 4.6 : Echelle d'intensité sismique EMS 98 [75]

Intensité	Définition	Description des effets typiques observés
I	Non ressenti	Non ressenti
II	Rarement ressenti	Ressenti uniquement par quelques personnes au repos dans les maisons
III	Faible	Ressenti à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les personnes au repos ressentent une vibration ou un léger tremblement
IV	Largement observé	Ressenti à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes. A l'extérieur par très peu. Quelques personnes sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle vibrent
V	Fort	Ressenti à l'intérieur des habitations par la plus part. A l'extérieur par quelques personnes. De nombreux dormeurs se réveillent. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans leur ensemble. Les objets suspendus se balancent fortement. Les petits objets sont déplacés. Les portent et les fenêtres s'ouvrent ou se ferment
VI	Dégâts légers	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Chute d'objets. De nombreuses maisons subissent des dégâts non structureux comme de très fines fissures et des chutes de petits morceaux de plâtre.
VII	Dégâts	La plus part des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Les meubles se déplacent et beaucoup d'objets tombent des étagères. De nombreuses maisons ordinaires bien construites subissent des dégâts modérés : petites fissures dans les murs, chute de plâtre, chute de parties de cheminées ; des bâtiments plus anciens peuvent présenter de larges fissures dans les murs et la défaillance des cloisons de remplissage
VIII	Dégâts importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à rester debout. Beaucoup de maisons ont de larges fissures dans les murs. Quelques maisons ordinaires bien construites présentent des défaillances sérieuses des murs, tandis que des structures anciennes peu solides peuvent s'écrouler.
IX	Destructions	Panique générale. De nombreuses constructions peu solides s'écroulent. Même des bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants : défaillance sérieuses des murs et effondrement structurel partiel.
X	Destructions importantes	De nombreux bâtiments bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe	La plus part des bâtiments bien construits s'effondrent, même ceux ayant une bonne conception parasismique sont détruits.
XII	Catastrophe généralisés	Pratiquement tous les bâtiments sont détruits.

#### 4.3.2. Principe de la méthode [18]

Cette méthode est fondée sur une méthode statistique, qui exprime la corrélation statistique entre l'intensité sismique et les dommages observés lors des tremblements de terre passés.

Le calcul des courbes de vulnérabilité semi empiriques inclue l'échelle d'intensité européenne (EMS 98) et l'indice de vulnérabilité (Iv) qui représente et quantifie l'appartenance d'une construction à une classe de vulnérabilité donnée. Les valeurs de l'indice (domaine 0 – 1) sont données pour quantifier le comportement global de la structure. Un niveau de dommage est calculé à partir des paramètres cités ci-dessus, pour les constructions métalliques.

La relation entre l'intensité sismique et les dommages observés est définie dans les matrices de probabilité de dommage (DPM). Ces DPM décrivent la probabilité de l'occurrence d'un certain niveau de dommages suite à un séisme donné.

#### 4.4. Matrices de probabilité de dommages

Les matrices de probabilité de dommages permettent de quantifier le niveau de dommage des structures en charpente métallique, pour chaque classe de vulnérabilité en fonction de l'intensité sismique.

La quantification des dommages correspondants à différentes intensités pour chaque classe de vulnérabilité est représentée ci-après pour des structures en acier algériennes (table 4.7, 4.8 et 4.9).

Tableau 4.7: Classe verte.

<b>vert</b>					
Damage	1	2	3	4	5
Intensité					
IV					
V					
VI					
VII	Rare				
VIII	Few	Rare			
IX	Many	Few			
X		Many	Few		
XI			Many	Few	
XII				Many	

Nous remarquons dans le tableau 4.7 que les constructions en acier de classe verte sont moins de 20% à subir des dommages de niveau 1 à partir d'une intensité sismique 8. Les dégâts augmentent à nombreux pour un niveau d'intensité de 9.

Pour cette même intensité il n'y aura que quelques bâtiments qui subiront des dommages de niveau 2.

Tableau 4.8: Classes orange

<b>orange</b>					
Damage	1	2	3	4	5
Intensité					
IV					
V					
VI	Few				
VII	Many	Few			
VIII	Most	Many			
IX		Most	Many		
X			Most	Many	
XI				Most	Many
XII					Most

Pour la deuxième catégorie, Nous remarquons à partir du tableau 4.8, que les structures en charpente métallique ayant un indice de vulnérabilité dans la classe Orange, ne subiront de dommages qu'à partir d'une intensité 6. Ces dommages qui sont de niveau 1, apparaissent dans « peu » de structures, qui représentent quelques constructions en acier. La plus part subiront un niveau de dommage 1 pour une intensité 8. Ces structures pour un séisme d'intensité 12 subiront la plus part d'entre eux un dommage de niveau 5.

Tableau 4.9: Classe Rouge.

<b>rouge</b>					
Dommmage	1	2	3	4	5
Intensité					
IV					
V	Few				
VI	Many	Few			
VII	Most	Many			
VIII		Most	Many		
IX			Most	Many	
X				Most	Many
XI					Most
XII					

Pour les structures de classe rouge, elles vont endurer des dommages de niveau 1 dès l'intensité 5. Ces dommages qui sont de niveau 1, apparaissent dans « peu » de structures.

Par ailleurs la plus part des constructions (plus de 60%) subiront un niveau de dommage 5 pour une intensité sismique de 11.

les notions de rares, quelques, nombreux et la plupart expriment le pourcentage des bâtiments endommagés lors d'un séisme d'une intensité donnée, ils sont exprimés comme suit :

- De 0 à 5% pour la notion de rares.
- De 5 à 20% pour la notion de quelques bâtiments.
- De 20 à 60% des bâtiments pour la notion de beaucoup.
- Plus que 60% des bâtiments pour la notion la plupart.

#### 4.5. Courbes de vulnérabilité

Les matrices de probabilité de dommages (DPM) peuvent être représentées graphiquement par des fonctions de vulnérabilité continues (courbes de vulnérabilité). Pour chaque intensité, le taux de dommage moyen ( $\mu_D$ ) est calculé, pour définir les degrés des dégâts observés. Les courbes de vulnérabilité semi-empiriques s'expriment en termes de  $\mu_D$ , qui est dérivé pour chaque classe de vulnérabilité de la construction, en considérant l'indice de vulnérabilité IV, qui détermine le taux de dommages avec une intensité donnée.

A partir de l'indice de vulnérabilité, qui est compris entre 0 et 1 et l'intensité MMI, nous avons défini le taux de dommage moyen qui permet de connaître le pourcentage de bâtiments dans un niveau de dommage donné.

Les courbes de vulnérabilité empiriques se basent sur les approches déterministes, exprimant le taux de dommage moyen en fonction du niveau sismique qui est :

$$\mu_D = 2.55 \left[ 1 + \tanh \left( \frac{I + (6.25VImean) - 13.1}{2.8} \right) \right] \quad 4.5$$

La distribution Bêta a été utilisée pour calculer la distribution de dommages(DPM) pour chaque classe de vulnérabilité, en vue d'obtenir les courbes de vulnérabilité, qui sont appelées fonctions de vulnérabilité semi empiriques et sont représentées sur la figure 4.1.

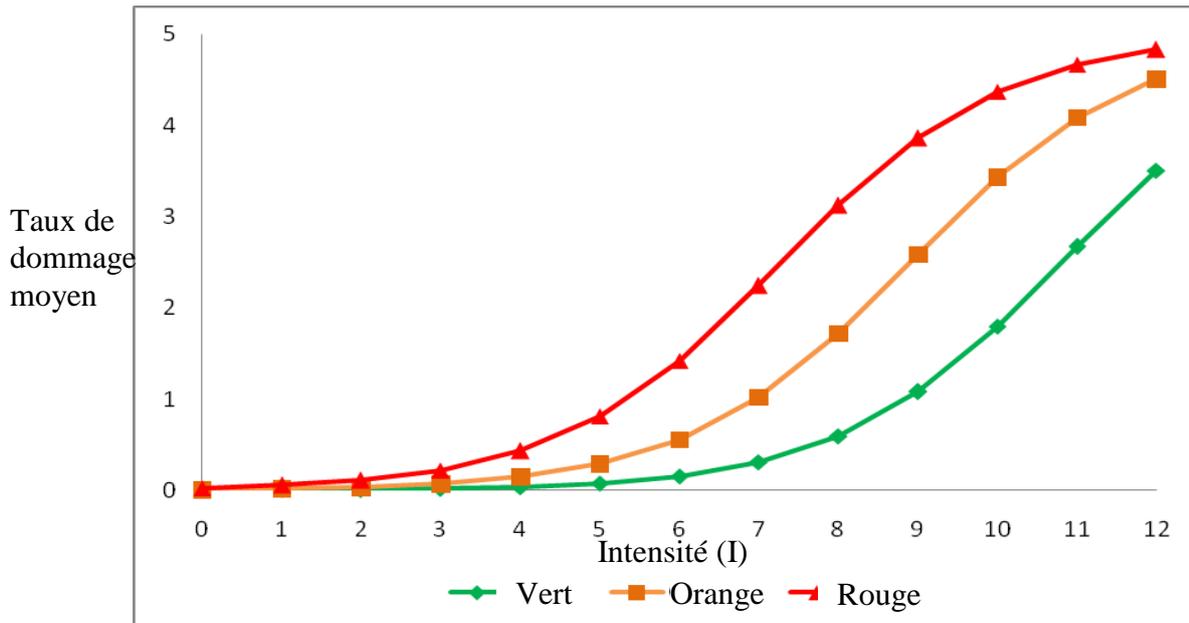


Figure 4.1 : Courbes de vulnérabilité semi empirique.

Les courbes présentées ci-dessus représentent les courbes de vulnérabilité pour les bâtiments en charpente métallique algérienne. Elles pourront être utilisées pour effectuer des scénarios sismiques pour des agglomérations ayant ce type de structures, ceci permettra une approche plus rigoureuse puisque ces courbes sont intrinsèque à l'Algérie.

#### 4.6. Conclusion

Nous avons déterminé un indice de vulnérabilité pour les structures en acier. Cet indice est fonction de coefficients de pondération obtenus à partir d'analyses push-over des 126 modèles analysés. Sur cette base, une classification des structures en charpente métallique a été donnée permettant de juger de la capacité de la structure à résister ou pas à un événement sismique. Cet indice permet donc de quantifier la qualité sismique de la structure étudiée.

Cet indice peut être déterminé avant ou après un événement sismique. Avant un événement sismique, l'information tirée peut aider à déterminer l'option à prendre soit ne pas intervenir (si pas de risque, c'est la couleur verte), renforcer la structure (s'il y a un risque, c'est la couleur orange) ou bien remplacer la structure (en cas de danger, c'est la couleur rouge). Après un tremblement de terre, l'information tirée permet de classer les structures en trois classes aussi, verte, orange et rouge.

Des courbes de vulnérabilité sismique pour les structures en charpente métallique ont été développées qui passe par la définition des matrices de probabilités de

dommages. Ces matrices se basent sur la description des niveaux de dommages que peuvent subir ce type de construction donnée dans l'échelle EMS 98 en fonction de l'intensité sismique donnée. Ces courbes nous permettent aussi d'effectuer des scénarii sismiques, qui sont, des outils très importants pour les gestionnaires du risque sismique pour une agglomération ou un site donné et qui permettent de situer le pourcentage de dommage qui pourraient être occasionnés en cas d'un tremblement de terre d'intensité donnée.

## **CHAPITRE 5 MISE EN ŒUVRE NUMERIQUE**

### 5.1. Introduction

La théorie développée dans les chapitres précédents a fait l'objet d'un développement numérique. A cet effet un programme spécifique a été développé sous l'environnement Delphi. Il sera utilisé pour appliquer la méthode de l'indice de vulnérabilité sur les structures en aciers. Ces analyses ont pour but de déterminer niveau de vulnérabilité d'une structure donnée. Un second programme développé sous Excel permet le calcul du niveau de dommage moyen ( $\mu_d$ ), en utilisant les courbes de vulnérabilité développées, pour une intensité donnée.

### 5.2. Logiciel développé sous Delphi

Nous allons expliquer les étapes de la mise en œuvre numérique de la théorie développée ainsi que son fonctionnement. Cette mise en œuvre passera par le développement d'un logiciel sous environnement Delphi, qui permettra le calcul de l'indice de vulnérabilité  $I_v$  de structures en charpente métallique. La validation du programme se fera sur des exemples de bâtiments existants.

#### 5.2.1. Programme développé

Un programme de calcul appelé Vulnerability Index Program « VIP » a été développé, il a pour but de calculer l'indice de vulnérabilité des structures en maçonnerie, béton armé et structures mixtes (maçonnerie-acier). Ce programme contenant déjà ces trois modules a été enrichie par le module charpente métallique développé dans le cadre de la présente étude. Les informations recueillies dans la fiche technique élaborée lors des visites effectuées sur terrain sont introduit dans le programme présenté dans l'organigramme donné dans la figure 5.1

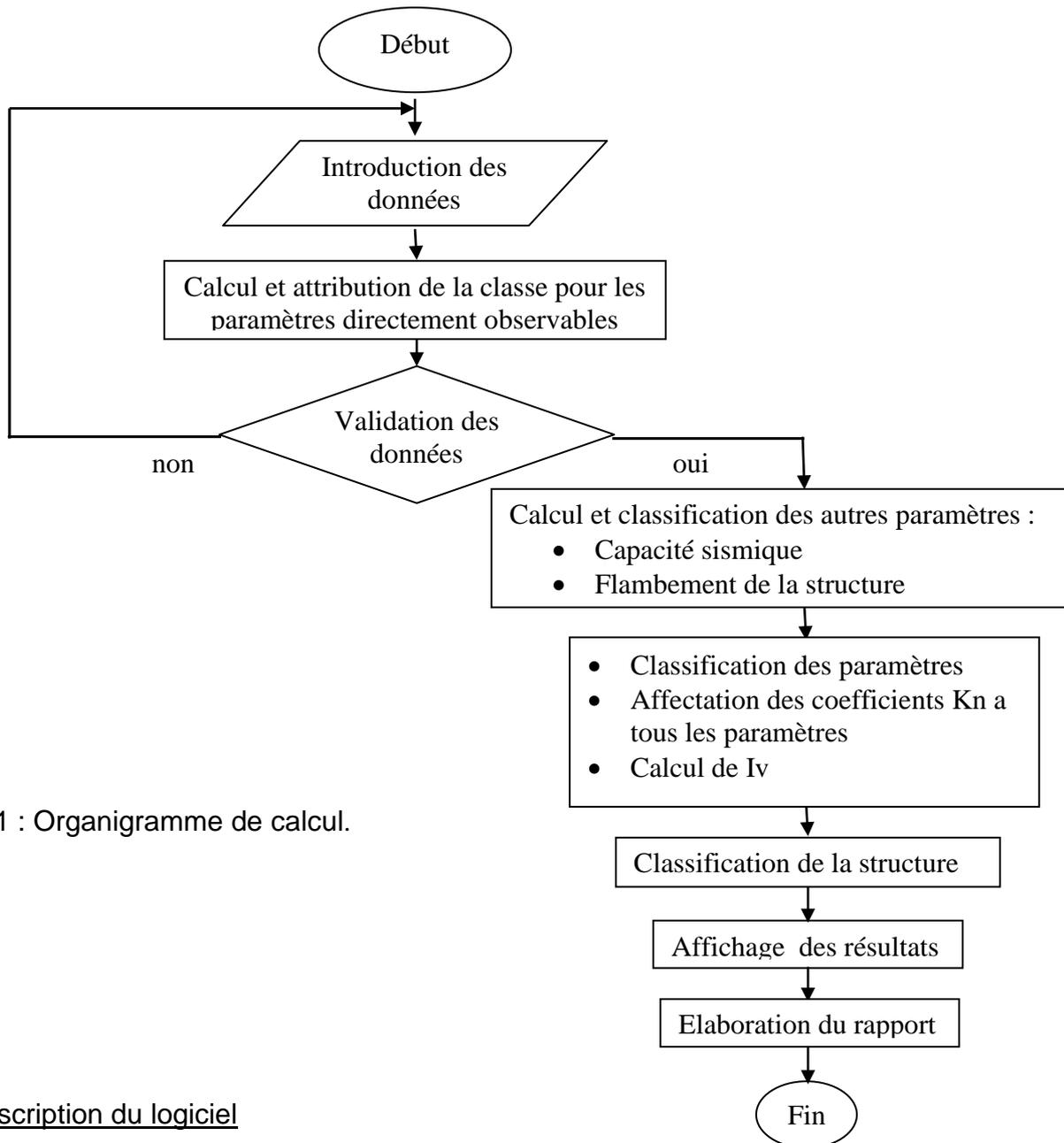


Figure 5.1 : Organigramme de calcul.

### 5.2.2. Description du logiciel

Le logiciel développé « VIP » se compose de deux parties :

1. la partie visuelle « interface utilisateur ».
2. la partie programme « code source ».

#### 5.2.2.1. Partie visuelle « interface utilisateurs »

Elle contient les menus permettant d'utiliser et de manipuler les applications, sur l'étude de l'indice de vulnérabilité, afin de pouvoir exploiter les informations introduites et ensuite visualiser les résultats obtenus.

##### a) page d'accueil

Elle se présente comme suit (figure 5.2) :

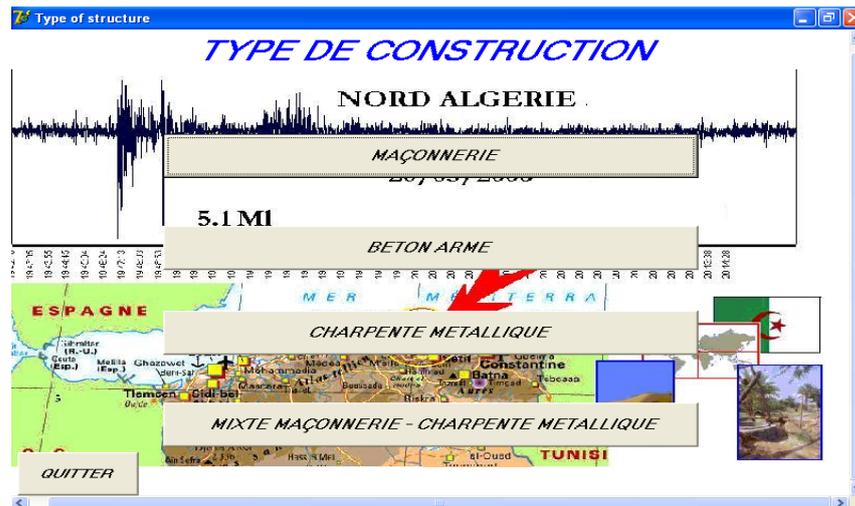


Figure 5.2 : Page d'accueil.

Cette page (figure 5.2) donne le choix pour la structure à étudier selon le type puis après avoir choisie, on distingue les différents menus (figure 5.3) qui sont :

**Le menu fichier :** Il permet les opérations tel que :

- Ouvrir et fermer une fiche.
- Quitter : opération qui permet de sortir entièrement du logiciel « VIP ».

**Le menu édition :** Il effectue les opérations tel que :

- Ouverture d'une nouvelle fiche.
- Enregistrement : il permet de confirmer ou bien de modifier une fiche déjà établie ou de la supprimer.

**Le menu recherche :** il permet d'effectuer des recherches des fiches, soit par numéros de classement, soit par Wilaya.

**Le menu impression :** la tâche de ce menu est d'imprimer le rapport final des structures expertisées.

**Le menu aide :** permet de trouver les informations sur l'utilisation du logiciel.

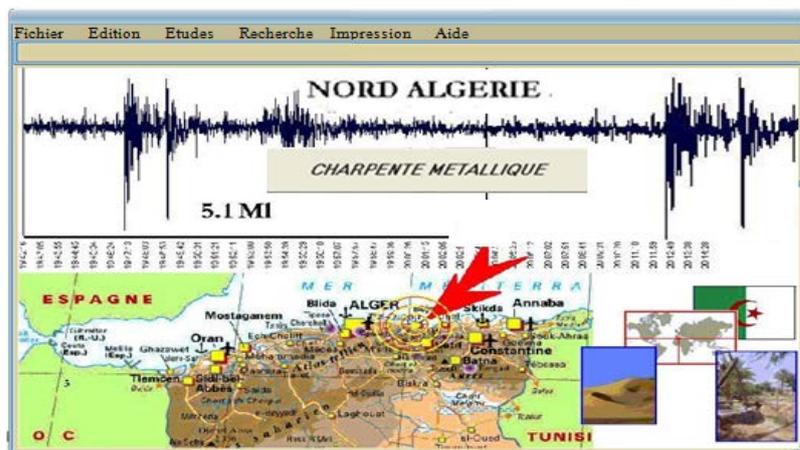


Figure 5.3 : Page des différents menus.

**Le menu études** : il permet de visualiser et de vérifier les résultats obtenus tel que le Calcul du poids total de la structure et de la force sismique total comme présenté en figure 5.4 .

The screenshot shows a software window titled "Choix des paramètres" with a sub-header "La force sismique totale". It contains several input fields and calculated values:

Coefficient d'accélération de zone :		Poids total de la structure :	
Groupe d'usage: 1 B	A = 0.3	W (KN) = 14720	
Zone sismique: III			
Facteur d'amplification dynamique moyenne :		Coefficient de comportement :	
D = 9.47		R = 3.5	
Facteur de qualité :		La force sismique totale :	
Q = 1.15		V (KN) = 12023.01	

Buttons: Calculer, OK

Figure 5.4 : Visualisation des résultats de calcul de la force sismique totale.

La figure 5.5 montre un visuel des valeurs obtenues pour chaque paramètre pour une structure donnée ainsi que sa classification en fonction de l'indice de vulnérabilité calculé.

The screenshot shows a software window titled "Calcul des paramètres" with a sub-header "Les paramètres en fonction de leurs classes :". It lists various parameters with their assigned classes and values:

Paramètre	Classe	Valeur
Ductibilité	Classe B	0.06
Capacité sismique	Classe B	0.05
Qualité des assemblages	Classe A	0.01
Maintenance	Classe B	0.06
Type de sol	Classe B	0.05
Diaphragme horizontal	Classe C	0.07
Flambement de la structure	Classe A	0.02
Régularité en plan	Classe B	0.05
Modification	Classe C	0.05
Régularité en élévation	Classe C	0.05
Entre choquement	Classe A	0.02
Implantation de l'ouvrage	Classe B	0.06
Toiture	Classe B	0.04
Détails	Classe B	0.04

Buttons: Effacer, Résultat (0.63), Fermer

Figure 5.5 : calcul des paramètres et classification d'une structure.

## b) Pages d'introduction des données

Afin d'estimer la vulnérabilité des structures en charpente métallique, des informations sont nécessaires. Pour ce faire, nous devons tous d'abord introduire les données de la fiche technique élaborée à cette effet figure 5.6.

Figure 5.6 : Pages d'introductions des données.

Une fois les champs remplis, le programme vérifie que les éléments obligatoires sont remplis puis procède à l'évaluation des différents paramètres figure 5.7.

Figure 5.7 : Exemple de calcul de paramètres observables.

### 5.2.2.2. Partie programme

Cette partie permet d'exécuter le programme établi appelé « code sources », il effectue le traitement des différentes données qui sont :

- Calcul des différentes données nécessaires et spécifiques à la construction.
- Calcul des différentes forces exercées sur le bâtiment étudié.
- Calcul des différents paramètres d'évaluation de la vulnérabilité.
- Affectation des coefficients « Kn » correspondant à chaque paramètre.
- Calcul de l'indice de vulnérabilité Iv et classification de la structure.

Le programme développé a été validé sur un certain nombre d'exemples grâce à une comparaison qui sera opérée avec des rapports d'expertises établis par un organisme étatique de contrôle.

### 5.3. Validation

Pour la validation de la méthode de l'indice de vulnérabilité pour les structures en charpente métallique, nous avons obtenu des expertises auprès du CTC et nous nous sommes déplacés sur site, afin de récolter les données nécessaires à notre méthode.

#### 5.3.1. Validation 1

La première validation consiste à étudier la structure de « l'Entreprise Nationale des Véhicules Industriels SNVI » sise à la zone industrielle de Chetouane Tlemcen.

##### a. Présentation de l'ouvrage

La réalisation remonte à 1978, par une entreprise japonaise, et contrôlée par l'organisme de contrôle CTC. Il est à noter que le terrain ayant servi d'assiette aux fondations du projet en question, a fait l'objet d'une étude géotechnique de sol par un laboratoire agréé.

Le projet est composé de plusieurs bâtiments, dans le cadre de la présente partie, nous nous intéresserons seulement aux expertises des bâtiments A et C (Figure 5.8).

Le bâtiment A est en forme de L, d'une superficie totale de 4750 m<sup>2</sup>, il est sans aucun joint de rupture. Sa structure est totalement en charpente métallique, supportant une toiture en tôles nervurées très rigides en forme de M (figure 5.8).

Concernant le bâtiment C, il est en forme rectangulaire évidée au centre, avec patio aménagé en jardin, d'une superficie de 1150 m<sup>2</sup>. Il est aussi constitué d'une structure en charpente métallique, et comporte dans chaque direction 04 portiques, des détails complémentaires sont donnés dans les fiches d'expertises jointes en annexe

01. Voici quelques photos des désordres observés (figures 5.9 à 5.15) prises lors de la visite effectuée sur site.



Figure 5.8 : vue extérieure de la structure.



Figure 5.9 : Phénomène d'instabilité sur les barres des contreventements.



Figure 5.10 : Autres phénomènes d'instabilité sur les barres des contreventements.



Figure 5.11 : Ouverture des joints de revêtements et fissures à la base des murs.



Figure 5.12 : Affaissement du terrain.



Figure 5.13 : Décalage de la fenêtre dû à l'affaissement du terrain



Figure 5.14 : Fissurations importantes dans les murs.



Figure 5.15 : Présence de fissurations dans les dallages.

### b. Calcul de l'indice de vulnérabilité

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau 5.1 suivant

Tableau 5.1 : résultat de l'application de la structure SNVI.

N°	Eléments	Classe	Coefficient Ki
1	Ductilité	C	0.08
2	Qualité des assemblages	A	0.01
3	Maintenance	B	0.06
4	Capacité sismique	A	0.01
5	Type de sols	B	0.05
6	Diaphragme horizontal	A	0.02
8	Régularité en plan	C	0.06
7	Flambement de la structure	A	0.02
9	Modification	C	0.06
10	Régularité en élévation	C	0.06
11	Entrechoquement	C	0.07
12	Implantation de l'ouvrage	C	0.1
13	toiture	A	0.02
14	détails	A	0.02

Le calcul donne l'indice de vulnérabilité de cette structure  $I_v = 0.64$  il est donc compris entre  $[0.48 - 0.86 [$ . Cette construction est classée « Orange ».

### c. Rapport d'expertise

Le rapport d'expertise du CTC stipule : « l'examen effectué lors de notre visite a révélé des désordres pouvant mettre en péril la stabilité de l'ouvrage » ceci permet donc de classer cette construction en « Orange » (annexe 01).

### d. Conclusion

Les résultats de l'expertise du CTC et celui donné par le programme développé sont concordant.

## 5.3.2. Validation 2

Pour cette validation nous allons appliquer la méthode de l'indice de vulnérabilité sur la Salle de sports du lycée « Ahmed Benzekri » (figure 5.16) à Tlemcen.

### a. Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment objet est une construction en rez de chaussée, situé à l'intérieur de l'enceinte du lycée « Ahmed Benzekri ».

Sa date de réalisation remonte à l'époque coloniale, et faisait office d'écurie avant d'être transformée en salle de sports après l'indépendance. Elle s'étend sur une

longueur  $L = 60$  mètres et une largeur  $D = 21$  mètres environ. D'autres informations sont données dans le rapport d'expertise joint en annexe 02 et dans les photos suivantes prises lors de notre visite (figures 5.17 à 5.22).



Figure 5.16 : Vue de l'extérieur de la salle de sports.



Figure 5.17 : Vue de l'intérieur de la charpente de la toiture.



Figure 5.18 : Corrosion avancée des éléments porteurs.



Figure 5.19 : Corrosion avancée des assemblages.

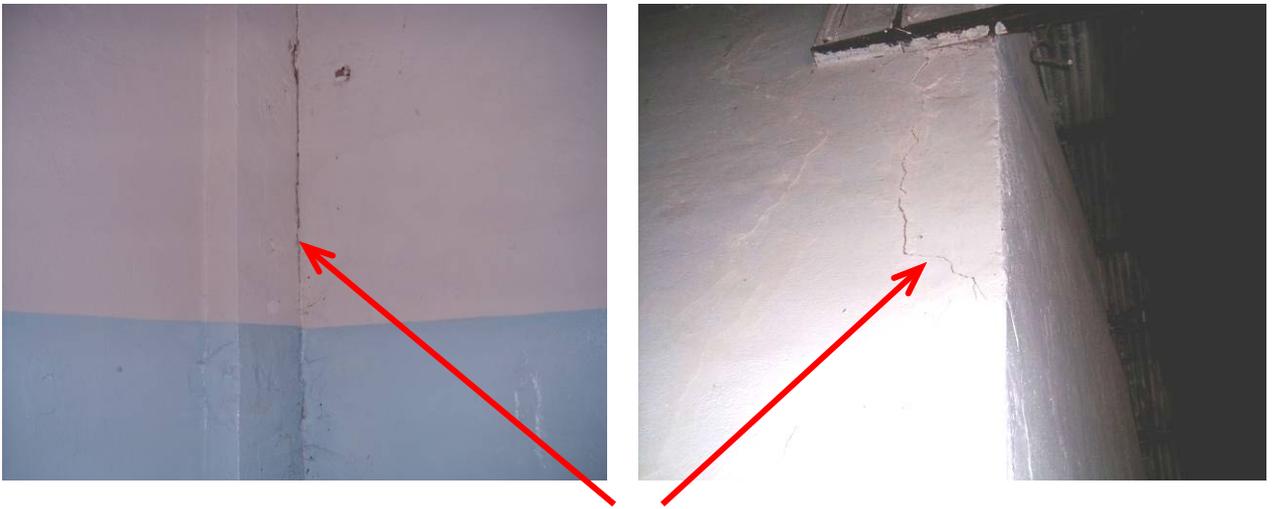


Figure 5.20 : Présence de fissurations dans les murs.



Figure 5.21 : Présence de fissurations dans les dallages.



Figure 5.22 : Dégradation des descentes d'eaux pluviales.

#### b. Calcul de l'indice de vulnérabilité

Après avoir introduit la fiche technique dans le programme « VIP », nous avons obtenus les résultats donnés dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Résultat de calcul des paramètres de la classe de vulnérabilité de la salle de sports.

N°	Eléments	Classe	Coefficient Ki
1	Ductilité	B	0.06
2	Qualité des assemblages	B	0.05
3	Maintenance	C	0.06
4	Capacité sismique	B	0.05
5	Type de sols	B	0.05
6	Diaphragme horizontal	A	0.02
7	Flambement de la structure	B	0.05
8	Régularité en plan	A	0.02
9	Modification	C	0.06
10	Régularité en élévation	A	0.02
11	Entrechoquement	A	0.02
12	Implantation de l'ouvrage	A	0.02
13	Toiture	B	0.04
14	Détails	A	0.02

La somme des coefficients  $K_n$ , nous donne un indice de vulnérabilité de la structure  $I_v=0.54$ . Il est compris entre  $[0.48 - 0.86 [$ . Donc, la structure sera classée dans la classe « orange ».

#### c. Rapport d'expertise

Compte tenu des désordres constatés dans le rapport d'expertise (annexe 02), qui précise aussi : « que les recommandations une fois exécutées, ne peuvent

conférer à l'ouvrage que les conditions de résistance et de stabilité pour lesquelles il a été conçu à l'origine ». Vu que la construction remonte à la période coloniale, on déduit de ce rapport d'expertise du CTC de répertorier l'ouvrage en classe « orange ».

#### d. Conclusion

Les résultats de l'expertise du CTC et celui donné par le programme développé sont semblables.

#### 5.3.3. Validation 3

Exemple de validation du Bâtiment garage dans une caserne. Situé à Bab El-Hadid Tlemcen.

##### a. présentation de l'ouvrage

Le bâtiment est une construction en (R+0) situé dans une caserne construite durant la période coloniale. Elle faisait office de garage de véhicules et atelier pour mécanique générale.

Sa date de construction remonte à l'année 1911, actuellement ce bâtiment est délaissé et n'abrite aucune activité.

Il est de dimensions suivantes : longueur  $L = 39.6$  m, largeur = 20 m environ, la hauteur étant variable (toiture à deux versant), d'autres détails sur la structure sont donnés dans le rapport d'expertise joint en annexe 03.

##### b. Calcul de l'indice de vulnérabilité

Cet exemple a donné les résultats suivants regroupés dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 : résultat de l'application de la structure.

N°	Eléments	Classe	Coefficient $K_i$
1	Ductilité	B	0.06
2	Qualité des assemblages	C	0.08
3	Maintenance	C	0.09
4	Capacité sismique	C	0.07
5	Type de sols	A	0.01
6	Diaphragme horizontal	C	0.07
7	Régularité en plan	A	0.02
8	Flambement de la structure	B	0.05
9	Modification	A	0.02
10	Régularité en élévation	A	0.02
11	Entrechoquement	A	0.02
12	Implantation de l'ouvrage	B	0.02
13	toiture	C	0.05
14	détails	B	0.04

Le calcul donne un indice de vulnérabilité de  $I_v = 0.62$ . Il est compris entre  $[0.48 - 0.86]$ , c'est-à-dire classé en « orange ».

#### c. Rapport d'expertise

Suite aux dommages constatés et consignés dans le rapport d'expertise (annexe03), dit comme remarque importante : « un autre examen sur l'état des éléments métalliques à conserver à remplacer ou à renforcer », ceci place la structure en classe « orange ».

#### d. Conclusion

Suivant le résultat du rapport d'expertise du CTC et celui calculé par le programme développé sont semblables.

#### 5.3.4. Validation 4

Cette validation consiste à appliquer la méthode de l'indice de vulnérabilité sur l'exemple du « Bâtiment de production de la Société Industrielle Algérienne De Télécommunications SITEL » localisé a zone Industrielle Chetouane de Tlemcen.

##### a. Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment de production a été réalisé dans le cadre du projet de construction d'un complexe téléphonique pendant les années 1970, faisant office de centre de formation.

Les bâtiments de longueur = 84 m et de largeur = 40 m, avec une hauteur maximale = 6 m, comportant un joint de dilatations, son ossature principale est en charpente métallique plus d'explication sont données dans l'expertisent fournie en annexe 04.

##### b. Calcul de l'indice de vulnérabilité

L'application de cet exemple a donné les résultats suivants regroupés dans le tableau 5.4

Tableau 5.4 : résultat de l'application de la structure.

N°	Éléments	Classe	Coefficient Ki
1	Ductilité	C	0.08
2	Qualité des assemblages	B	0.05
3	Maintenance	B	0.06
4	Capacité sismique	B	0.05
5	Type de sols	C	0.07
6	Diaphragme horizontal	C	0.07
8	Régularité en plan	C	0.06
7	Flambement de la structure	A	0.02
9	Modification	C	0.06
10	Régularité en élévation	A	0.06
11	Entrechoquement	B	0.05
12	Implantation de l'ouvrage	C	0.07
13	toiture	B	0.05
14	détails	A	0.05

La somme des valeurs d'indice de vulnérabilité des paramètres nous donne un  $I_v = 0.8$ . Il est compris entre  $[0.48 - 0.86]$ , la structure est en classe « orange ».

#### c. Rapport d'expertise

Suivant ce qui a été mentionné dans le rapport d'expertise dans l'annexe 04 : « les désordres précités ont pour origine plusieurs causes », vu aussi les dommages constatés et l'état de délabrement moyen, ceci nous a permis de classer la structure en « orange ».

#### d. Conclusion

Le résultat trouvé par le programme développé est en accord avec celui déduit du rapport d'expertise (annexe 04).

#### 5.3.5. Validation 5

Exemple de validation de l'usine de fabrication de Sulfate suivant le principe de fabrication d'activation filtration. Qui est sise à Maghnia Wilaya de Tlemcen.

##### a. Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment métallique d'une unité de l'Entreprise Nationale Des Produits Miniers Non Ferreux ENOF sise à Maghnia wilaya de Tlemcen, est un ouvrage en charpente métallique, réalisé en trois phases à des différentes dates durant les années 1949-1951 et 1961.

Il se compose de trois parties distinctes (figures 5.23 et 5.24) :

- Une couverture à deux versants, prolongé par deux ailes sur ses cotés Est et Ouest:
- Une aile cotée Est formée par un seul niveau à un seul versant.
- Une aile cotée Ouest formée par deux versants et un seul niveau aussi.

Des informations plus détaillées sont fournies dans l'expertise jointe dans l'annexe 05 et dans les photos ci-dessous (figures 5.25a 5.33) on peut aussi voir les différentes dégradations constaté lors du déplacement effectué sur site.



Figure 5.23: Vue de l'extérieur de l'usine.



Figure 5.24 : Les extensions : vue de l'extérieur.

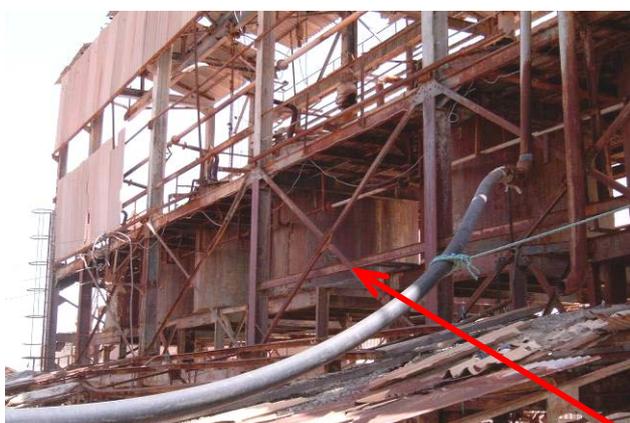


Figure 5.25 : dégradations subies : système de contreventement.



Figure 5.26 : Forte dégradation et corrosion très avancée des pieds de poteaux.



Figure 5.27 : Manque de boulons et endommagement des assemblages.

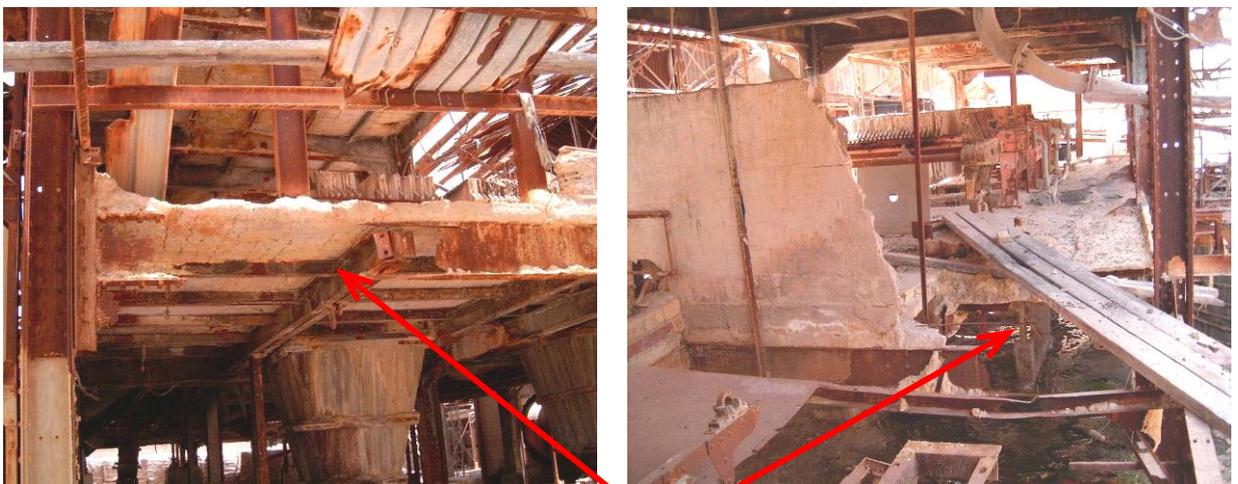


Figure 5.28: Altération profonde des poutres et des planchers.



Figure 5.29: Autres dégradations dans les planchers et les poutres.



Figure 5.30: Effondrement de la dalle de plancher et réparations archaïques.



Figure 5.31: Très mauvais état du bardage et de la toiture.

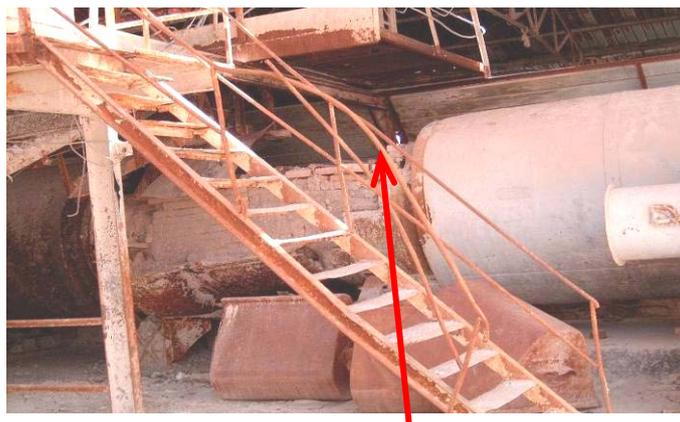


Figure 5.32: Escalier et garde corps en piteux état.



Figure 5.33: tirants de cuves de stockage : Corrosion très avancée avec dégradations.

#### b. Calcul de l'indice de vulnérabilité

L'application de cette expertise a donné la classification des paramètres comme l'indique le tableau 5.5.

Tableau 5.5: Résultat de l'application de l'usine activation filtration.

N°	Eléments	Classe	Coefficient Ki
1	Ductilité	C	0,08
2	Qualité des assemblages	C	0,07
3	Maintenance	C	0,08
4	Capacité sismique	C	0,09
5	Type de sols	B	0,05
6	Diaphragme horizontal	C	0,07
7	Régularité en plan	C	0,06
8	Flambement de la structure	C	0,06
9	Modification	B	0,05
10	Régularité en élévation	C	0,06
11	Entrechoquement	B	0,05
12	Implantation de l'ouvrage	B	0,1
13	Toiture	C	0,05
14	Détails	C	0,05

Après addition des valeurs  $K_n$  de tous les paramètres, on trouve l'indice de vulnérabilité  $I_v = 0.87$ . Il est compris entre [085 – 1].

### c. Rapport d'expertise

Dans la conclusion du rapport d'expertise (annexe 05) on trouve : « nous suggérons sa démolition et sa reconstruction selon les normes en vigueur ». Alors cette usine est classée « rouge ».

Il est même fortement déconseillé de circuler à l'intérieur de la structure, comme il est indiqué dans la figure 5.34 ci-dessous.



Figure 5.34: Panneaux danger expriment aussi la classification de la structure.

### d. Conclusion

Les résultats de l'expertise du CTC sont vérifiés avec celle trouvée par le programme développé.

## 5.4. Exemples d'applications

Nous avons appliqué notre programme pour trois (03) autres structures, que nous avons expertisées, lesquelles se trouvent dans la wilaya de Tlemcen.

### 5.4.1. Application 01

Le premier exemple d'application consiste à expertiser un hangar militaire l'intérieur d'une brigade de gendarmerie de la ville de Zenata wilaya de Tlemcen.

#### a. Présentation de l'ouvrage

Le présent hangar se trouve à l'intérieur d'une brigade de gendarmerie de la ville de Zenata wilaya de Tlemcen, construit en 2005 sur un sol meuble (aux dimensions suivantes : Longueur = 45 m, largeur= 18 m, Hauteur= 4.50 m) avec des portiques auto stables ductiles (figure 5.35), la structure est régulières en plan et en élévation.

Ce hangar destiné à la maintenance des véhicules lourds et légers, n'était pas encore fonctionnel lors de notre visite, et les malfaçons constatées sont sur les photos 5.36 à 3.39.



Figure 5.35 : Vue de l'intérieur de la structure.



Figure 5.36 : Malfaçons dans les assemblages.



Figure 5.37: Autres malfaçons dans les assemblages boulons pas bien serrés et sans rondelles de serrage.

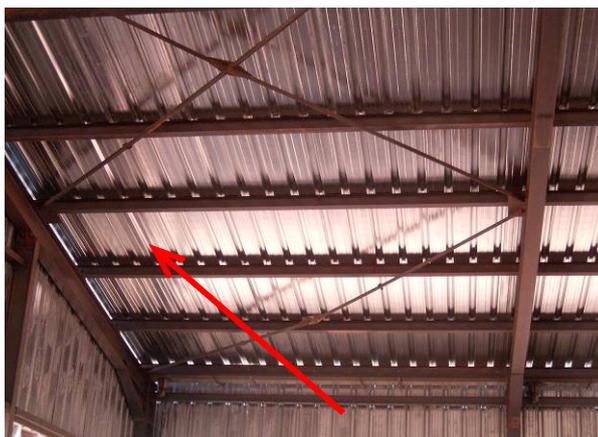


Figure 5.38: Manque d'une diagonale dans la toiture.



Figure 5.39 : Fissure dans les dallages.

#### b. Calcul de l'indice de vulnérabilité

L'application de cet exemple a donné les résultats regroupés dans le tableau 5.6 suivant :

Tableau 5.6 : Résultat de l'application.

N°	Eléments	Classe	Coefficient $K_i$
1	Ductilité	A	0.01
2	Qualité des assemblages	C	0.08
3	Maintenance	A	0.01
4	Capacité sismique	A	0.01
5	Type de sols	B	0.05
6	Diaphragme horizontal	B	0.05
7	Régularité en plan	A	0.02
8	Flambement de la structure	A	0.02
9	Modification	A	0.02
10	Régularité en élévation	A	0.02
11	Entrechoquement	A	0.02
12	Implantation de l'ouvrage	A	0.02
13	toiture	B	0.04
14	détails	A	0.02

Le calcul de l'indice de vulnérabilité de ce hangar est  $I_v = 0.39$ , il est dans l'intervalle  $[0.25 - 0.48]$ .

### c. Conclusion

Il sera donc classé « vert », ce qui est en concordance avec nos observations faites lors de la visite effectuée dans cette structure.

### 5.4.2. Application 02

Le deuxième exemple d'application est un vieux marché au quartier Elkiffan cité Abed Derar.

#### a. Présentation de l'ouvrage

Le marché est situé dans la ville de Tlemcen au quartier Elkiffan, sa structure est en charpente métallique, il a été construit dans les années 1980, par une entreprise algérienne (information confirmée par les riverains) (figure 5.40).

Le marché a été ouvert en 1984 comme souk el fellah, période de construction de grande surface de distribution de produits d'alimentation générale. A la fermeture du souk el fellah aux environs de 1988- 89, il a été laissé à l'abandon, et comme montré par les photos ci-dessous, le marché a subi des dégradations, comme l'absence totale du bardage de la toiture, une partie de l'ouvrage a été ravagée par un incendie qui a accentué sa mise à la réforme (figures 5.41 à 5.46).

Le bâtiment possède les dimensions suivantes :

Longueur = 39.5 m, largeur = 37.5 m, hauteur latérale = 5.50 m, hauteur centrale = 7 m.



Figure 5.40 : Marché : vu de l'extérieur.



Figure 5.41 : Marché : vu de l'intérieur, absence totale du bardage.



Figure 5.42: État de l'escalier et du garde corps.



Figure 5.43: Marché construit sur un terrain en pente.

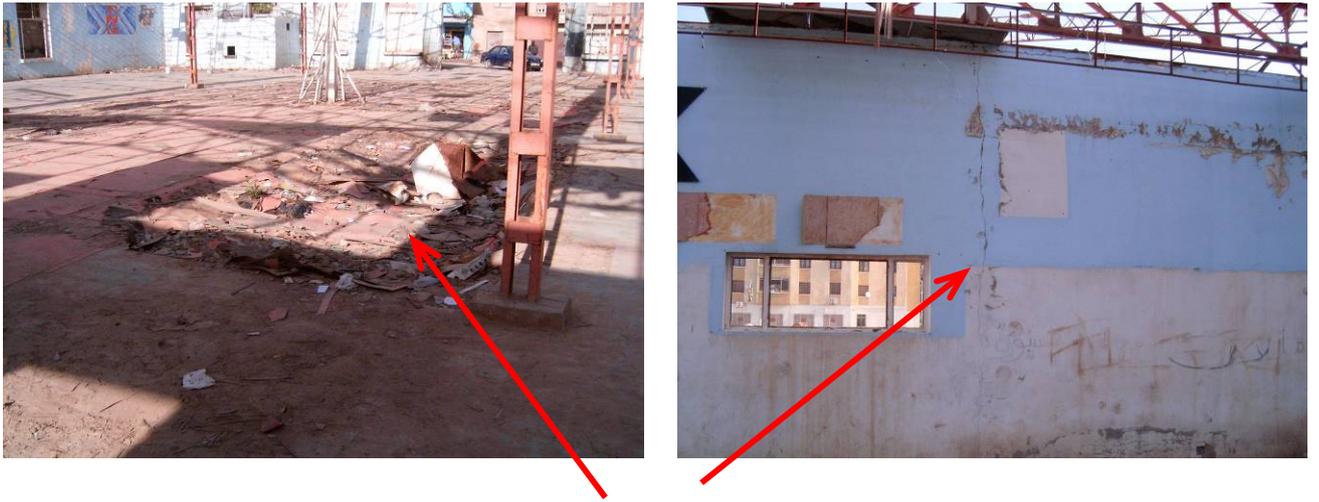


Figure 5.44 : Affaissement du dallage et présence de fissuration dans les murs.



Figure 5.45 : Rajout d'une vitrine d'exposition.



Figure 5.46 : La structure a subi un feu durant sa vie.

### b). Calcul de l'indice de vulnérabilité

L'application de cet exemple a donné les résultats regroupés dans le tableau 5.7 ci dessous :

Tableau 5.7 : Résultats de l'application du marché.

N°	Eléments	Classe	Coefficient Ki
1	Ductilité	B	0.06
2	Qualité des assemblages	B	0.05
3	Maintenance	C	0.09
4	Capacité sismique	B	0.05
5	Type de sols	B	0.05
6	Diaphragme horizontal	C	0.07
7	Régularité en plan	A	0.02
8	Flambement de la structure	A	0.5
9	Modification	B	0.05
10	Régularité en élévation	C	0.06
11	Entrechoquement	A	0.02
12	Implantation de l'ouvrage	B	0.06
13	Toiture	C	0.05
14	Détails	C	0.05

Après calcul, on trouve l'indice de vulnérabilité de ce bâtiment  $I_v = 0.73$ , donc il est compris entre  $[0.48 - 0.86 [$ .

### c. Conclusion

Cette construction est classée « orange », ce qui correspond à l'état observé de la construction.

## 5.4. Application 03

Le dernier exemple d'application est l'usine de fabrication de zinc.

### a. Présentation de l'ouvrage

L'usine est située dans la wilaya de Tlemcen en plein centre ville de Ghazaouet, elle a été inaugurée en 1975, elle est composée de quatre parties Fabrication, stockage, maintenance et administration.

Il est à signaler que le processus de fabrication de zinc, dégage du  $H_2SO_4$  qui est très nocif pour le métal, car il accélère le processus de la corrosion. Les détériorations subis et représentées par les photos prises de 5.47 à 5.57. L'usine est construite en bord de mer sur un terrain sablonneux et limité vers le sud par une grande falaise (figure 5.58).

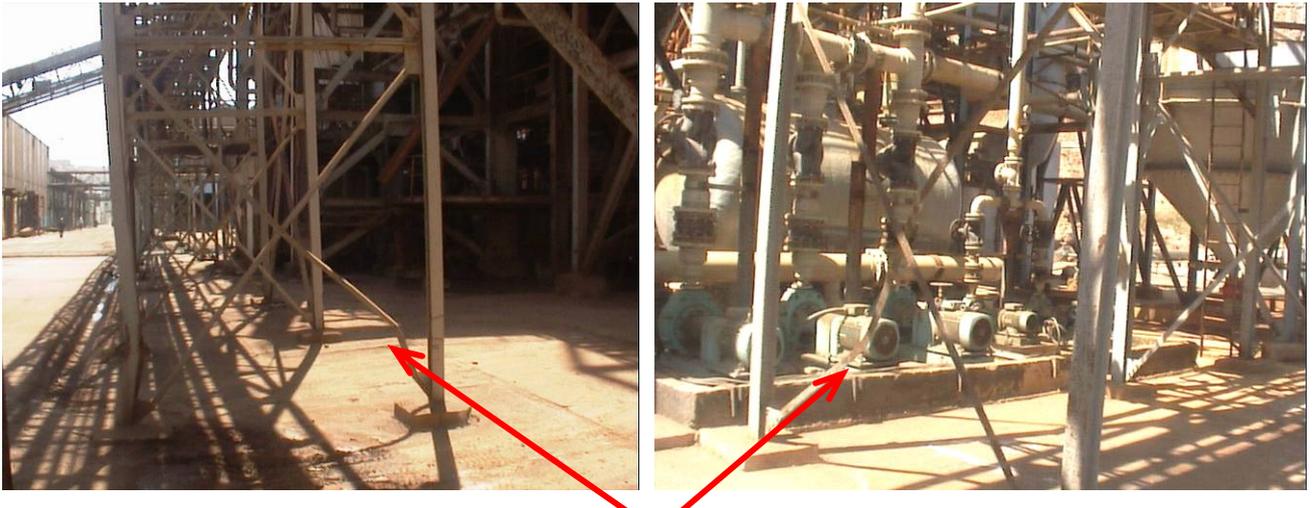


Figure 5.47 : Déformation des contreventements.



Figure 5.48 : Absence des contreventements.



Figure 5.49 : Manque de boulons dans les assemblages.



Figure 5.50 : Altération des pieds de poteaux.



Figure 5.51 : Flambement des poteaux.



En toiture



A la base

Figure 5.52 : joint sismique vu de l'extérieur.



Figure 5.53 : Joint sismique vu de l'intérieur.



Figure 5.54 : Fissures à 45 degré à deux sens de par et d'autre du joint.



Figure 5.55 : Dégradation du bardage.



Figure 5.56 : Détachement de la poutre de son appui.



Figure 5.57 : La structure se trouve au bas d'une falaise.



Figure 5.58 : Les dégradations dues au  $H_2SO_4$

#### b. Calcule de l'indice de vulnérabilité

Cet exemple d'application de l'usine de fabrication de Zinc nous donne les résultats regroupés dans le tableau 5.8 suivant :

Tableau 5.8 : Résultats de l'application de l'usine de fabrication de zinc.

N°	Eléments	Classe	Coefficient $K_i$
1	Ductilité	B	0.06
2	Qualité des assemblages	B	0.05
3	Maintenance	B	0.06
4	Capacité sismique	B	0.05
5	Type de sols	C	0.07
6	Diaphragme horizontal	B	0.07
7	Régularité en plan	C	0.06
8	Flambement de la structure	B	0.05
9	Modification	A	0.02
10	Régularité en élévation	C	0.06
11	Entrechoquement	C	0.07
12	Implantation de l'ouvrage	C	0.1
13	Toiture	B	0.04
14	Détails	C	0.05

Le calcul donne l'indice de vulnérabilité de cette usine qui est  $I_v = 0.81$ . Il est compris entre  $[0.48 - 0.86 [$ .

#### d. Conclusion

Cette construction est classée « orange » ce qui semble juste vis à vis des observations effectuées lors de notre visite sur site.

#### 5.5. Courbes de vulnérabilité

Les courbes de vulnérabilité empiriques se basent sur les approches déterministes, exprimant le taux de dommage moyen en fonction du niveau sismique.

A partir de l'indice de vulnérabilité, et l'intensité MMI, nous avons défini le taux de dommage moyen «  $\mu_D$  » qui permet de connaître le pourcentage de bâtiments dans un niveau de dommage donné. Grâce à ce taux nous avons tracés des courbes de vulnérabilité semi empirique. Ces courbes de vulnérabilité pour les différentes classes sont représentées selon les indices de vulnérabilité moyen sur les figures (5.59, 5.60, 5.61).

##### 5.5.1. Classe verte

Pour Les structures dont  $I_v$  est compris entre  $[0.25 - 0.48 [$  qui sont dans la classe verte

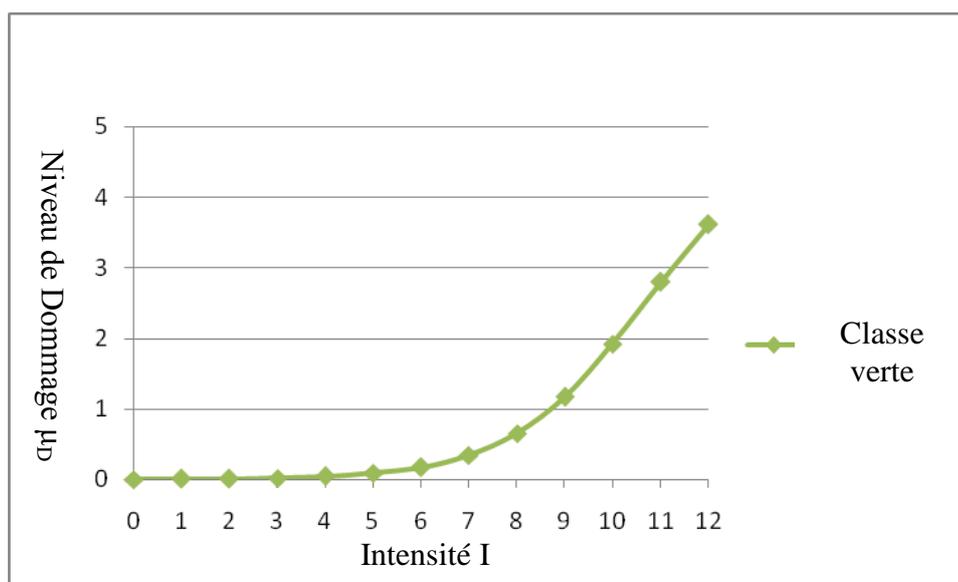


Figure 5.59 : Courbes de vulnérabilité pour les constructions classées Vert.

On remarque suivant la courbe de vulnérabilité les constructions en acier de classe verte atteindront le niveau de 1 à partir de l'intensité 9 de l'échelle MMI et le niveau de dommage 2 pour une intensité de 10. Les DPM élaborées pour ce type de structure stipulent que peu de constructions classées en Vert auront un niveau de dommage 1 pour cette même intensité.

### 5.5.2. Classe orange :

Vu la grande ductilité de l'acier beaucoup de structures sont dans ce domaine où l'indice de vulnérabilité est compris [0.48 – 0.86].

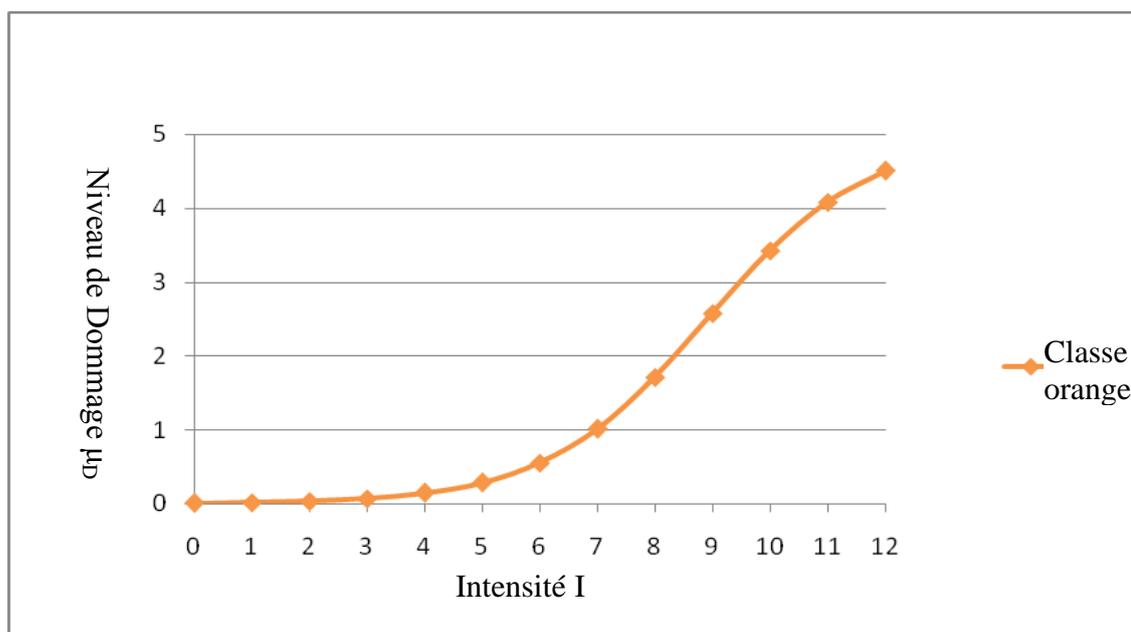


Figure 5.60 : Courbes de vulnérabilité pour les constructions classées orange.

Selon les courbes de la figure 5.60 nous remarquons que les constructions classées en Orange atteindront un niveau de dommage 1 pour une intensité 7, et un niveau de dommage allant de 2 à 3 pour une intensité 8. Les DPM stipulent que quelques structures en acier auront un niveau de dommage 1 pour une intensité 8, et beaucoup de ce type de structures auront un niveau de dommage 2 pour une intensité 9. Par ailleurs peu de constructions atteindront un niveau de dommage 3 pour cette même intensité (9).

### 5.5.3. Classe rouge

Dans cette partie sont les structures classées rouge dont l'indice de vulnérabilité varie entre [0.86 – 1].

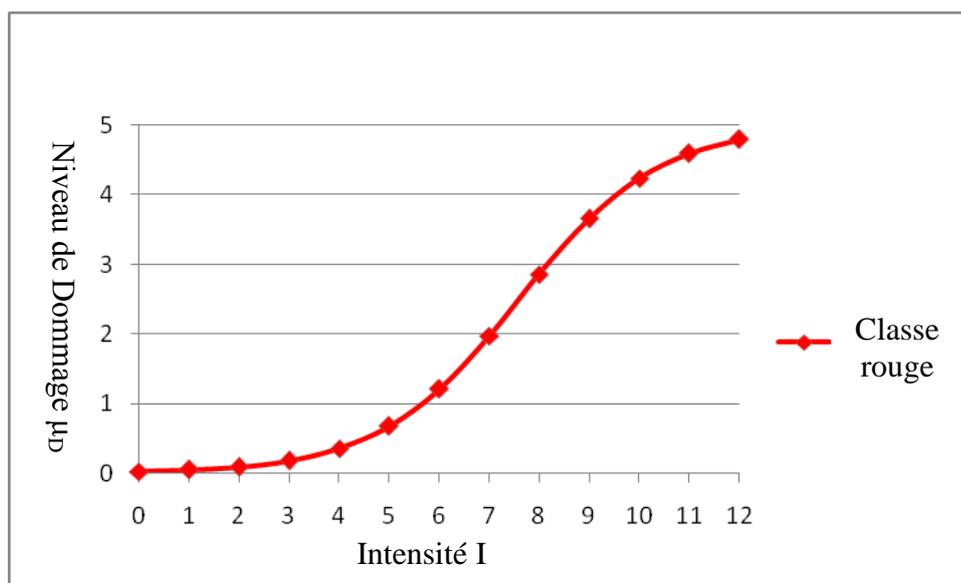


Figure 5.61 : Courbes de vulnérabilité pour les constructions classées rouge

Suivant la figure 5.61 et les DPM on remarque que les structures dont l'IV est dans la classe rouge que beaucoup atteindra le niveau de dommage 1 pour une intensité de 5 est un niveau de dommage 2 pour une intensité de 7 et que beaucoup vont être en ruine pour une intensité de 10.

### 5.6. Conclusion

Le programme « VIP » (Vulnerability Index Program) a été enrichi d'un nouveau module consacré aux structures en charpente métallique. Ainsi toutes les structures généralement rencontrées en Algérie peuvent être ainsi étudiées du point de vue de leur vulnérabilité sismique, ceci à travers la méthode de l'indice de Vulnérabilité (IV). Ainsi le développement effectué pour les constructions en acier a été mis en œuvre sous environnement DELPHI. Le programme ainsi développé permet le calcul de l'indice de vulnérabilité d'une structure quelconque et de la classer selon son niveau de vulnérabilité sismique. Des exemples de validation et des exemples d'application ont été traités et les résultats obtenus sont satisfaisants. L'outil obtenu permet la prise de décision quant aux mesures à adopter avant et après survenance d'un séisme. Les courbes de vulnérabilité permettent d'effectuer des scénarii sismiques afin de déterminer les points vulnérables d'une ville ou d'un quartier.

## CONCLUSION GENERALE

### 1. Conclusion

Les structures en acier réalisées en respectant les règles de conception (ductilité, résilience) et les règles d'exécutions (assemblage, entretien) ne subissent pas de dommages importants lors d'événements sismiques. Par contre le non respects de ces règles peut induire des pertes importantes.

En Algérie, ces structures obéissent à la réglementation algérienne le CCM97, mais cette dernière ne prend pas en compte de manière explicite les sollicitations sismiques, elle ne les considère que du point de vue statique.

L'état de connaissances sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique de ces structures, n'est pas suffisant actuellement. Les méthodes existantes à ce jour traitent soit à grande échelle et sommairement ces types de constructions, ou de façon détaillée, ce qui nécessite des moyens considérables et des personnes qualifiées. Une méthode intermédiaire a été l'objet de notre travail, où un compromis est possible entre ces deux échelles, lequel compromis concernera l'étude d'une dizaine de bâtiments ou d'un quartier, pour ce faire nous utiliserons, la méthode de « l'indice de vulnérabilité ».

La méthode de l'indice de vulnérabilité sismique que nous avons conçu est un outil de diagnostic. Cet outil a été implanté dans le code de calcul appelé VIP (Vulnerability Index Program) développé sous Delphi. Il permet de classifier les structures métalliques en trois classes (Vert, Orange et Rouge). Cet outil peut être utilisé lors d'études pré-sismique pour déterminer les constructions vulnérables à l'action sismique et intervenir dessus afin de les renforcer ou les remplacer ou bien lors d'études post-sismique afin de déterminer les structures endommagées ou pas et définir les ordres de priorité pour le relogement ou la réparation.

Des exemples de validations ont été traités et les résultats obtenus sont en accordances avec la référence que constituent les rapports de l'organisme de contrôle étatique le CTC (Contrôle Technique de la Construction).

Des cas de structures métalliques ont été étudiés aussi et les conclusions auxquelles nous avons aboutis sont en adéquation avec la logique ingénieur.

Des matrices de probabilités de dommages (DPM) ont été élaborées, ces matrices se basent sur la description des niveaux de dommages que peuvent subir

ce type de construction en fonction de l'intensité sismique. Nous nous sommes basés sur le niveau de dommage donné par l'échelle macro sismique EMS 98 qui considère 6 niveaux de dommages, ou le niveau de dommage ( $D_k$ ) varie de 0 à 5 et où le niveau 0 correspond à un cas d'absence de dommage, et le niveau 5 correspond à une destruction totale ou presque de la structure.

Ces dernières peuvent être représentées par des fonctions de vulnérabilité continues. Pour chaque intensité, le taux de dommage moyen ( $\mu D$ ) est calculé, pour définir les degrés des dégâts observés. À partir de l'indice de vulnérabilité, qui est compris entre 0 et 1 et l'intensité MMI.

Ces DPM nous ont permis la construction de courbes de vulnérabilité sismique pour les structures en charpente métallique algérienne. Ces dernières sont un outil indispensable pour la réalisation de scénarios sismiques. Ces scénarios sont indispensables pour réaliser des plans de prévention du risque sismique.

## 2. Perspectives

Plusieurs prolongations à ce travail sont possibles, tel que l'utilisation de modélisations dynamiques non linéaires à la place de la push over pour vérifier et affiner les coefficients de pondérations ou bien la détermination des courbes de fragilité des structures en charpente métallique pour l'Algérie.

La mise sur SIG (Système d'Informations Géographiques) de l'ensemble des constructions en charpente métallique d'une région (associés aux autres types de constructions contenus dans le VIP), afin d'effectuer des simulations de scénarios catastrophe, pour l'élaboration de plans d'action avant, pendant et après un tremblement de terre dans une région donnée ou pour réaménager et restructurer les anciennes villes, dans le but de réduire le risque sismique en Algérie.

Une autre perspective à ce travail serait d'étudier la résilience de ce type de structure.

## LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

- $\alpha$  : rapport entre l'effort tranchant de base induit par le séisme et l'effort tranchant maximum supporté par la structure  
 $V_S$  : effort tranchant induit par le séisme à la base.  
 $V_T$  : valeur de calcul plastique au cisaillement.  
 $F_T$  : la force concentrée au sommet de la structure  
 $T$  : la période fondamentale de la structure  
 $V$  : a force sismique totale  
 $A$  : coefficient d'accélération de zone  
 $D$  : facteur d'amplification  
 $Q$  : facteur de qualité  
 $W$  : poids total de la structure  
 $R$  : coefficient de comportement globale de la structure.  
 $V_T$  : valeur plastique au cisaillement  
 $A$  : air de cisaillement.  
 $\gamma_{Mo}$  : coefficient partielle de sécurité.  
 $F_y$  : résistance limite d'élasticité.  
 $W_l$  : la charge réelle supportée par le poteau.  
 $P_{CR}$  : c'est la charge une fois dépassée provoque la perte de stabilité.  
 $E$  : module d'élasticité longitudinale.  
 $I$  : moment d'inertie du profilé.  
 $L_{eff}$  : longueur de flambement.  
 $q_n(t)$  : coordonnées modales, appelées multiplicateurs scalaires.  
 $\Phi_n$  : vecteur modal  
 $u$  : vecteur de déplacement  
 $m, c, k$  : matrices des masse, amortissement et rigidité  
 $i$  : vecteur d'influence  
 $f_s$  : force latérale  
 $\Gamma_n$  : coefficient de participation modale pour le mode n  
 $D_n$  : déplacement modal.  
 $M_n^*$  : masse généralisé du mode n  
 $G$  : Module de cisaillement ;  
 $L$  : longueur de la fondation ;  
 $B$  : largeur de la fondation ;  
 $K$  : facteur de rigidité  
 $D$  : largeur du joint sismique  
 $d_{max}$  : déplacement maximum pour chaque classe de vulnérabilité (A, B et C)  
 $\Sigma d_{maxi}$  : la somme déplacements maximums des trois classes de vulnérabilité.  
 $K_j$  : coefficient de pondération obtenu pour chaque paramètre, et pour les trois types  
 $K_n$  : facteur de pondération "  
 $\mu_D$  : taux de dommage moyen  
 $I_{Vmean}$  : indice de vulnérabilité moyen

## REFERENCES

1. Azouz, H., « Description de l'état post sismique lors du séisme 21 mai 2003 », Revue Technique CTC/Chef, Algérie, (Février 2003).
2. Zacek, M., « Construire parasismique », Edition Parenthèses, Marseille, France, (1999).
3. Davidovici, V., « Construction en Zone Sismique », Edition le Moniteur, Paris, France, (1999).
4. Beteder-Matibet, J., et Doury, J.L., « Construire parasismique », Technique de l'Ingénieur, France, 2002.
5. Cherairia, A., « Etat de l'Art de la Réglementation Parasismique », thèse de magister, université 08 mai 1945, Guelma, (2013).
6. Djaalali, F., « Détermination des courbes de vulnérabilité pour le bâti en maçonnerie de la capitale Alger (Algérie) », thèse de Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, Algérie, (2013).
7. Belheouane, F.I., « Détermination des courbes de vulnérabilité pour les structures de béton armé en Algérie », thèse de Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, Algérie, (2013).
8. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, « Charpente Métallique Conception et Dimensionnement des halles et bâtiments », Lausanne, 2001.
9. Manfred, A. H., Rolf, B., « TCE Construction métallique », école d'ingénieurs CESI centre de paris, (2006).
10. Helmut, C. S., Werner, S., Karl, J. H., « Construire en acier », édition Détail, Lausanne, Suisse, (2003).
11. AFPS, « Guide la Conception Parasismique des Bâtiments », Edition Eyrolles, Paris, France, (2004).
12. Wolfgang, J., « Règles de construction parasismique PS 92 », Edition Eyrolles, Paris, France (2003)
13. AFPS, « Vulnérabilité Sismique du Bâti Existant : approches d'ensemble », cahier technique no25, France, (2005).
14. Nollet, M.J., « Evaluation de la Vulnérabilité Sismique des Bâtiments Existant », cahier technique de l'ETS, Ecole de Technologie Supérieure Université du Québec, Montréal, Canada, (2004).
15. Bensaïbi, M., « vulnérabilité des structures », Note de cours, Université Saad Dahleb, Blida, Algérie, (2004).
16. Project ENSURE, « hazards State-of-the art on vulnerability types », Enhancing resilience of communities and territories facing natural and natech Del. 1.1.1: Methodologies to assess vulnerability of structural systems.
17. BRGM (Foerster, E., Krien, Y.), HUA (Dandoulaki, M.), MDX (Priest, S., Tapsell, S.), T6 ECO (Delmonaco, G., Margottini, C.), UNIGE (Bonadonna, C.) Project ENSURE, Project Title: Enhancing resilience of communities and

territories facing natural and natech hazards State-of-the art on vulnerability types, Del. 1.1.1 « Methodologies to assess vulnerability of structural systems » .

18. Milutinovic, Z.V., Trendafiloski, G.S., « An advanced approach to earthquake risks scenarios with applications to different european towns, WP4: Vulnerability of current buildings », RISK – UE, Europe, (Septembre 2003).
19. Andreas, J.K., Panagopoulos, G., Penelis, G.G., « Development of a seismic damage and loss scenario for contemporary and historical buildings in Thessaloniki, Greece », Soil Dynamics and Earthquake Engineering, V.28, 836 – 850, (2007).
20. Calvi, G.M., Pinho R., Magenes, G., Bommer, J.J., Restrepo-Vélez, L.F., Crowley, H., « Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies Over The Past 30 Years », ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 43, No. 3, pp. 75-104, (2006).
21. Rossetto, T., Elnashai, A., «Derivation of Vulnerability Functions for European-Type RC Structures Based on Observational Data », Engineering Structures, Vol. 25, No. 10, pp. 1241-1263, (2003).
22. 22. Benedetti, D., Benzoni, G., Parisi, M.A., «Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei», Earthq. Eng. Struct. D., 16, 183-201, (1988).
23. 23. Corsanego, A. and Petrini, V., «Evaluation criteria of seismic vulnerability of existing national building patrimony one the territory», Seismic Eng., 1, 16-24, (1994).
24. Benedetti, D. and Petrini, V., «On the seismic vulnerability of masonry buildings: proposal of year procedure evaluation», Ind. Constr., 18, 66-78, (1984).
25. 25. GNDT, «The Catania Project: Earthquake damage scenarios for a high risk area in the Mediterranean». CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Rome, Italy, (2000).
26. Yousfi, N., Bensaibi, M., « Weighting Assessment of Vulnerability Index Parameters for Reinforced Masonry Structures ». Structural Engineering International, SEI Volume 27 , Number 1, (February 2017).
27. Yousfi, N., « Elaboration de courbes de vulnérabilité pour des structures mixte maçonnerie charpente métallique ». PhD Thesis, Université blida 1. (29 juin 2017).
28. Belheouane, F.I., Bensaibi, M., « Seismic vulnerability index for reinforced concrete construction in Algeria», international journal of advances and trends in engineering materiel and their Application volume 13, pp. 364-368,( juin 2012).
29. Belheouane, F.I., Bensaibi, M., « Evaluation of the vulnerability index for reinforced concrete construction in Algeria undo seismic action», AES Technical review, part C, IJATMA, volume 1, pp. 101-106, (Janvier 2012).
30. ASCE , «Seismic Evaluation of Existing Buildings Handbook for Seismic Evaluation of Buildings American Society of Civil Engineers »,31-03, 446 pp, 2002.

31. Applied Technology Council, ATC-40, «Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings», Vols. 1 and 2, California, (1996).
32. Federal Emergency Management Agency, « nehrp guidelines for the seismic rehabilitation of buildings », ( October 1997).
33. Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments (P06-030-1:2005-09, NA:2007-12, NA:2013-12, A1:2013-05).
34. Chopra, A.K. and Goel, R.K. , « A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings», Earthq. Eng. Struct. D, 31(3), 561-582,(2002).
35. FEMA, HAZUS, «Earthquake Loss Estimation Methodology», Technical and User Manuals, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C, USA, (1999).
36. FEMA, HAZUS-MH Technical Manual, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, DC, USA, (2003).
37. ATC-21, « Rapid Visual Screening of Building for potential seismic Hazard », Federal Emergency Management Agency; Washington, DC, USA, 1988.
38. RISK-UE, «An advanced approach to earthquake risks scenarios with applications to different European towns», WP4: Vulnerability of current building, EVK4-CT-2000- 00014, (2003).
39. Groupe AFPS, « Vulnérabilité Sismique du Bâti Existant : approche d'ensemble », Document de travail version 2.2, France, Mai, 2005.
40. Lang, K., « Seismic vulnerability of existing building », Thèse de doctorat, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Swiss, (2002).
41. Giovinazzi, S., « The vulnerability assessment and the Damage Scenario in seismic risk analysis », Thèse de Doctorat, Technical University Carolo-Wilhelmina at Braunschweig et University of Florence, (2005).
42. Parisi, M.A., and Chesi, C., « Experimenting seismic vulnerability assessment and strengthening in A masonry village », Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, paper no. 1429, Geneva, Switzerland, (2006).
43. 44. Franch, K.A.G., Morbelli, G.M.G., Inostroza, M.A.A. and Gori, R.E., « A seismic vulnerability index for confined masonry shear wall buildings and a relationship with the damage », Eng. Struct., 30, 2605-2612, (2008).
44. Jacquet, G. and Souloumiac, R., « Evaluation of the vulnerability of the existing buildings », Proceedings of the Acts of the Fifth National Conference AFPS, 267-273, Cachan, France, (1999).
45. Vicente, R., Parodi, S., Lagomarsino, S., Varum, H., Mendes, D.A. and Silva, J.A.R., « Seismic vulnerability assessment, damage scenarios and loss estimation case study of the old city centre of Coimbra, Portugal », Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing China, (2008).
46. Lagomarsino, S. and Magenes, G. , « Evaluation and reduction of the vulnerability of masonry buildings », The state of Earthquake Engineering

Research in Italy: the ReLUIS-DPC 2005-2008 Project, Eds. G. Manfredi, M. Dolce, 1-50.

47. 48. Djaalali, F., Bensaibi, M., Bourahla, N., « Evaluation of the vulnerability index for unreinforced masonry structures », Applied Mechanics and Materials, Vols. 166-169, pp 1387-1390, (2012).
48. 49. Djaalali, F., Bensaibi, M., Bourahla, N., Davenne, L., « Vulnerability curves of masonry constructions Algiers case study », Structural Engineering and Mechanics, Vol. 42, N°5, pp. 609-630, (2012).
49. Belheouane, F. I., Bensaibi, M., « Seismic vulnerability index for reinforced concrete construction in Algeria » international journal of advances and trends in engineering materiel and their Application, volume 13, pp. 364-368, (juin 2012).
50. Belheouane, F. I., Bensaibi M., « Evaluation of the vulnerability index for reinforced concrete construction in Algeria undo seismic action », AES Technical review, part C, IJATMA, volume 1, pp. 101-106. (Jan 2012).
51. Beyer, K., Colbeau-Justin, L., Devaux, Martin, C., Quistin, P., Vezin, J. M. , Wenk, Th., « Chile Earthquake 2010 », AFPS Mission Report, Paris, France, (2010).
52. Bertil, D., Courtray, V., Guillemintot, Y., Hauss, C., Loustalot, G., Mompelat, J. M., « Earthquake in Haiti, of 12/01/2010 », AFPS Mission Report, Paris, France, (2010).
53. Baize, S., Chever, L., Cuyeu, P., Gueguen, Ph., Martin, P-O., Perrotin, P., Vanoudheusden, E., Verdoux, M., Romagne, E., « Italie, of 20/05/2012 », AFPS Mission Report, Paris, France, (2012).
54. Cacace, F., Zuccaro, G., Gregorio, D. D, LindaPerelli, F., « Building Inventory at National scale by evaluation of seismic vulnerability classes distribution based on Census data analysis: BINC procedure », International Journal of Disaster Risk Reduction Volume 28, Pages 384-393, (June 2018).
55. Bruneau , M., Clifton , C., MacRae, G., Leon, R., Fussell, A., « Steel Building Damage from the Christchurch Earthquake of February 22, 2011 », New Zealand, (2011).
56. Chia-Ming, U., Bruneau, M., 60th Anniversary State-of-the-Art Reviews « State-of-the-Art Review on Seismic Design of Steel Structures », Journal of Structural Engineering, Volume 144 Issue 4, (April 2018).
57. Araújo, M., Castro J. M. and Marques , M., « Seismic vulnerability and property losses to the Portuguese industrial steel building stock » Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, Portugal, Journal of Engineering, 2:3 (2016) 40-52 ISSN 2183-6493, (13 January, 2017).
58. Cantisani, G., Della Corte, G., Landolfo, R., « Modelling and Analysis of an Archetype Non Residential Old Steel Building For Collapse Risk Evaluation », 16 th european conference on earth engineering thessaloniki (18- 21 june 2018).
59. Formisano, A., Lorenzo, G. D., Iannuzzi, I., xLandolfo, R., « Seismic Vulnerability and Fragility of Existing Italian Industrial Steel Buildings » The Open Civil Engineering Journal, iSSN: 1874-1495 — Volume 12, (2018).

60. ATC, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Applied Technology Council, California, (1996)
61. Mazari, A., « Analyse du comportement sismique de structures en portiques en béton armé dimensionnées suivant les règles parasismiques algériennes et analysées en statique non linéaire suivant les schémas de distribution des forces sismiques recommandées par l'Eurocode 8 », Thèse magistère Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, (2016).
62. Chopra, A.K., Chatpan, C., « Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems », J. Struct. Eng, 130(9), 1309-1319, (2004).
63. Règles parasismiques Algériennes RPA 99 modifiées en 2003, Algérie, 2003
64. Gioncu, V., Mazzolani, F.B., « Ductility of Seismic-Resistant Steel Structures », London, Engineering & Technology, eBook ISBN 9781482271904, (21 April 2014).
65. Amirahmad Fathieh ;Oya Mercan « Seismic evaluation of modular steel buildings » Engineering Structures Engineering Structures Volume 122, Pages 83-92, (1 September 2016).
66. Règles de Conception et de Calcul des Structures en acier CCM 97, Algérie, (1997).
67. 68. Gresnigt, N., Romeijn, A., Wald, F., Steenhuis, M., « Column bases in shear and normal force », Heron, 53(2/3):145-165, (2008).
68. NEHRP Consultants Joint Venture. A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering: Soil- Structure Interaction for Building Structures. Applied Technology Council, Redwood City, (2012).
69. Association Française de Normalisation (AFNOR). Eurocode 3, Calcul des Structures en Acier et Document d'Application AFNOR: Paris, (1999).
70. Melchers, R. E., « Corrosion uncertainty modelling for steel structures » , Journal of Constructional Steel Research, Volume 52, Issue 1, Pages 3-19, October 1999.
71. Ministry of Housing and Urban Planning. Règles parasismique algériennes RPA 99/ version 2003, DTR-B.C.2.48, Algeria, (2004).
72. László, G. V., Zsarnóczy, A., Balogh, T., « Eurocode conforming design of BRBF », Part I: Proposal for codification ; Journal of Constructional Steel Research, Volume 135, Pages 265-276, August (2017).
73. JinkooKim, Y. S., « Seismic design of low-rise steel frames with buckling-restrained braces », Engineering Structures ; Engineering Structures, Volume 26, Issue 5, Pages 543-551,( April 2004).
74. Grünthal, G., « Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie », European Macroseismic Scale 1998, European Center for Geodynamics and Seismology, V.15, Luxembourg, (1998).
75. Amellal, O., Bensaïbi Mahmoud, Calculation of seismic vulnerability index for steel structures, Energy Procedia, Volume 139, , Pages 558-564, December (2017).

76. Mansouri, I., Wan Hu, J., Shakeri, K., Shahbazi, S., and Bahareh, N., « Assessment of Seismic Vulnerability of Steel and RC Moment Buildings Using HAZUS and Statistical Methodologies » *Discrete Dynamics in Nature and Society*, Article ID 2698932, (2017).
77. Lestuzzi, P., Podestà, S., Luchini, C., Garofano, A., Kazantzidou-Firtinidou, D., Bozzano, C., Bischof, P., Haffter, A., Rouiller, J.-D., « Seismic vulnerability assessment at urban scale for two typical Swiss cities using Risk-UE methodology” *Natural Hazards*, , Volume 84, Issue 1, pp 249–269, (October 2016)
78. Kazantzidou-Firtinidou, D., Lestuzzi, P., Podestà, S., Luchini, C., Bozzano, C., « Improvement of Risk-UE LM2 capacity curves for reliable seismic vulnerability assessment at urban scale in Switzerland » Originally published for the 1st International Conference on Natural Hazards & Infrastructure, Greece, (2016).
79. Association française de normalisation (AFNOR). Eurocode 3 «Calcul des structures en acier», Document d'Application, AFNOR, Paris, (1999).
80. Saint Marin, J.M., Calgaro, J.A., « Les eurocodes conception des bâtiments et des ouvrages de génie civil », Groupe moniteur (éditions du moniteur), Paris, (2005).
81. Jihonga, Ye., Liqiangb, Jiang., « Original Research Article Collapse mechanism analysis of a steel moment frame based on structural vulnerability theory » *Archives of Civil and Mechanical Engineering* , Volume 18, Issue 3, Pages 833-843,(July 2018).
82. Shubham, A., Adnan, B.S. Tyagi ; « Seismic Assessment Of Structure Using Push Over Analysis » ; *International Research Journal of Engineering and Technology(IRJET)* Volume: 05 Issue: 05, e-ISSN: 2395-0056, p-ISSN: 2395-0072, (May 2018).
83. Amellal O, Bensaïbi M. Détermination de l'indice de vulnérabilité des constructions en charpente métallique. Saad Dahleb University, Algeria, (2008).
84. Boukri, M., Farsi, M.N., Mebarki, A., « Vulnérabilité sismique du bâti algérien : développement d'un outil d'aide à la décision », Thèse de doctorat, Université de Blida, Algérie, (2014).
85. Didier, M., Broccardo, M., Esposito, S., & Stojadinovic, B. « A compositional demand/supply framework to quantify the resilience of civil infrastructure systems (Re-CoDeS) ». *Sustainable and Resilient Infrastructure*, 1-17, (2017).
86. António, S., Luís, M., José Miguel, C., Monteiro, R., « Earthquake-Induced Losses Of Steel Frames Designed To Eurocode 8», 16th european conference on earth engineering thessaloniki 18- 21,( june 2018).
87. Choi, E., Cheon, H., Song, J., & Chi, S. « Quantitative Assessment of Urban Disaster Resilience by Clustering Analysis of Vulnerability and Recoverability, Proceedings of the International Symposium on Reliability Engineering and Risk Management (ISRERM) », Seoul, Korea, (2016).
88. Sousa, AC., Lignos, DG., « On the Inverse Problem of Classic Nonlinear

Plasticity Models-An application to cyclically loaded structural steels ». Report No. 231968, Resilient Steel Structures Laboratory (RESSLab), Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), (2017).

89. Eujeong, C., Max, D., Junho., S, Bozidar, S., « Assessment Of Urban Disaster Resilience By Spatiotemporal Analysis Of Demand And Supply» , thessaloniki (18- 21 june 2018).
90. Behrouz, A., M, Babaei., S. Asil G., «Seismic Loss Estimation Of Steel Moment Resisting Frames» ; 16 th european conference on earth engeneering thessaloniki (18- 21 june 2018).
91. Celano, F., Žižmond, J., Dolšek, M « The Evaluation Of Risk-Targeted Safety Factor And Behaviour Factor For Selected Steel Structures», 16 th european conference on earth engeneering thessaloniki (18- 21 june 2018).
92. Bardon, M., Belaid, M.C., « DEPLHI 5, cours, exercices corrigés et études de cas », Ed Berti, (2001).
93. Belaid, M.C., « DELPHI, programmer les bases de données », Ed Pages bleus, (mars 2005).
94. Dick, L., « DELPHI 3 », Ed Borland, (2000).
95. Graine, S., « Delphi 7 ». Concepts De Base, Bases De Données, Ed l'Abeille, (2006).