

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة – د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr. MOULAY TAHAR



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de MASTER en Génie Civil

Spécialité : Structures

Vers une amélioration de la méthode statique équivalente des règles parasismiques Algériennes 99 version 2003

Présenté par :

M^{elle} ARBES Manel

M^{elle} BERRAHOU Fatima Zohra

Mémoire déposé le 15/10/2020, pour une examinations devant le jury composé de :

M. HACHEMI Houari		Président
M. DERRAS Boumédiène		Encadreur
M ^{me} BENGUEDIAB Soumia		Examinatrice

Année universitaire 2019/2020

Sommaire :

Dédicace	1
Remerciement	2
ملخص.....	3
ABSTRACT	4
Résumé.....	5
INTRODUCTION GENERALE	6
Chapitre I phénomène Sismique et Methode d'estimation de mouvement du sol :	8
INTRODUCTION :	9
I.1. Aperçu sur le phénomène sismique :	10
I.1.1. Définition :	10
•Origine des séismes :	11
•Type de Séisme	11
•secousses principales et secousses secondaires (répliques):	11
I.1.3. Effets caractérisant le mouvement sismique :	12
I.1.3.1. effets de la source :	12
I.1.3.2. effets de parcours (propagation d'onde) :	15
I.1.3.3. effets de site :	15
I.1.4. Méthodes d'estimation du mouvement sismique:	17
I.1.4.1. Méthode empirique :	17
I.1.4.2. Méthode physique (Boore, 2003):	19
I.1.5. Mouvement sismique de calcul :	24
I.1.5.1. Méthode statique équivalente :	24
I.1.5.2. Méthode spectrale modale:	25
I.1.5.3. Méthode dynamique:	26
CONCLUSION:	26
Chapitre II Méthode statique équivalent vue par différentes règles Parasismique. :	27
Introduction:	28
II.1. Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99 version 2003):	28
II.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	28
II.1.3. Méthode statique équivalente:	29
II.1.3.1. Principe:	29
II.1.4. Modélisation :	30

II.1.5. Calcul de la force sismique totale :	30
II.1.6. Estimation de la période fondamentale de la structure:	38
II.1.7. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	39
II.2. Règles de constructions parasismiques (R.P.S 2002) :	40
II.2.1. Direction de l'action sismique :	40
II.2.2. Approches de calcul de l'action sismique :	40
II.2.2.1. approche statique équivalente :	40
II.2.2.1.1.Principe :	40
II.2.2.2.2. CONDITION D'APPLICATION :	41
II.2.2.2.3. FORCE SISMIQUE LATÉRALE EQUIVALENTE :	41
II.2.2.2.4. REPARTITION VERTICALE DE LA FORCE SISMIQUE :	46
• EVALUATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE :	46
II.3. Règles de constructions parasismiques TURQUE :	49
II.3.1. DÉFINITION DES CHARGES SISMIQUES ÉLASTIQUES :	49
II.3.1.1. Coefficient d'accélération au sol efficace :	49
II.3.1.2. Facteur d'importance du bâtiment :	49
II.3.1.3. Coefficient du spectre :	51
II.3.1.4. Spectre d'accélération de conception spéciale :	52
II.3.2. RÉDUCTION DES CHARGES SISMIQUES ÉLASTIQUES : Facteur de réduction de charge sismique :	52
II.3.2.1. Conditions générales des niveaux de ductilité des systèmes structurels :	53
II.3.3. CHOIX DE LA MÉTHODE D'ANALYSE :	59
II.3.3.1. Méthodes d'analyse :	59
II.3.3.2. Limites d'application de la méthode de charge sismique équivalente :	60
II.3.4. MÉTHODE DE CHARGE SISMIQUE ÉQUIVALENTE :	61
II.3.4.1. Détermination de la charge sismique équivalente totale :	61
II.3.5. Détermination des charges sismiques de conception agissant au niveau de l'étage :	62
II.3.6. Détermination de la première période de vibration naturelle du bâtiment :	64
II.3.7. Forces internes dans les directions des éléments à l'axe principal :	65
EUROCODE 8	66
II. 4 .Analyse statique équivalente des systèmes MDOF :	66
II.4.1. Estimer la période du mode fondamental :	66
II.4.2. Vérification de critères d'application de la méthode statique équivalent :	66
II.4.3. Calcul de force sismique à la base :	67
II.4.4. Répartition de la force sismique sur la hauteur du bâtiment :	67
II.4.5. Spectre de réponse :	67

II.4.6. Facteur de ductilité et de comportement :	71
II.4.7. Spectres de réponse modifiés par ductilité :	73
ASCE 7-10 USA code	76
II. 5. Analyse statique équivalente des systèmes :	76
• La FORCE LATÉRALE ÉQUIVALENTE :	76
II.5.1. PROCÉDURE DE LA METHODE DE LA FORCE LATERALE EQUIVALENTE :	76
II.5 .1.1. EFFORT TRANCHANT A LA BASE:	76
II.5.1.2. Calcul du coefficient de la réponse sismique :	76
II.5.3. Valeur maximale de SS dans la détermination de CS :	82
II.5.4. Détermination de la période :	82
II.5.4.1. Période fondamentale approximative :	82
II.6. Comparaison de règlement parasismique Algérien, marocain, turque, Euro Code et le règlement ASCE 7-10 :	84
II.6.1. Classification des Sites selon les différents règlements parasismique:	84
II.6.2. Spectre de réponse élastique :	84
II.6.3. Classification des ouvrages :	85
II.6.4. Coefficient de comportement :	85
II.6.5. Les règle de conception et calcul Sismique :	85
Conclusion :	91
Chapitre III Calcul MSE par différents règlement Parasismique :	92
Introduction :	93
III.1. Caractéristique du Bâtiment :	93
III.2. Calcul de la l'action sismique par la méthode statique équivalente :	95
III.2.1. RPA 99 version 2003 :	95
III.2.1.1. Détermination de l'action sismique à la base :	95
Coefficient d'accélération :	96
Facteur d'amplification :	96
Périodes caractéristique :	96
Estimation de la période fondamentale de la structure :	97
Coefficient de comportement :	98
Facteur de qualité :	98
Poids total de la structure :	99
III.2.1.2. Distribution verticale de l'action sismique :	100
III.2.2. RPS 2002	103
III.2.2.1. Détermination de l'action sismique à la base :	103
Coefficient d'accélération de zone :	103

Coefficient d'accélération :	103
Facteur d'amplification dynamique :	104
Coefficient de priorité :	104
Facteur de comportement :	104
Poids totale de la structure :	104
La force sismique :	105
III.2.2.2. Distribution verticale de l'action sismique :	105
III.2.3.Code Turque :	107
III.2.3.1. Détermination de l'action sismique à la base :	107
Période fondamentale	107
Coefficient d'accélération	108
Facteur de Réduction.....	108
Réduction des charges sismiques élastiques : charge sismique.....	108
FACTEUR DE RÉDUCTION	108
Poids total du bâtiment	108
Accélération spectrale Coefficient.....	109
Période caractéristique du spectre (T_A et T_B).....	109
Coefficient de spectre $S(T_1)$	110
Coefficient d'accélération spectrale	110
La charge sismique :	110
III.2.3.2. Distribution verticale de l'action sismique :	111
III.3. Analyse comparative entre les codes RPA 2003, RPS 2002 et le code Turque:	114
conclusion:.....	117
Conclusions générale.....	118
Bibliographie :	120
Annexe Présentation par captures écrans du code calcul des actions sismiques par la MSE et avec les RPA-RPS-TURQUE Codes :	121

Liste Des Figures :

Figure I.1. Notation dur les distances	10
Figure I.2.schéma des trois effets : source, parcours et site.....	12
Figure I.3. (a) Représentation d'un plan de faille et la direction de son glissement. (b) Les deux couples de forces sont le 1er couple : forces de friction, et le 2ème couple : forces de compression/traction	13
Figure I.4 Représentation des 3 angles définissant un mécanisme au foyer, sur un plan de faille ..	14
Figure I.5.Schéma illustrant différentes configurations géologiques locales susceptibles de modifier la propagation des ondes sismiques qui les traversent.	16
Figure I.6. (a+b) : Base de la méthode stochastique. (BOORE, 2003) Avec la séparation du spectre du mouvement de sol.....	19
Figure I.7.Mise à l'échelle de la source pour une forme spectrale w-carré de fréquence angulaire unique. Pour la chute de contrainte constante $M_0 f_0^3$ est une constante (AKI, 1967), et cette dépendance de la fréquence angulaire f_0 sur le moment M_0 (donnée par la ligne ombrée) détermine la mise à l'échelle des formes spectrales. (BOORE, 2003)	20
Figure I.8. Principe de la méthode statique équivalente	25
Figure I.9. Principe de la méthode modale spectrale.....	26
Figure II.1.1. Carte de zonage sismique de l'Algérie (RAP 99 version 2003).....	29
Figure .II.1.2. Variation du facteur d'amplification dynamique (D) avec la période (s). « Si » représente le type de site.	32
Figure.II.1.3. Limites des décrochements en plan (RAP 99 version 2003).....	36
Figure.II.1.4. Limite de décrochements en élévation (RAP 99 version 2003).	37
Figure II.2.5. Zonage sismique du Maroc.....	42
Figure II.2.6. Répartition verticale des forces sismique.....	46
Figure II.2.7. Poutres-poteaux.	48
FIGURE II.3.8. Spectre d'accélération de conception spéciale.	52
Figure II.3.9.Zonage sismique du TURQUE.	61
Figure II.3.10.la charge elastique	63
Figure II.3.11.Direction des forces internes.....	64
Figure II.3.12.les forces internes	64
Figure II.3.13.la charge fictif sur l'étage.....	65
Figure II.3.14.Direction des forces interne de seisme	65
Figure II.4.15. 5% spectre de réponse amorti pour tremblement de terre de 1940 el Centro (composante N-S).....	69

Figure II.4.16. EC8 spectres élastique amortis a 5% (a) type 1, (b) type 2.....	70
Figure II.4.17. Équivalence de la ductilité et du facteur de comportement avec des déplacements élastiques et inélastique égaux.	73
Figure II.4.18. Spectres de réponse de conception EC8 (spectre de type 1, sol de type C).....	74
Figure II.4.19. Zonage sismique du MDOF.	75
Figure II.5.20. Spectre de réponse de conception.....	77
Figure.III.1. profil de sol.....	93
Figure.III.2. Vu longitudinale du bâtiment.....	94
Figure.III.3. Vu en plan du bâtiment.....	94
Figure.III.4. Effort tranchant à la base V et sa répartition verticale V_1, V_2, V_3, V_4	95
Figure.III.5. Force sismique à la base V et sa répartition verticale F_1, F_2, F_3, F_4	95
Figure III.1.6. Digramme de la force sismique par niveau suivant les deux sens orthogonaux.....	102
Figure III.1.7. Diagramme des efforts tranchants selon les deux sens	103
Figure.III.2.8. diagramme de l'effort tranchant et la force sismique du règlement parasismique marocain RPS 2002.....	107
Figure III.3.9. Diagramme de la force sismique selon deux sens de règlement parasismique du Turquie	113
Figure.III.3.10. Diagramme des efforts tranchants selon deux sens de règlement parasismique du Turquie	114
Figure.III.11. Comparaison entre l'effort tranchant par niveau.....	114
Figure.III.12. Comparaison de la force sismique par niveau.....	115
Figure.III.13. Variation de V_{base} avec le coefficient d'accélération (A) des trois codes	116
Figure.III.14. Variation de V_{base} avec le coefficient de comportement selon les 3 codes.....	116
Figure.III.15. Variation de V_{base} avec le facteur d'amplification dynamique selon les 3 codes	117

Liste Des Tableaux :

Tableau II.1.1. Coefficient d'accélération de zone A.	31
Tableau II.1.2 valeurs de T2.....	31
Tableau II.1.3 Valeurs de ε (%).	32
Tableau II.1.4 : valeurs de comportement R.....	33
Tableau II.1.5 : Valeurs des pénalités Pq.....	34
Tableau II.1.6 : valeurs du coefficient de pondération β	38
Tableau II.1.7 valeurs du coefficient CT.....	38
Tableau II.2.8 – coefficient d'accélération (Probabilité 10% en 50 ans).	42
Tableau II.2.9. coefficient de site.....	42
Tableau II.2.10. Facteur d'Amplification Dynamique.	43
Tableau II.2.11. Coefficient de Priorité I.....	44
Tableau II.2.12. Facteur de Comportement.....	44
Tableau II.2.13. Le coefficient ΨY	45
TABLEAU II.3.14. COEFFICIENT D'ACCÉLÉRATION AU SOL EFFICACE (A_0).	49
TABLEAU II.3.15. FACTEUR D'IMPORTANCE DU BÂTIMENT (I).	50
TABLEAU II.3.16. PÉRIODES CARACTÉRISTIQUES DU SPECTRE (T_A , T_B).	51
TABLEAU II.3.17. FACTEURS DE COMPORTEMENT DU SYSTÈME STRUCTUREL(R)	54
TABLEAU II.3.18. BÂTIMENTS POUR LESQUELS UNE CHARGE SISMIQUE ÉQUIVALENTE LA MÉTHODE EST APPLICABLE.....	60
TABLEAU II.3.19. FACTEUR DE PARTICIPATION À LA CHARGE EN DIRECT (N).	62
Tableau II.5.20. Coefficient du site, F_a	77
Tableau II.5.21. facteurs d'importance par catégorie de risque des bâtiments et autres structures pour les charges de neige, de glace et de tremblement de terre.....	79
Tableau II.5.22. Catégorie de risque des bâtiments et autres structures pour les inondations, le vent, la neige, les tremblements de terre, et charges de glace.	79
Tableau II.5.23. Coefficient de limite supérieure sur Période calculée.....	83
Tableau II.5.24. Valeurs des paramètres de période approximative C t et x.....	84
Tableau II.25. Comparaison entre les 5 règles de parasismique :	86
Tableau II.26. Formulation de l'effort tranchant à la base selon les 05 règles Parasismiques en donnant à chacune les paramètres associés.	90
Tableau III.1.1 : Valeurs des pénalités Pq.....	98

Tableau III.1.2 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (verticale)...	100
Tableau III.1.3. Effort tranchant au niveau d'étage (sens X-X)	101
Tableau III.1.4. Effort tranchant au niveau d'étage (sens Y-Y)	101
Tableau III.2.5 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	106
Tableau III.1.6. Effort tranchant au niveau d'étage	106
Tableau III.3.7 : Distribution de la résultante des forces sismique (sens X-X).....	112
Tableau III.3.8 : Distribution de la résultante des forces sismique (sens Y-Y).....	112
Tableau III.3.9 : effort tranchant au niveau d'étage (Sens X-X)	113
Tableau III.3.10 : effort tranchant au niveau d'étage (Sens Y-Y)	113

Dédicace

Nous dédions ce modeste travail à :

Nos chers parents, nos frères et sœurs

Toute la famille BERRAHOU, la famille ARBES et la famille ABDELHAK, à tous nos amis sans exception et à tout nos collègues de la promotion 2020.

Remerciement

Nous remercions avant tout **Allah** de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude durant ces temps difficiles où le monde est envahi par le coronavirus. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Pr. DERRAS Boumediene, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.

Nos profonds remerciements, nos respects et notre gratitude s'adressent à M. HACHEMI Houari et à Mme BENGUEDIAB Soumia, enseignant et enseignante à Université Dr. Tahar Moulay-Saida, qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous adressons nos plus vifs remerciements à nos familles pour leur soutien moral et surtout leurs encouragements.

Nous tenons à remercier également tous nos amis et aussi tous les étudiants de la promotion (2019-2020) et on leurs souhaite bon courage.

ملخص

تتكون أطروحة نهاية الدراسة هذه من دراسة مقارنة بين قواعد الزلازل الأكثر شيوعًا. تركز المقارنة على الجانب النظري وكيفية تقييم هذه القواعد للقوة الزلزالية لمبنى يتم تنفيذه في منطقة ذات معامل زلازلي عالي. يتم الحصول على الحركة الزلزالية باستخدام الطريقة الثابتة المكافئة (MSE).

إن الفلسفة الكامنة وراء صياغة الفعل الزلزالي الأفقي والمعلومات المستخدمة هي نفسها تقريبًا بالنسبة للرموز الزلزالية 03: RPA 99/2003 و RPS 2002 والكود التركي، أما بالنسبة لـ 08: Eurocode (أوروبا) و 7-10 ASCE (الولايات المتحدة الأمريكية)، يتم تحديد الصيغة بشكل مختلف.

توضح المقارنة بين قواعد 03 أن الأفعال الزلزالية التي تم الحصول عليها بواسطة RPA 99/2003 تعد منخفضة مقارنة بتلك المحسوبة بواسطة RPS والكود التركي. بالنسبة لـ RPA 99/2003، فإن معامل المنطقة، عامل التضخيم الديناميكي ومعامل السلوك أقل تأثير على الفعل الزلزالي مقارنة مع RPS 2002 والكود التركي. تظل هذه النتائج أولية ويجب توكيدها بتحليلات تكميلية أخرى.

الكلمات الرئيسية: RPA، RPS، الكود التركي، EC8، ASC7-10، الحركة الزلزالية، الطريقة الثابتة المكافئة.

ABSTRACT

The goal of this “end of study project” is to compare between the most codes of seismic design. The comparison focuses upon a theoretical aspect and on how these codes assess the seismic action of a building implemented in the high seismicity zone. The seismic action is obtained using the Equivalent Static Method (ESM).

The philosophy behind the formulation of the lateral seismic action and the parameters used are practically the same in the 03 seismic codes: RPA 99/2003, the RPS 2002 and the Turkish code. While, for Eurocode8 (Europe) and ASCE 7-10 (USA) the formula is determined differently.

The comparison between the 03 rules shows that the seismic actions obtained by RPA 99/2003 are underestimated compared to those calculated by RPS and the Turkish code. For RPA 99/2003, the seismic zone coefficient, the dynamic amplification factor and the behavior coefficient are less relevant than in the RPS 2002 and the Turkish code. These results remain preliminary and must be consolidated by other complementary analyzes.

Keywords: RPA, RPS, Turkish code, EC8, ASCE7-10, seismic action, equivalent static method.

Résumé

Ce mémoire de fin d'étude consiste à une étude comparative entre les règles parasismique les plus usuelles. La comparaison se focalise sur l'aspect théorique et sur la manière dont ces règles évaluent l'action sismique d'un bâtiment implémenté sur une zone à sismicité élevée. L'action sismique est obtenue à l'aide de la méthode statique équivalente (MSE).

La philosophie derrière la formulation de l'action sismique latérale et les paramètres utilisées sont pratiquement les même pour les 03 codes parasismiques : L'RPA 99/ 2003, le RPS 2002 et le code Turquie. Tandis que, pour l'Eucode08 (Europe) et l'ASCE 7-10 (USA) la formule est déterminée différemment.

La comparaison entre les 03 règles montre que les actions sismiques obtenues par RPA 99/2003 sont sous estimées par rapport à celles calculées par RPS et le code Turquie. Pour les RPA 99/2003, Le coefficient de zone, le facteur d'amplification dynamique et le coefficient de comportement sont moins pertinents que dans les RPS 2002 et le code Turquie. Ces résultats restent préliminaires et doivent être consolidés par d'autres analyses complémentaires.

Mots clés : RPA, RPS, code Turquie, EC8, ASC7-10, action sismique, méthode statique équivalent.

INTRODUCTION GENERALE

Plusieurs phénomènes naturels présentent des véritables sources de danger venant menacer la sécurité de l'être humain et son abri. Parmi ces phénomènes, les séismes viennent en première position (**chapitre I**) vu les dégâts et les pertes qu'ils occasionnent (Pertes humaines, bâtiments, ponts, barrages...).

A travers l'histoire, plusieurs séismes dévastateurs se sont produits dans différentes régions, citons à titre d'exemple : le séisme de San Francisco (1906) qui a causé 3000 morts et 9.5 milliard de dollars, la catastrophe de Ningxia Gansu en chine (1920) qui a causé 273400 morts et d'importants dommages matériels, le tremblement de terre de Turkménistan en 1948 (110000 morts) et le séisme de Boumerdès (2003) où les principales conséquences mesurées sont de 2266 morts et 10261 blessés.

Les statistiques précitées nous informent sur la capacité destructive des séismes qui peuvent conduire facilement à la ruine de la structure s'ils ne sont pas correctement estimés. Pour pouvoir résister à une sollicitation de ce type, qui a une nature différente à celle des sollicitations usuelles, la structure doit obéir à certaines recommandations.

Le moyen le plus sûr pour avoir ces sollicitations est le déploiement des denses réseaux accélérométriques, cependant ce dispositif reste très couteux. Des méthodes intermédiaires semblent une solution pour des projets spécifiques. Il s'agit de l'utilisation des approches empiriques-statistique (méthodes dites ergodiques) ou bien à l'aide des approches basées sur nos connaissances physiques (**chapitre I**). Ces deux approches nécessitent aussi l'intégration des informations régionales telles que la chute de contrainte sismique, l'amplification sismique à hautes fréquences, l'atténuation géométrique...etc.

Une deuxième alternative à la mesure de l'intensité sismique, et qui semble moins couteuse, est utilisation des règles parasismiques. C'est d'ailleurs l'un des principaux objectifs de la discipline dite « Génie Parasismique », qui est traduit dans la pratique par l'établissement des codes techniques communs. Qui ont pour objectif d'adapter la résistance d'un bâtiment aux secousses qu'il est susceptible de subir, afin de lui conférer un comportement capable d'assurer la sécurité des gens et de limiter les dommages économiques.

Introduction Générale

Dans les codes et pour des constructions dites courantes, les régions voir les pays ont optés pour une estimation « grossière » de l'action sismique en tenant compte de l'aléa sismique régionale, la nature du site, la manière dont le site amplifier l'accélération en plus des caractéristiques physiques de l'ouvrage : son poids, sa nature dissipative de l'énergie, système de contreventement et la qualité d'exécution (**chapitre II**).

Ces caractéristiques suscitées sont assurées par les méthodes : statique équivalent (MSE) et la méthode modale spectrale (**chapitre I**). La première et plus simple mais à utiliser avec précaution : entre autre pour des constructions plus au moins régulière en plan et en élévation.

Pour mieux connaître la MSE, et déceler ainsi les différences épistémiques (d'un code à l'autre), une approche pragmatique a été dégagée. Consiste à comparer la MSE à travers différentes règles parasismiques. Dans la présente étude nous présenterons en détail la MSE vue par les codes : RPA 99/2003 (Algérie), RPS 2002 (Maroc), Code de la Turquie, EC8 (Europe) et ASCE 7-10 (USA) (**chapitre II**). Une comparaison entre les 05 formes fonctionnelles donnant l'effort tranchant à la base et les paramètres associés (coefficient de zone, facteur d'amplification dynamique...etc) est illustrée à la fin du **chapitre II**.

Passant de l'aspect théorique à la pratique (**chapitre III**). Un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et trois étages a été choisi, supposer être implémenté sur dans une zone à sismicité forte et sur un sol ferme. Une étude comparative est menée entre RPA 99/2003, RPS 2002 et le code de la Turquie. Le but est de distinguer le niveau d'intensité sismique estimé par chacun des 03 codes.

A la fin de ce projet de fin d'étude, nous avons élaboré un code de calcul sous forme des feuilles Excel (logiciel qu'on trouve pratiquement sur toutes les plateformes). Le calcul des efforts tranchants à la base et la répartition verticale de la force sismique sont donnés et ce pour n'importe quel bâtiment. Chaque feuille représente un code (RPA, PRS, Turquie) et est divisée en trois parties : présentation des données (inputs), résultats (effort tranchant et forces sismiques) et visualisation graphique (outputs) : voir **Annexes**.

Chapitre I :

Phénomène Sismique et
méthodes d'estimation de
mouvement du sol.

INTRODUCTION :

Un tremblement de terre ou un séisme d'origine naturel est provoqué par un glissement brutal entre deux plaques lithosphériques. Conduit à une propagation des ondes élastiques allant du foyer sismique vers la surface de la terre. Causant ainsi un mouvement du sol structurel.

Les dégâts causés par ce mouvement du sol ont incité la communauté scientifique à comprendre la physique sous-jacente. L'objectif est de réduire leurs effets destructeurs sur les structures et sauver les vies humaines.

« Un séisme ne tue que par l'écroulement des bâtiments et des ouvrages »

Ces effets sont de plus en plus meurtriers du fait de l'urbanisation galopante de certaines agglomérations. Par exemple, 70% du nord Algérien est soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays.

C'est ainsi que le rôle des scientifiques et des ingénieurs (en grandes partie l'ingénieur civil) est devenu fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Pour ce faire, il doit avant tout avoir une bonne estimation du mouvement du sol dans une région donnée. Les techniques d'estimation usuelles que dispose l'ingénieur peuvent être classées en deux familles :

Méthode directes pour avoir le mouvement du sol pour un site spécifique ou pour l'établissement de la carte de l'aléa sismique et par la suite établir un micro-zonage. Nous citons : La méthode empirique, La méthode physique. Méthode (code) réglementaires pour les structures courantes (pas de site ou ouvrage spécifique) : La méthode statique équivalente, Méthode spectrale modale et La méthode dynamique par accélérogramme.

Nous commençons ce chapitre par donnés des éléments de la sismologie et les effets directs et indirects du mouvement sismique. Par la suite, une description des méthodes directes et

réglementaires sont données dans ce chapitre. On termine par choisir la méthode avec laquelle nous allons travailler dans ce mémoire.

I.1. Aperçu sur le phénomène sismique :

I.1.1. Définition :

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse qui provient d'une couche rocheuse cassante s'appelle la lithosphère. Qui résulte de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer ; la projection du foyer à la surface est l'épicentre du séisme. Le mouvement des roches près du foyer engendre des vibrations élastiques qui se propagent, sous la forme de paquets d'ondes sismiques, autour et au travers du globe Terrestre (Wikipédia).

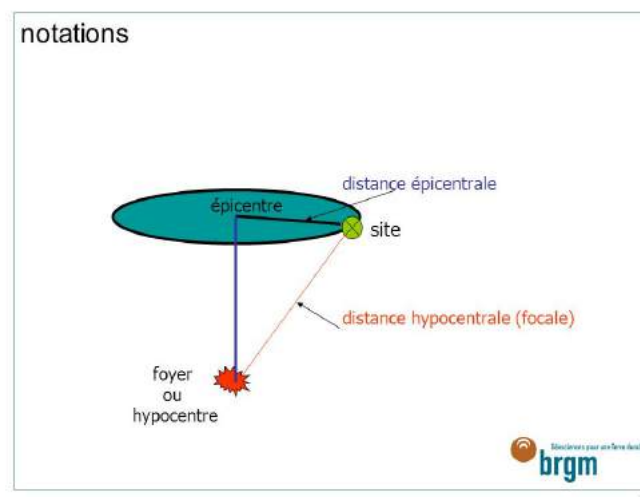


Figure I.1. Notation des distances (Hormoz modaresi :

<https://slideplayer.fr/slide/1288595/>)

La majorité des séismes se produisent à la limite entre les plaques tectoniques (séismes inter plaques) de la terre, mais il peut aussi y avoir des séismes à l'intérieur des plaques (séismes intra plaques). La tectonique des plaques rend compte convenablement de la répartition des ceintures de sismicité à la surface du globe : les grandes ceintures sismiques du globe, caractérisées par la densité géographique des tremblements de terre, sont la ceinture de feu du Pacifique (elle libère 80 % de l'énergie sismique chaque année), la

ceinture alpine (15 % de l'énergie annuelle) et les dorsales dans les océans (5 % de l'énergie annuelle). (Wikipédia)

•**Origine des séismes** :

- Les mouvements relatifs des plaques lithosphériques entraînent, à leurs frontières, l'accumulation de contraintes gigantesques. Lorsque celles-ci deviennent trop importantes, la lithosphère, couche rigide externe de la terre, casse brusquement ; il se produit alors une secousse ou une série de secousses : c'est le séisme, ou tremblement de terre. L'énergie accumulée est alors libérée et les roches glissent rapidement les unes par rapport aux autres le long de la cassure. On appelle foyer ou hypocentre l'endroit d'où part le séisme et épicentre le point qui, à la surface de la terre, est situé à la verticale du foyer. (http://media.staps.nantes.free.fr/L3EM_G1/Elhammioui/co/module_Les%20seismes_3.html)

•**Type de Séisme**

On note les séismes superficiels et les séismes profonds :

La majorité des séismes sont dits « superficiels », c'est-à-dire qu'ils se produisent dans les cent premiers kilomètres. Cependant, les séismes de très grande intensité sont d'origine plus profonde : ils surviennent au niveau des zones de subduction (ou une plaque lithosphérique plonge sous une autre) c'est le cas pour la plus grande partie du pourtour du pacifique (mémoire master 2017 tedjditi Ahmed kamel)

Les séismes profonds du pacifique. Ces séismes profonds se produisent lors de la relaxation brutale des contraintes dues aux frottements entre les deux plaques ; ils peuvent se produire jusqu'à 700 Km de profondeurs. Au-delà, il n'y a plus de séisme, car, à ces profondeurs, les roches sont ductiles, c'est-à-dire qu'elles peuvent se déformer continuellement sans se rompre (mémoire master 2017 tedjditi Ahmed kamel)

•**secousses principales et secousses secondaires (répliques):**

Les tremblements de terre importants comportent presque toujours, venant après les secousses principales, un grand nombre de secousses secondaires, ou répliques, dont la

violence va en générale en décroissant, et qui peuvent s'échelonner pendant des jours et même des mois (mémoire master 2017 tedjiti Ahmed kamel).

I.1.3. Effets caractérisant le mouvement sismique :

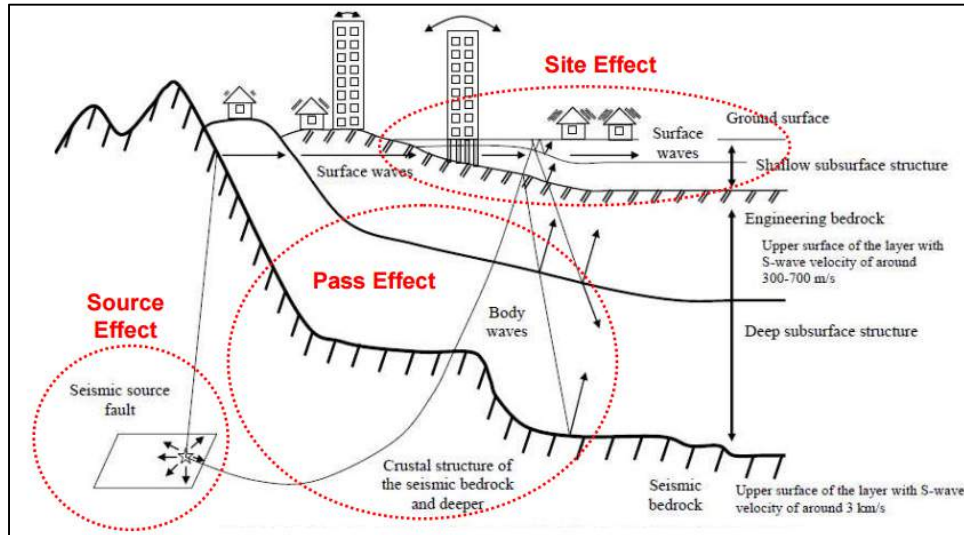


Figure I.2. schéma des trois effets : source, parcours et site.

I.1.3.1. effets de la source :

La source sismique est définie par les trois paramètres principaux à savoir la magnitude, le mécanisme au foyer et la chute de contrainte moyenne. Etant donné l'hypothèse de self similarité entre les événements sismiques, les lois d'échelle permettent de retrouver les autres paramètres de source tels que le moment sismique, la taille de la faille et le glissement moyen.

- **Moment sismique (Double couple) :**

Un séisme est un processus transitoire où l'énergie accumulée par la déformation tectonique est relâchée soudainement à travers la rupture d'une faille. Une partie importante de cette énergie se dissipe sous forme de chaleur ou d'endommagement des roches dans la zone de la faille ; et l'autre partie d'énergie rayonne sous forme d'ondes élastiques. Pour la plupart des séismes, on peut montrer que la déformation élastique associée est équivalente à l'action d'un double-couple de forces de directions opposées et perpendiculaires (figure I.3). Le moment de chaque couple est appelé moment sismique



Figure I.3. (a) Représentation d'un plan de faille et la direction de son glissement. (b) Les deux couples de forces sont le 1er couple : forces de friction, et le 2ème couple : forces de compression/traction

Le moment sismique (scalaire) est défini de la manière suivante :

$$M_0 = \mu SD$$

Ou :

M_0 : Moment sismique (N.m)

μ : Constante de rigidité (Pa=kg.m⁻¹s⁻²)

S : Surface de faille (m²)

($D \rightarrow \infty$) : Dislocation finale(m)

- **Mécanisme au foyer :**

Un mécanisme au foyer détermine la nature du séisme et les contraintes résultantes pour les régions voisines. Ce mécanisme est caractérisé par trois angles (figure. 1.4) qui sont définis dans les conventions décrites par Aki & Richards (1980)

- l'azimut (strike) ϕ , est l'angle entre le Nord et la trace de la faille en surface. Il est compté positivement vers l'Est : $0^\circ < \phi < 360^\circ$. Entre les deux directions possibles, l'azimut indique l'angle qu'un observateur voit en ayant le pendage de la faille à sa main droite ;
- le pendage (dip) δ , est l'angle entre le plan horizontal et le plan de la faille. Il est compté positivement vers la verticale descendante : $0^\circ < \delta < 90^\circ$.

- l'angle de glissement (slip) w , est l'angle entre l'horizontale et le vecteur glissement, dans le plan de faille. Il est compté positivement pour un mécanisme inverse : $0^\circ < w < 180^\circ$, et négativement pour un mécanisme normal : $-180^\circ < w < 0^\circ$.

Le mouvement sur le plan de faille est de type cisailant, il est défini par le modèle de dislocation. Dans ce modèle, la faille est considérée comme une surface d'épaisseur infinitésimale et caractérisée par deux vecteurs.

$\vec{n}$: Vecteur normal au plan de faille ;

$\vec{v}$: Vecteur glissement le long du plan de faille, par convention le mouvement du bloc supérieur.

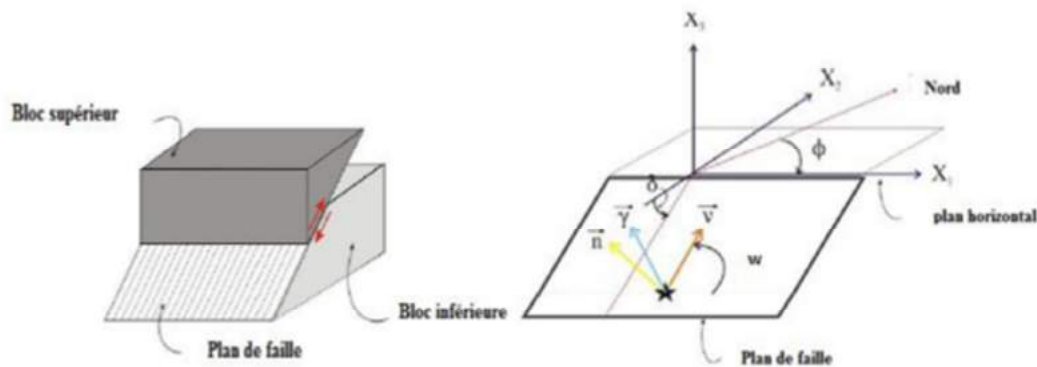


Figure I.4 Représentation des 3 angles définissant un mécanisme au foyer, sur un plan de faille

- **Chute de contrainte moyenne :**

La chute de contrainte détermine la variation de contrainte au long de la faille pendant le séisme. Elle est généralement plus élevée en contexte inter-plaque qu'en contexte intra plaque.

La connaissance du moment sismique et de la chute de contrainte permet de dimensionner le plan de faille. Suite aux observations effectuées sur les surfaces de rupture d'une grande quantité de séismes, on confédère l'hypothèse que la zone de rupture s'inscrit dans une surface rectangulaire dont la largeur W est la moitié de la longueur L .

La longueur du plan de faille est donnée par l'expression suivante :

$$L = \left(\frac{4\alpha M_0}{(\Delta\sigma)} \right)^{1/3}$$

Avec :

M_0 : est le moment sismique

α : est le facteur de la forme proche

$\Delta\sigma$: est la contrainte moyenne

I.1.3.2. effets de parcours (propagation d'onde) :

Les effets de propagation des ondes sismiques sont mal connus à cause à des fortes variations régionales du fait de la diversité géologique (bassin sédimentaire, chaîne de montagne, zone volcanique). Cette variabilité géographique de propagation n'est pas correctement prise en compte à l'heure actuelle dans les cartes d'aléa. Il est alors admis que les propriétés d'atténuation des ondes sismiques dans la croûte pouvaient varier fortement latéralement.

I.1.3.3. effets de site :

L'effet de site est le terme utilisé pour décrire la modification du mouvement sismique induite par les couches géologiques superficielles. La Figure 1 présente des exemples de configurations géologiques propices aux effets de site.

Les effets de site se traduisent fréquemment par une augmentation de l'amplitude et de la durée de la secousse sismique. Ce phénomène est observé en comparant les mouvements du sol enregistrés par deux capteurs proches, l'un localisé sur un sol dur (rocher calcaire crayeux) et l'autre sur un sol mou (alluvion) comme le montre la Figure I.3. Ce phénomène peut également être mis en évidence par des modélisations numériques de la propagation des ondes sismiques dans certaines configurations géologiques, comme une ancienne vallée glaciaire.

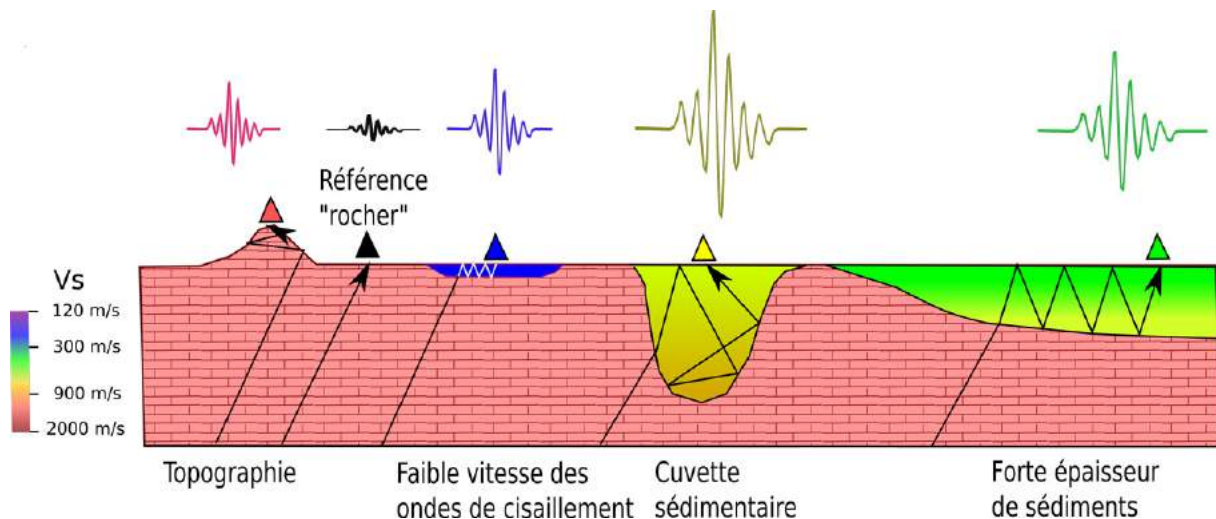


Figure I.5. Schéma illustrant différentes configurations géologiques locales susceptibles de modifier la propagation des ondes sismiques qui les traversent.

ref: https://www.irsn.fr/FR/connaissances/Installations_nucleaires/La_surete_Nucleaire/risque_sismique_installations_nucleaires/Pages/4Qu_est_ce_qu_un_effet_de_site.aspx?dId=37cd738c-9f1b-4032-a2d0-e6e8a0ff17dc&dwId=2c2c348f-b077-4fa1-ae22-36c4179d2e48#.X4N1fclzblU

Le signal sismique au-dessus de chaque configuration illustre schématiquement l'amplification des ondes associée. Sur cet exemple, le mouvement au rocher (référence) n'est pas affecté par les effets de site. De gauche à droite : mouvement amplifié par une topographie (rouge), mouvement de référence (noir), mouvement amplifié par des couches géologiques superficielles à faible vitesse (bleu), mouvement amplifié par une cuvette sédimentaire (jaune) et mouvement amplifié par des couches géologiques superficielles épaisses (vert). Les couleurs dans le milieu géologique indiquent des ordres de grandeur des vitesses des ondes de cisaillement (V_s). Les ondes de cisaillement (d'où son calcul à la base pas les codes parasismiques) sont les vibrations sismiques les plus énergétiques et dommageables aux bâtiments. La vitesse de propagation des ondes de cisaillement est un paramètre important pour évaluer les effets de site.

I.1.4.Méthodes d'estimation du mouvement sismique:

I.1.4.1. Méthode empirique :

L'équation de prédiction du mouvement sismique obtenue par le biais de l'approche empirique permet de rendre compte de la combinaison entre le mécanisme de rupture de la source sismique, de la propagation d'ondes sismiques entre la source et le site et de l'effet de site .Cette combinaison est effectuée, en général, à l'aide de modèles physiques.

A la base, la source est assimilée à un point de source situé à l'hypocentre du séisme. La propagation de l'énergie est sous forme d'onde sphérique. Ces ondes sont accompagnées d'une décroissance géométrique de leur amplitude. De ce fait, cette dernière est inversement proportionnelle à la distance entre la source et le site.

Si le milieu de propagation d'ondes est élastique, seule l'atténuation géométrique est prise en compte. On note Y l'amplitude de PGA, PGV, PSA..., la magnitude M représente l'énergie libérée à la source et R la distance entre la source et le point de mesure (Lussou, 2001) :

$$Y \propto 10^{a.M} \cdot \frac{1}{R^b} \quad (I.1)$$

Par contre si le milieu est anélastique, la décroissance de l'amplitude est également fonction du paramètre c qui décrit le caractère dissipatif du milieu de propagation (Boore et al., 1982):

$$Y \propto 10^{a.M} \cdot \frac{1}{R^b} \cdot 10^{-c.R} \quad (I.2)$$

On obtient, pour un milieu élastique, la relation suivante :

$$\log_{10}(Y) = a.M - b.\log_{10}(R) + d \quad (I.3)$$

Dans le cas où nous considérons le comportement anélastique du milieu, nous obtenons :

$$\log_{10}(Y) = a.M - b.\log_{10}(R) - c.R + d \quad (I.4)$$

a , b , c et d sont des coefficients de la GMPE. Dans la pratique, l'effet de site est pris en compte par le coefficient d (classes de site) ou par un proxy des conditions de site tel que V_{s30} .

Par exemple une relation prédictive du mouvement du sol, relative à la valeur maximale enregistrée de l'accélération (PGA) peut s'écrire :

$$\log_{10}(PGA_{ij}) = a. M_i - b. \log_{10}(R_{ij}) - c. R_{ij} + d_j \quad j = 1, 2, 3 \dots, n \quad (I.5)$$

PGA_{ij} est l'accélération maximale pour le $i^{\text{ème}}$ séisme, enregistré à la $j^{\text{ème}}$ station. Le coefficient « a » est relié à la magnitude, « c » dépend de la distance et rend compte de l'atténuation anélastique, $-b. \log_{10}(R)$ Corresponds à l'atténuation géométrique. Dans un milieu homogène, l'atténuation égale à $\frac{1}{R}$ et est égale à $\frac{1}{R^b}$ dans un milieu stratifié d'où le coefficient b . d_j Est un coefficient lié au site sur lequel se trouve la station d'enregistrement. Et n est le nombre de sites étudiés. Les coefficients a , b , c et d sont déterminés souvent par régression. D'autres phénomènes physiques ont une influence sur le mouvement du sol et n'ont pas été pris en considération dans l'équation (I.5).

L'effet de site est présent dans les GMPEs par des coefficients F^{site} . Ils définissent la nature géologique, le comportement rhéologique et dynamique du site en question. Généralement la vitesse de propagation des ondes de cisaillement (qui sont les plus destructives : leurs fréquences et modes propres sont similaires à la plupart des structures courantes) est utilisée comme indicateur de la rigidité du site. En pratique cette vitesse nous la calculons sur les 30 premiers mètres de profondeur (V_{s30}). Cependant, ce proxy de site s'avère insuffisant, d'autres paramètres de site méritent d'être testés, à savoir la fréquence de résonance du site f_0 , la profondeur à une vitesse des ondes de cisaillement égale à 800 m/s H_{800} , la pente topographique $slope$ et autres proxies de site. C'est l'un des objectifs de ce projet de thèse.

Les GMPEs récentes propose de remplacer le coefficient F^{site} par une fonction donnant l'amplification sismique d'un site en tenant compte du comportement linéaire et non linéaire du sol tel que :

$$F^{site} = F_L^{site} + F_{LN}^{site} \quad (I.6)$$

Ici, nous donnons un exemple à titre illustratif de l'une des premières fonctions développées. Choi and Stewart (2005) ont établi empiriquement le facteur d'amplification basé sur V_{s30} et PGA_{rock} au rocher en utilisant la formule suivante :

$$F^{site} = \log(Amp) = a. \log\left(\frac{V_{s30}}{V_{ref}}\right) + b. \left(\frac{PGA_{rock}}{0.1}\right) \quad (I.7)$$

V_{ref} représente la vitesse de référence, a et b sont des coefficients de régression.

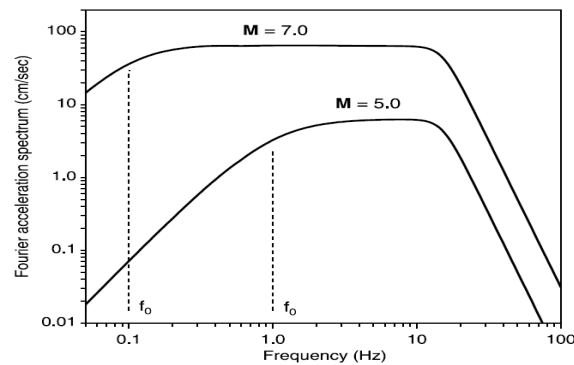
Dans ce même contexte, nous pouvons trouver d'autres formes fonctionnelles dans la littérature. En outre, Boore et al., 2014 ont ajouté un terme avec lequel ils modélisent l'effet du bassin par région.

I.1.4.2. Méthode physique (Boore, 2003):

La méthode stochastique est une méthode de simulation du mouvement de sol. Cette méthode consiste à combiner des descriptions fonctionnelles du spectre des amplitudes du mouvement de sol avec un spectre d'une phase aléatoire. Et de décomposer ce que l'on sait sur les différents facteurs affectant les mouvements du sol (source, chemin et site) en formes fonctionnelles simples.

La base de la méthode stochastique (BOORE, 2003) est représentée sur la figure I.3 :

a)



b)

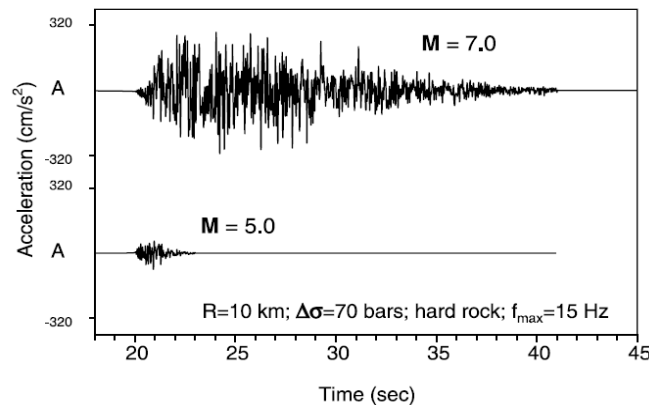


Figure I.6. (a+b) : Base de la méthode stochastique. (BOORE, 2003) Avec la séparation du spectre du mouvement de sol

Le spectre total du mouvement sur un site ($Y(M_0, R, f)$) est le produit des contributions provenant de la source du tremblement de terre (E), du parcours (P), du site (G) et de l'instrument ou le type de mouvement (I), de sorte que :

$$Y(M_0, R, f) = E(M_0, f) P(R, f) G(f) \quad (I.8)$$

Où M_0 est le moment sismique

Dans cette méthode, la magnitude du moment M est utilisée plutôt que le moment sismique M_0 avec :

$$M = \frac{2}{3} \log M_0 - 10,7 \quad (I.9)$$

La source ($E(M_0, f)$) :

La partie la plus critique de toute application de la méthode stochastique c'est que la forme et l'amplitude du spectre source qui doit être spécifiées en fonction de la taille du tremblement de terre.

AKI (1967) a reconnu que l'hypothèse d'une similarité dans la source du tremblement de terre est :

$$M_0 f_0^3 = \text{constante}$$

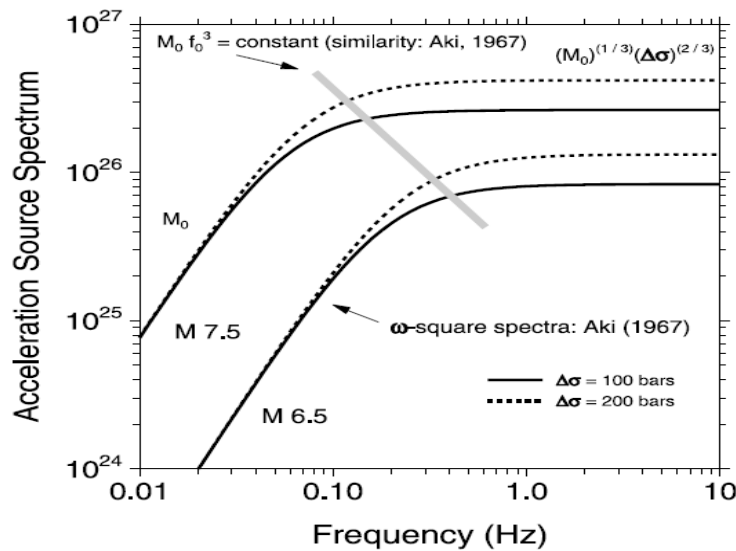


Figure I.7. Mise à l'échelle de la source pour une forme spectrale w-carré de fréquence angulaire unique. Pour la chute de contrainte constante $M_0 f_0^3$ est une constante (AKI, 1967), et cette dépendance de la fréquence angulaire f_0 sur le moment M_0 (donnée par la ligne ombrée) détermine la mise à l'échelle des formes spectrales. (BOORE, 2003)

Où la constante peut être liée à la chute de contrainte $\Delta\sigma$. Suivant BRUNE (1970, 1971), la fréquence coin est donnée par l'équation suivante :

$$f_0 = 4.9 \times 10^6 \beta_s (\Delta\sigma / M_0)^{1/3} \quad (I.10)$$

Où f_0 est en Hz, β_s (la vitesse de l'onde de cisaillement au voisinage de la source) en km / s, $\Delta\sigma$ en bars et M_0 en dyne-cm.

Les spectres de source peuvent être donnés par l'équation suivante :

$$E(M_0, f) = C M_0 S(M_0, f) \quad (I.11)$$

Où :

C : est une constante, $C = (R_{\theta\theta})VF/(4\pi\rho_s\beta_s^3R_0)$

Avec :

$(R_{\theta\theta})$: Le diagramme de rayonnement, habituellement calculé en moyenne sur une plage appropriée d'azimuts et d'angles de décollage (BOORE et BOATWRIGHT, 1984).

$V = 1/\sqrt{2}$: représente la partition de l'énergie totale de cisaillement en composantes horizontales.

F : est l'effet de la surface libre (pris comme 2 dans presque toutes les applications, ce qui à proprement parler est correcte pour les ondes SH).

ρ_s Et β_s sont la densité et la vitesse de l'onde de cisaillement au voisinage de la source, et R_0 est une distance de référence, généralement fixée à 1 km.

$S(M_0, f)$: est le spectre de la source de déplacement.

Pour le modèle w-carré :

$$S(M_0, f) = \frac{1}{1 + (\frac{f}{f_0})^2} \quad (I.12)$$

Parcours (PR, F), durée) :

L'effet de Parcours est le composant qui suit l'effet de source pour composer le spectre du mouvement de sol.

$$P(R, f) = Z(R) \exp \left[-\frac{\pi f R}{Q(f) c_Q} \right] \quad (I.13)$$

Où :

c_Q : est la vitesse sismique utilisée dans la détermination de $Q(f)$,

$Z(R)$: La fonction d'étalement géométrique est donnée par :

$$Z(R) = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{R_0}{R} & R \leq R_1 \\ Z(R_1) \left(\frac{R_1}{R}\right)^{P_1} & R_1 \leq R \leq R_2 \\ \cdot & \\ \cdot & \\ \cdot & \\ Z(R_n) \left(\frac{R_n}{R}\right)^{P_n} & R_n \leq R \end{array} \right\} \quad (I.14)$$

R : la distance la plus proche de la surface de rupture

D'après (BOORE, 2003), les différents paramètres décrivant l'opérateur d'atténuation peuvent être obtenus à partir de l'analyse des données de faible mouvement, si elles sont disponibles. Il est important de garder à l'esprit les compromis entre l'étalement géométrique et l'atténuation, les deux fonctions sont nécessaires pour l'ajustement des données et pour des raisons de cohérence, les mêmes fonctions doivent être utilisées.

Le site (G(f)) :

Etant donné que les effets des sites locaux sont largement indépendants de la distance parcourue par la source (à l'exception des effets non linéaires pour lesquels les amplitudes du mouvement sont importantes), c'est pratique de séparer les effets du site et du trajet.

D'autre part, dans de nombreux cas, les simulations de la méthode stochastique sont destinées à être utilisées pour la prédiction du mouvement sur un site générique, comme une roche générique ou un site de sol générique.

Dans ce cas, une fonction simplifiée peut être utilisée pour décrire les modifications dépendantes de la fréquence du spectre sismique. Il est pratique de séparer l'amplification $A(f)$ et l'atténuation $D(f)$ comme suit :

$$G(f) = A(f)D(f)$$

$A(f)$: La fonction d'amplification qui est habituellement relative à la source, à moins que les variations d'amplitude dues à la propagation de l'onde, séparées de l'étalement géométrique, n'aient été prises en compte.

$D(f)$: La fonction de diminution qui est utilisée pour modéliser la perte d'énergie indépendante du trajet (la partie dépendante du chemin est modélisée par la fonction exponentielle dans l'équation de $P(R, f)$).

$G(f)$: Peut-être une fonction de l'amplitude de la secousse, (BOORE, 2003) n'a pas introduit les effets non linéaires dans sa méthode, préférant calculer les mouvements de roches à l'aide d'un modèle linéaire et tenir compte des effets non linéaires dans le cadre d'un calcul de site-réponse additionnel.

Le point de départ pour dériver l'amplification $A(f)$ est une fonction de la vitesse d'onde de cisaillement en fonction de la profondeur.

L'amplification $A(f)$ peut être donnée par des solutions de calcul d'onde qui tiennent compte des réverbérations, ou approximativement et plus simplement en supposant que l'amplification des ondes est donnée par la racine carrée du rapport d'impédance entre la source et la surface. Selon (BOORE, 2003), l'algorithme est le suivant :

$$A(f(z)) = \sqrt{Z_s / \bar{Z}(f)} \quad (I.15)$$

Où : Z_s est l'impédance sismique près de la source qui est donnée par :

$$Z_s = \rho_s \beta_s \quad (I.16)$$

Et ρ_s et β_s sont la densité et la vitesse de cisaillement près de la source.

$\bar{Z}(f)$: Est une moyenne d'impédance sismique proche de la surface; C'est une fonction de la fréquence parce que c'est une moyenne pondérée dans le temps de la surface à une profondeur équivalente à un quart de longueur d'onde, avec :

$$\bar{Z}(f) = \int_0^{t(z(f))} \rho(z) \beta(z) dt / \int_0^{t(z(f))} dt \quad (I.17)$$

Dans lequel la limite supérieure de l'intégrale est le temps pour que les ondes de cisaillement se déplacent de la profondeur $z(f)$ à la surface. La profondeur est fonction de la fréquence et est choisie de telle sorte que z soit un quart de longueur d'onde pour les ondes se déplaçant à une vitesse moyenne donnée par :

$$\bar{\beta} = z(f) / \int_0^{z(f)} [1 / \beta(z)] \quad (I.18)$$

L'état d'un quart de longueur d'onde $z = (1/4)\bar{\beta}/f$, Alors on obtient l'équation implicite suivante pour $z(f)$:

$$f(z) = 1 / \left[4 \int_0^{z(f)} \frac{1}{\beta(z)} dz \right] \quad (I.19)$$

En pratique, il est plus facile de calculer f et $\bar{Z}$ pour un z donné. En changeant les variables du temps à la profondeur, $\bar{Z}(f)$ devient :

$$\bar{Z}(f) = \int_0^{z(f)} \rho(z) dz / \int_0^{z(f)} \frac{1}{\beta(z)} dz \quad (I.20)$$

Et en simplifiant $\bar{Z}(f)$ à :

$$\bar{Z}(f) = \bar{\rho} \bar{\beta} \quad (I.21)$$

Où

$$\bar{\rho} = \frac{1}{z(f)} \int_0^{z(f)} \rho(z) dz \quad (I.22)$$

Et

$$\bar{\beta} = z(f) \left[\int_0^{z(f)} \frac{1}{\beta(z)} dz \right]^{-1} \quad (I.23)$$

Si un effet de source, D peut également dépendre de la taille du tremblement de terre. (BOORE, 2003) a dit qu'un simple filtre multiplicatif peut expliquer la diminution des mouvements à haute fréquence. Deux filtres sont en usage commun :

- Le filtre f_{max} : Selon (HANKS, 1982, BOORE, 1983) :

$$D(f) = [1 + (f/f_{max})^8]^{-1/2} \quad (I.24)$$

- le filtre k_0 : Selon (ANDERSON et HOUGH, 1984) :

$$D(f) = \exp(-\pi k_0 f) \quad (I.25)$$

I.1.5. Mouvement sismique de calcul :

Une étude sismique vise principalement à évaluer les forces et les déplacements dans les différents éléments structuraux lors d'un séisme donné afin de pouvoir dimensionner correctement une structure. Pour arriver à ce but, plusieurs méthodes élastiques linéaires, non-linéaires ou inélastiques non-linéaires sont utilisées.

I.1.5.1.Méthode statique équivalente :

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification.

Cette méthode résume le mouvement sismique en une seule valeur scalaire. Qui est représentée par une force d'inertie qui s'oppose à l'accélération sismique maximale du sol. Et puisque cette force d'accélération engendre un effort tranchant au niveau des éléments

verticaux (tel que les poteaux et les murs de contreventements) elle est nommée : l'effort tranchant à la base « V » (fig. II.2). Elle n'est plus ni moins que la deuxième loi de Newton.

$$\vec{V} = M \cdot \ddot{a} = W \cdot \ddot{a} / g \quad (I.26)$$

M : masse de la structure.

W : poids de la structure.

G : accélération de la pesanteur.

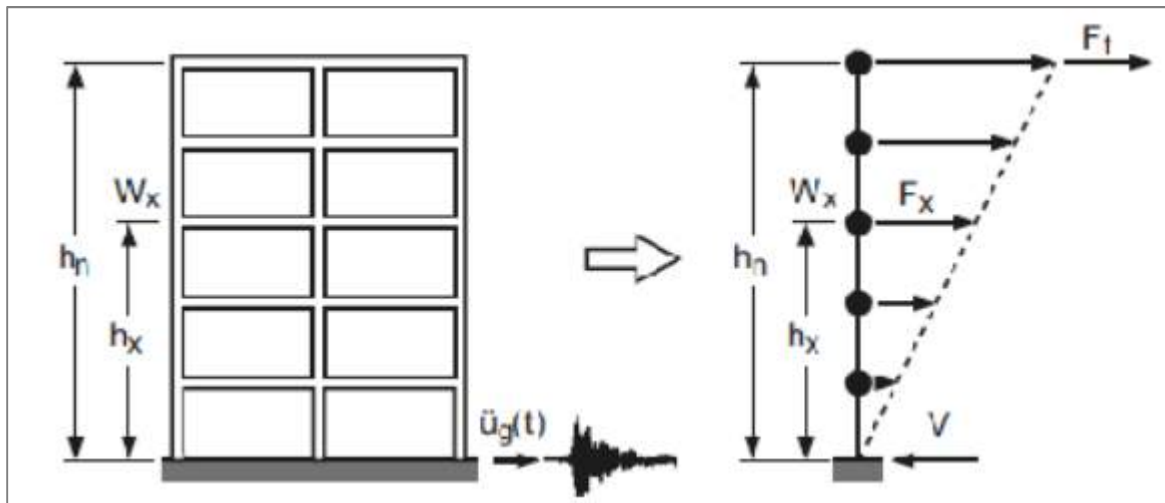


Figure I.8. Principe de la méthode statique équivalente

I.1.5.2. Méthode spectrale modale:

C'est l'une des méthodes les plus répandues pour le calcul des systèmes élastiquement amortis elle est adaptée pour toutes les zones sismiques. Cette méthode tient en compte en plus de l'amplitude de l'intensité sismique du contenu fréquentiel. Elle consiste à décomposer un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL) à un système composé de plusieurs systèmes à un seul degré de liberté (SSDDL) (Mémoire Master 2018 aidjouli M. et kheloufi M.)

Ensuite, les réponses des différents modes sont combinées en respectant des règles bien définies (SRSS, CQC) pour obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale.

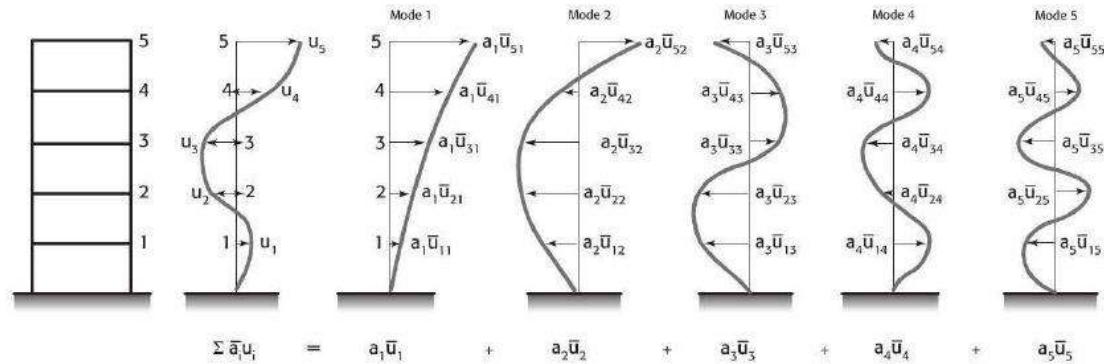


Figure I.9. Principe de la méthode modale spectrale (Mémoire Master 2018 aidjouli M. et kheloufi M.).

I.1.5.3.Méthode dynamique :

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire faite par intégration directe dans le temps du système d'équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure c'est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère (mémoire master 2018 aidjouli M. et kheloufi M.).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire (Mémoire master 2018 aidjouli M. et kheloufi M.).

CONCLUSION :

A l'issue de la présentation des différentes méthodes d'estimation du mouvement sismique. Nous remarquons que les codes parasismiques représentent l'avantage d'être applicable pour les régions privées de données sismiques et de site. Parmi les trois approches adoptées par les règles parasismiques en vigueur, la méthode statique équivalente est la plus simple et peut être utilisée pour n'importe quelle région et ce sous certaines conditions. Dans le chapitre suivant nous allons l'exposer sous 05 angles, chaque angle est représenté par un code parasismique distinct.

Chapitre II :

Méthode statique équivalent
vue par différentes règles
Parasismique.

Introduction:

Dimensionné spécifique d'une structure pour quelle résiste aux séismes majeurs est souhaitable. Cependant, une telle distinction non justifié peut engendrer un surdimensionnement pénalisant ainsi notre l'économie. Pour assurer un compromis entre l'aspect sécuritaire des ouvrages et économique les nations ont adopté des règles parasismiques propres à eux. La partie la plus importante et la plus délicate est celle de l'évaluation de la force sismique à la base. Pour les zones de sismicité faible à modérée et sous certaines conditions la méthode statique équivalente (force latérale dans certains codes) est préconisée dans ce cas elle économique par rapport à la méthode spectrale modale. Car dans laquelle nous considérons que le premier mode de vibration où la coordonnée spectrale élastique utilisée est déviée par coefficient de comportement. Cette manipulation permet d'introduire le comportement non linéaire de la structure.

Dans ce qui suit nous allons représenter quelques règles parasismiques les plus connues (liste non exhaustive) et qui sont utilisées pour les bâtiments. Nous terminerons le chapitre par une comparaison théorique entre les 05 codes.

II.1. Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99 version 2003):**II.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

A) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan (voir section II.1.5) et en avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

B) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en A), les conditions complémentaires suivantes (Figure .II.1.1):

•**Zone I** : tous groupes.

•**Zone II** : groupe d'usage 3 groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• **Zone III** : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

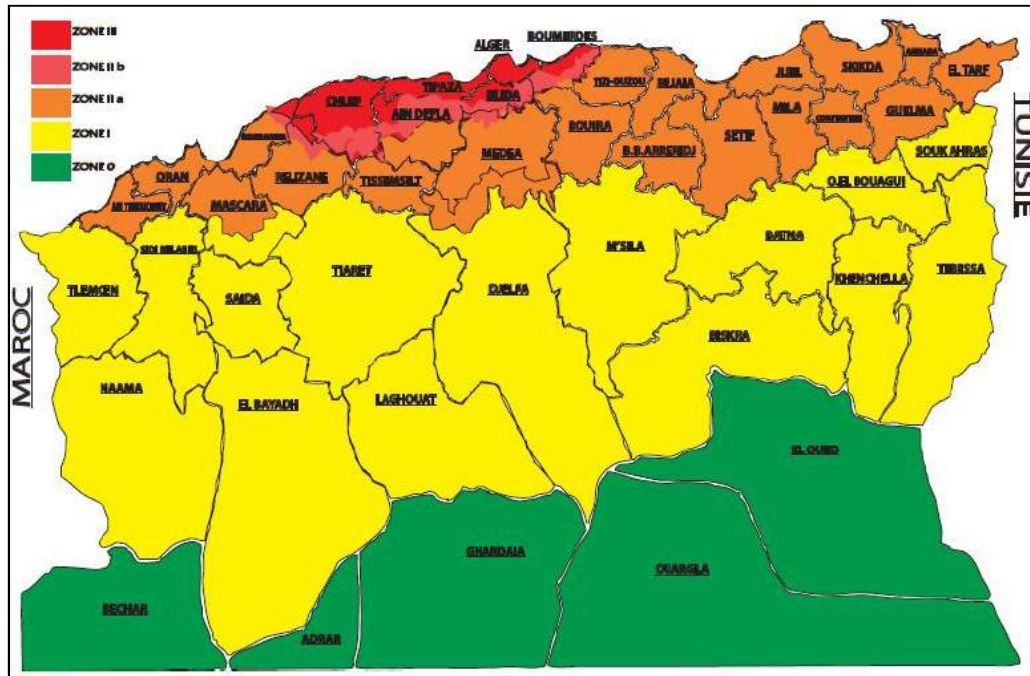


Figure II.1.1. Carte de zonage sismique de l'Algérie (RAP 99 version 2003).

II.1.3. Méthode statique équivalente:

II.1.3.1. Principe:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des

forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure : - Une ductilité suffisante - La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

II.1.4. Modélisation :

A) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

B) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

C) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

II.1.5. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{II.1.1})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau II.1.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau II.1.1. Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE			
	I	Iia	Iib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ϵ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(T_2/T \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(T_2/3 \right)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{II.1.2})$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant.

Tableau II.1.2 valeurs de T_2 .

Site	S1 (site rocheux)	S2 (site ferme)	S3 (site meuble)	S4 (site très meuble)
T_2 (s)	0.30	0.40	0.50	0.70

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique (Fig.II.1.2) pour un amortissement $\epsilon = 5\%$

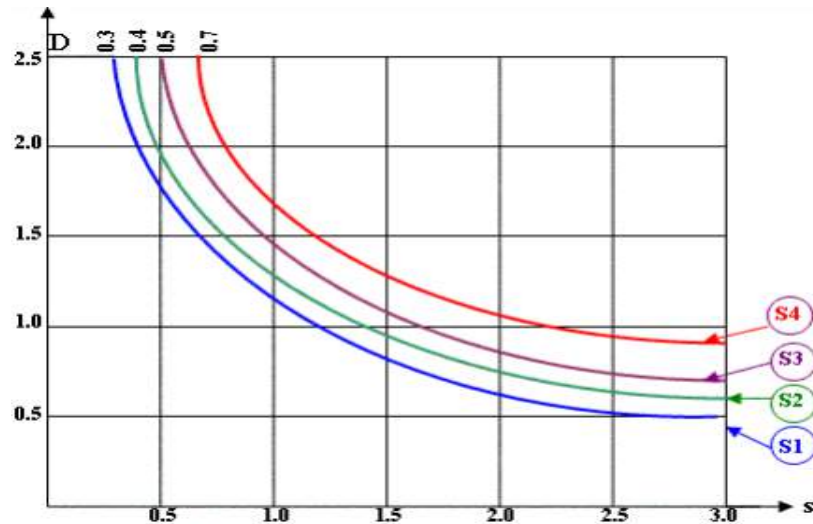


Figure .II.1.2. Variation du facteur d'amplification dynamique (D) avec la période (s). « Si » représente le type de site.

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7 \quad (\text{II.1.3})$$

Où ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau.II.1.3). Quand $\varepsilon = 5\%$ $\eta = 1$.

Tableau II.1.3 Valeurs de ε (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

R : Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau II.1.4. En fonction du système de contreventement tel qu'en défini. En cas d'utilisation de système de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Tableau II.1.4 : valeurs de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur R
A	Béton Armé :	
1a	Portique auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portique /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masse réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier :	
7	Portiques auto stables ductiles	6
8	Portiques auto stables ordinaire	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/ palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/ palées triangulées en V	4
11	Portique en console verticale	2
C	Maçonnerie :	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
D	Autres systèmes :	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3.5
16	Ossature métallique contreventée avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façade	4
17	Système comportant des transparences (étage simple)	2

Q : facteur de qualité de la structure en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad (\text{II.1.4})$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau II.1.5.

Tableau II.1.5 : Valeurs des pénalités P_q.

Critère q	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

→1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

- système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0.67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

→2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

→3. Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

a1. 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.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (Fig.II.1.3). 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. (Fig.II.1.3)

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

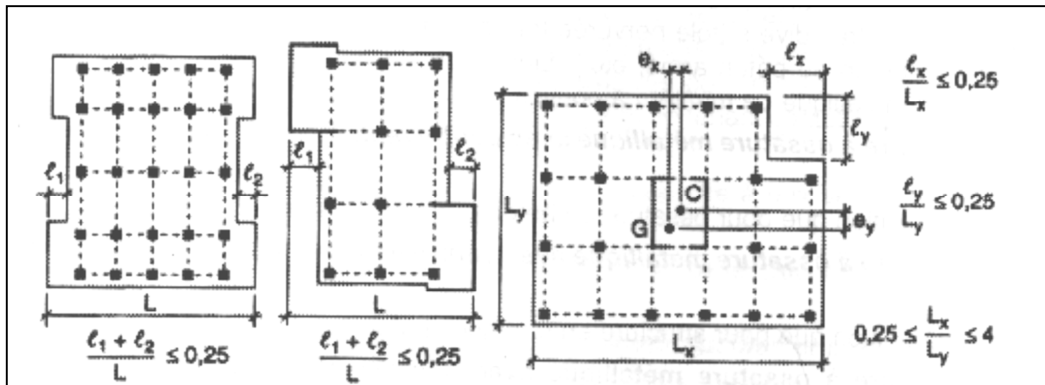


Figure.II.1.3. Limites des décrochements en plan (RAP 99 version 2003).

→4. Régularité en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2. 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

b4. 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.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après (fig.II.1.4).

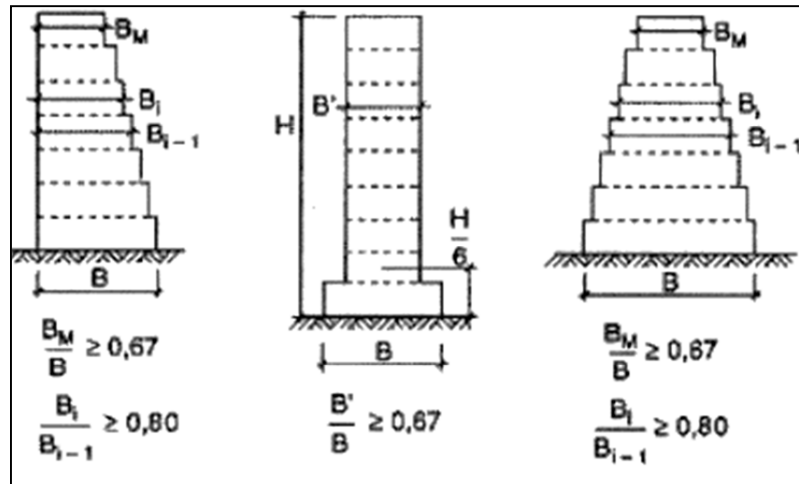


Figure.II.1.4. Limite de décrochements en élévation (RAP 99 version 2003).

Toutefois un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation.

→5. Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

→6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :
$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{II.1.5})$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

B : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau II.1.6.

Tableau II.1.6 : valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	B
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

II.1.6. Estimation de la période fondamentale de la structure:

A. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

B. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{II.1.6})$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau II.1.7.

Tableau II.1.7 valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en Maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en Béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (\text{II.1.7})$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la période la plus courte données respectivement par (II.1.6) et (II.1.7).

C. La valeur de T peut être calculée avec la formule de Rayleigh ou une version simplifiée de cette formule :

1.) formule de Rayleigh:

$$T = 2\pi \sqrt{(\sum_i^n W_i \delta_i) / g(\sum_i^n f_i \delta_i)} \quad (\text{II.1.8})$$

f_i : Système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

δ_i : Flèches horizontales dues aux forces f_i calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

2.) Version simplifiée de la formule de Rayleigh :

$$T = 2\sqrt{\delta_N} \quad (\text{II.1.9})$$

δ_N : Flèche horizontale au sommet du bâtiment, mesurée en mètres, due aux forces gravitaires appliquées horizontalement.

D. Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

II.1.7. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_i + \sum F_i \quad (\text{II.1.10})$$

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 :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (\text{II.1.11})$$

II.2. Règles de constructions parasismiques (R.P.S 2002) :

II.2.1. Direction de l'action sismique :

Le comportement d'une structure durant un tremblement de terre est essentiellement un problème de vibrations excessives. Par hypothèse les forces sismiques agissent dans toutes les directions horizontales, cependant il est admis que des calculs distincts par rapport à chacun de deux axes principaux suffisent pour donner à la structure la résistance adéquate aux forces sismiques agissant dans toutes les directions.

II.2.2. Approches de calcul de l'action sismique :

Le calcul des actions sismiques peut être mené par deux approches distinctes : Une approche dite statique équivalente et une approche dynamique.

II.2.2.1. approche statique équivalente :

II.2.2.1.1.Principe :

L'approche statique équivalente a comme principe de base de substituer aux efforts dynamiques développés dans une structure par le mouvement sismique du sol, des sollicitations statiques calculées à partir d'un système de forces, dans la direction du séisme, et dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

- a) La force statique résultante équivalente est donnée par une expression forfaitaire qui relie, d'une façon quantitative, les paramètres de mouvement du sol, les propriétés physiques et dynamiques du bâtiment et son usage principal. Elle agit à la base du

bâtiment et elle est supposée répartie sur sa hauteur depuis sa base où elle est nulle jusqu'au sommet.

- b) La structure étant soumise à ces forces statiques équivalentes, on est alors ramené à un calcul de contreventement s'effectuant par les méthodes usuelles de calcul des structures
- c) Le dimensionnement des éléments structuraux est ensuite effectué en utilisant les règlements de béton armé ou de construction métallique en vigueur

II.2.2.2.2. CONDITION D'APPLICATION :

L'approche statique équivalente, adoptée par le présent règlement, est requise dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment doit être régulier conformément aux critères définis dans les structures sont classées en deux catégories ; structures régulières et structures irrégulières.
- b) La hauteur du bâtiment n'excède pas 60 m et sa période fondamentale ne dépasse pas 2 secondes.

→Commentaire :

La limitation du domaine d'application à une hauteur de 60 m est due à l'importance des modes supérieurs de vibration pour les longues périodes liés aux structures élevées.

II.2.2.2.3. FORCE SISMIQUE LATÉRALE ÉQUIVALENTE :

Les forces sismiques horizontales agissant sur les masses de la structure sont représentées par la force équivalente de cisaillement à la base agissant dans la direction du calcul.

La force sismique latérale équivalente représentant la réponse élastique V doit être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$V = A.S.D.I. \frac{W}{K} \quad (\text{II.2.17})$$

Avec:

A : le coefficient d'accélération de zones donnée dans le tableau II.2.8.

Tableau II.2.8 – coefficient d'accélération (Probabilité 10% en 50 ans).

Zones	$A=A_{\max}/g$
Zone 1	0.01
Zone2	0.08
Zone3	0.16

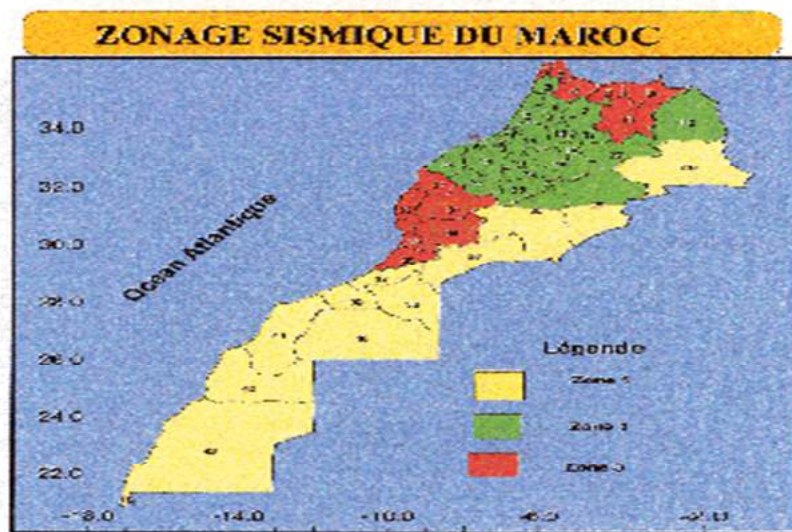


Figure II.2.5. Zonage sismique du Maroc.

S : le coefficient du site donné par le tableau II.2.9.

Tableau II.2.9.coefficient de site.

Sites	Nature	Coefficient
S1	Rocher tout profondeur Sols fermes épaisseur <15 m	1
S2	Sols fermes épaisseur >15 m Sols moyennement ferme épaisseur <15 m	1.2

	Sols Mous épaisseur <10 m	
S3	Sols moyennement ferme épaisseur >15 m Sols Mous épaisseur >10 m	1.5

D : le facteur d'amplification dynamique donné e par le spectre d'amplification dynamique ou le tableau II.2.10.

Tableau II.2.10. Facteur d'Amplification Dynamique.

Période T (s)	SITE 1	SITE 2	SITE 3
≤0,4	2,5	2,5	2
0,5	2,31	2,5	2
0,6	2,12	2,5	2
0,7	1,93	2,31	2
0,8	1,74	2,12	2
0,9	1,55	1,93	2
1	1,36	1,74	2
1,1	1,28	1,67	1,88
1,2	1,20	1,58	1,77
1,3	1,14	1,49	1,68
1,4	1,09	1,42	1,60
1,5	1,04	1,36	1,53
1,6	0,99	1,30	1,46

1,7	0,95	1,25	1,40
1,8	0,92	1,20	1,35
1,9	0,89	1,16	1,30
2	0,86	1,12	1,26

I : le coefficient de priorité donné dans le tableau II.2.11.

Tableau II.2.11. Coefficient de Priorité I.

Classe de constructions	Coefficient I
Classe I : importance vitale	1,3
Classe II : les bâtiments courants à usage d'habitation, de bureaux ou commercial	1,0

K : le facteur de comportement donné dans le tableau II.2.12.

Tableau II.2.12. Facteur de Comportement.

Système de contreventement	ND1	ND2	ND3
Portique	2	3.5	5
Murs et Refends	2	3	4
Refends (mur porteur)	1.4	2.1	2.8

→ **NIVEAU 1 DE DUCTILITE (ND1) : STRUCTURES PEU DUCTILES :**

Ce niveau de ductilité correspond aux structures dont la réponse sismique doit évoluer essentiellement dans le domaine élastique et pour lesquelles le règlement n'exige pas de prescriptions spéciales.

→ **NIVEAU 2 DE DUCTILITE (ND2) : STRUCTURES A DUCTILITE MOYENNE :**

Ce niveau est relié aux structures pour lesquelles on adopte des dispositions spécifiques leur permettant de travailler dans le domaine inélastique au cours du mouvement sismique avec une protection raisonnable contre toute rupture prématurée.

→ **NIVEAU 3 DE DUCTILITE (ND3) : STRUCTURES DE GRANDE DUCTILITE :**

Ces structures sont appelées à avoir une grande capacité de dissipation d'énergie, un certain nombre de prescription et dispositions techniques est exigé afin de minimiser la probabilité de rupture prématurée et de détérioration de résistance.

W : la charge prise en poids de la structure

La charge W de la structure correspond à la totalité des charges permanentes G et une fraction q des charges d'exploitation Q en fonction de la nature des charges et leur durée.

On prend :

$$W = G + \Psi Y Q \quad (\text{II.2.18})$$

Le coefficient ΨY est donné au tableau II.2.13.

Tableau II.2.13. Le coefficient ΨY .

Nature des surcharges	Coefficient ΨY
1/ Bâtiments à usage d'habitation et administratif.....	0.20
2/ Bâtiments d'utilisation périodique par le public tels que salles d'exposition, salles des fêtes	0.30
3/ Bâtiments d'utilisation tels que restaurants, salles de classe.....	0.40
4/ Bâtiments dont la charge d'exploitation est de longue durée tels que entrepôts, bibliothèque, silos et réservoirs	1.00

II.2.2.2.4. REPARTITION VERTICALE DE LA FORCE SISMIQUE :

La force sismique latérale totale V doit être répartie sur la hauteur de la structure de la manière suivante : Une partie F_t de la force V est affectée au sommet du bâtiment ; le reste $(V-F_t)$ doit être répartie sur tous les niveaux y compris le dernier niveau selon la formule suivante :

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0.7s$$

$$F_t = 0.07 TV \quad \text{si } T > 0.7s$$

$$F_n = (V - F_t)(W_n h_n / \sum(W_i h_i)) \quad i \text{ varie de } 1 \text{ à } n \quad (\text{II.2.19})$$

Où :

F_n : est la force horizontale de calcul, appliquée au niveau n .

W_n : est la charge totale au niveau n .

h_n : est la hauteur du niveau considéré à partir du sol.

T : période fondamentale de la structure

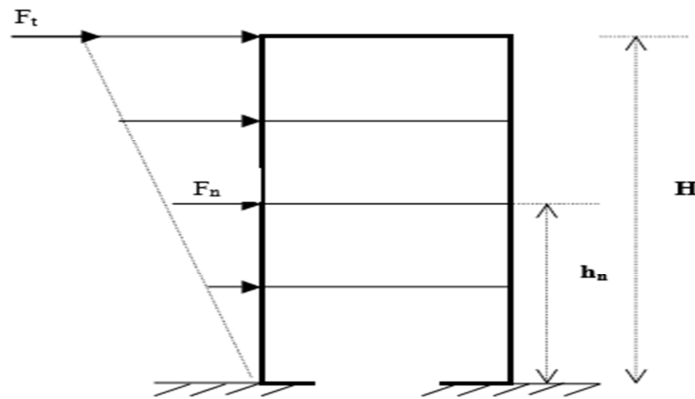


Figure II.2.6. Répartition verticale des forces sismique.

• EVALUATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE :

La période fondamentale de vibration T , caractérisant la masse et la rigidité de la structure, peut être évaluée par : un calcul dynamique précis ou la méthode de Rayleigh.

Des formules empiriques peuvent être utilisées sous certaines conditions.

La valeur de la période fondamentale de vibration T peut être déterminée par les formules forfaitaires suivantes :

- a) Pour une ossature à nœuds

$$T = 0.085 * N \quad (\text{II.2.20})$$

N : est le nombre d'étages du bâtiment

- b) Pour les autres structures

$$T = 0.09 \frac{H}{L^{0.5}} \quad (\text{II.2.21})$$

Où, H et L exprimés en mètre, sont respectivement la hauteur totale du bâtiment et la longueur du mur ou de l'ossature qui constitue le principal système de contreventement, dans la direction de l'action sismique.

Si le principal système de résistance aux forces latérales n'a pas de longueur bien définie, L désigne la dimension du bâtiment dans la direction parallèle à l'action sismique de calcul.

- c) D'autres méthodes de calcul de la période, telles que celles des alinéas a) et b) se basant sur une représentation de la structure tenant compte de ses propriétés physiques peuvent être utilisées sous réserve que la valeur de l'effort sismique V ne soit pas inférieure à 0.80 fois la valeur obtenue à l'aide de la période calculée

- d) Pour les bâtiments assimilés à des consoles

$$T = 1.8 \left(\frac{mH}{EI} \right) \quad (\text{II.2.22})$$

Où :

M : est la masse par unité de longueur du bâtiment, H : la hauteur totale et EI : la rigidité flexionnelle.

- e) Pour les bâtiments en portiques

$$T = 2N(N + 1)/(M/K)^{0.5} \quad (\text{II.2.23})$$

N : est le nombre d'étages, M et $k = k_p + k_r$ sont respectivement la masse et la rigidité par niveau (Figure 6.2), k_p est la rigidité littérale du portique donnée par l'expression suivante :

$$K_p = 12. S. (E_c. I_c) / h^3 (L + 2l) \quad (\text{II.2.24})$$

$$l = LS. I_c / hS. I_p \quad S \text{ sur le nombre de travées}$$

K_r : la rigidité latérale d'un panneau de remplissage donnée par l'expression suivante :

$$K_r = 0.045. m. (E_r. e. \cos^2 a) \quad (\text{II.2.25})$$

Avec :

m : nombre de travées.

E_r : module d'élasticité.

e : épaisseur du panneau.

a : est l'angle de la diagonale avec l'horizontale du panneau.

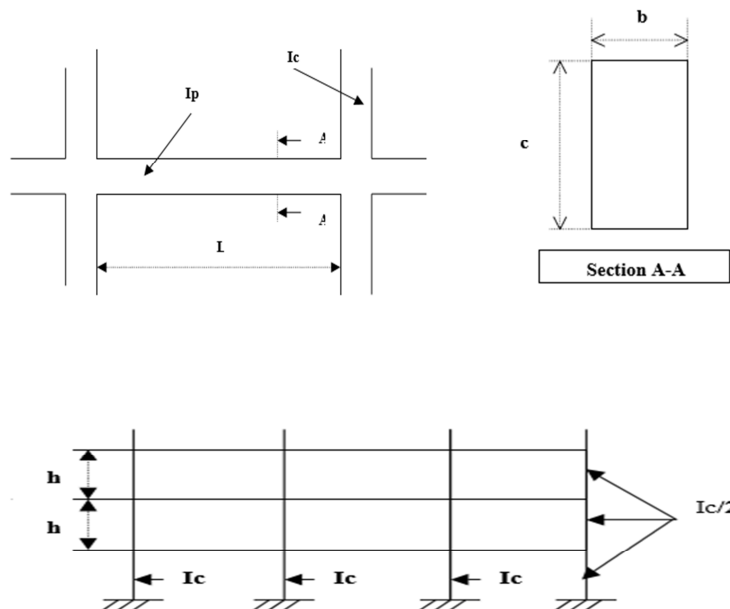


Figure II.2.7. Poutres-poteaux.

II.3. Règles de constructions parasismiques TURQUE :

II.3.1. DÉFINITION DES CHARGES SISMIQUES ÉLASTIQUES :

.ACCÉLÉRATION SPECTRALE Coefficient Le coefficient d'accélération spectrale $A(T)$, qui est considéré comme la base la détermination des charges sismiques est donnée par équation (II.3.26). Spectral élastique Accélération $S_{ae}(T)$ qui est la base du spectre élastique d'accélération défini pour 5 % de taux amorti est dérivée en multipliant le coefficient d'accélération spectrale avec la gravité g ,

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (II.3.26)$$

$$S_{ae}(T) = A(T) g$$

II.3.1.1. Coefficient d'accélération au sol efficace :

Le coefficient d'accélération au sol effectif, A_0 , apparaissant dans Équation (II.3.26) est spécifié dans le tableau II.3.14.

TABLEAU II.3.14. COEFFICIENT D'ACCÉLÉRATION AU SOL EFFICACE (A_0).

Zone sismique	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

II.3.1.2. Facteur d'importance du bâtiment :

Le facteur importance du bâtiment, I , apparaissant dans Équation (II.3.26) est spécifié dans le tableau II.3.15.

TABLEAU II.3.15.FACTEUR D'IMPORTANCE DU BÂTIMENT (I).

But de l'occupation ou du type de Building	FACTEUR d'importance (I)
<u>1. Les bâtiments doivent être utilisés après le tremblement de terre et bâtiments contenant des matières dangereuses</u> a) Bâtiments nécessaires pour être utilisés immédiatement après le tremblement de terre (Hôpitaux, dispensaires, services de santé, bâtiments de lutte contre les incendies et installations, PTT et autres installations de télécommunication, les stations et les terminaux, les installations de production et de distribution d'électricité ; gouvernorat, les bâtiments administratifs des comtés et des municipalités, stations d'aide et de planification d'urgence) b) Bâtiments contenant ou stockant toxiques, explosifs et inflammables matériaux, etc.	1.5
<u>2. Les bâtiments occupés à long terme et à long terme et bâtiments préservant des biens de valeur</u> a) Écoles, autres bâtiments et installations éducatives, dortoirs et auberges, casernes militaires, prisons, etc. b) Musées	1.4
<u>3. Bâtiments occupés intensivement mais à court terme</u> Installations sportives, cinéma, salles de théâtre et de concert, etc.	1.2
<u>4. Autres bâtiments</u> Bâtiments autres que les bâtiments définis ci-dessus.	1.0

(Résidentiel et bureau bâtiments, hôtels, structures industrielles semblables à des bâtiments, etc.)	
--	--

II.3.1.3. Coefficient du spectre :

II.3.3.1.1. Le coefficient de spectre, $S(T)$, figurant dans l'équation (II.3.26) est déterminé par équation (II.3.27) , en fonction des conditions du site local et de la période naturelle du bâtiment, T (figure 2.5):

Des conditions du site local et de la période naturelle du bâtiment, T (figure 2.5):

$$\begin{cases} S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} & (0 \leq T \leq T_A) \\ S(T) = 2.5 & (T_A < T \leq T_B) \\ S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} & (T_B < T) \end{cases} \quad (\text{II.3.27})$$

Les périodes caractéristiques du spectre, T_A et T_B , apparaissant dans l'équation (II.3.27) sont spécifié dans le tableau II.3.16, selon les classes locales définies dans le tableau 6.2 du chapitre 6.

TABLEAU II.3.16. PÉRIODES CARACTÉRISTIQUES DU SPECTRE (T_A , T_B).

Classe de site local selon le tableau 6.2	T_A (seconde)	T_B (seconde)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Des conditions du site local et de la période naturelle du bâtiment, T (figure II.3.8):

II.3.1.3.2. Dans le cas où les exigences spécifiées aux articles 6.2.1.2 (voir règlement turque) et 6.2.1.3 (voir règlement turque) du chapitre 6 ne sont pas remplies, périodes caractéristiques du spectre définies au tableau 2.4 pour la classe locale de site Z4 doit être utilisé.

II.3.1.4. Spectre d'accélération de conception spéciale :

Dans les cas requis, le spectre élastique d'accélération peut être déterminé par enquêtes en tenant compte des conditions sismiques et des sites locaux. Toutefois spectral coefficients d'accélération correspondant aux coordonnées du spectre d'accélération ainsi obtenus ne doit en aucun cas être inférieur à ceux déterminés par l'équation (II.3.26) périodes caractéristiques pertinentes spécifiées au tableau II.3.16.

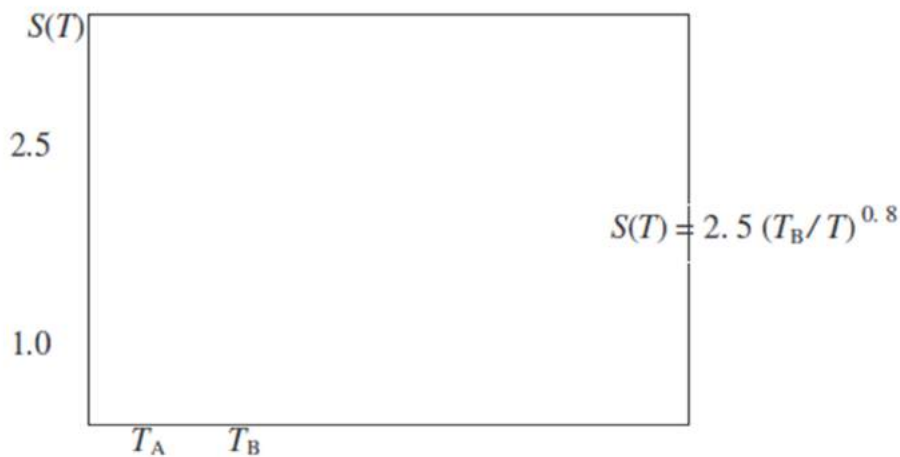


FIGURE II.3.8. Spectre d'accélération de conception spéciale.

II.3.2. RÉDUCTION DES CHARGES SISMQUES ÉLASTIQUES : Facteur de réduction de charge sismique :

Afin d'examiner le comportement non linéaire spécifique du système structurel tremblement de terre, charges sismiques élastiques à déterminer en termes d'accélération spectrale le coefficient défini au II.3.1 est divisé en réduction de charge sismique ci-dessous définie Facteur à rendre compte. Facteur de réduction de la charge sismique, doit être déterminé par Équation (II.2.28) en termes de facteur de comportement du système structurel, R , définie dans le tableau II.3.17 pour divers systèmes structurels, et la période de vibration naturelle T .

$$\begin{cases} R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} & (0 \leq T \leq T_A) \\ R_a(T) = R & (T_A < T) \end{cases} \quad (\text{II.2.28})$$

II.3.2.1. Conditions générales des niveaux de ductilité des systèmes structuraux :

II.3.2.1.1. - Définitions et exigences à remplir pour les systèmes structuraux de niveau de ductilité et systèmes structuraux de niveau de ductilité nominale dont la structure Les facteurs de comportement du système sont donnés dans le tableau II.3.17.

Sont donnés au chapitre 3 (voir règlement de constructions parasismiques TURQUE) pour bâtiments en béton armé et au chapitre 4 (voir règlement de constructions parasismiques TURQUE) pour les bâtiments en acier structurel.

II.3.2.1.2. - Dans les systèmes structuraux désignés comme étant un niveau élevé de ductilité au tableau II.3.17, les niveaux de ductilité doivent être élevés dans les deux directions latérales du tremblement de terre. Des systèmes qui ont un niveau élevé ou combiné de ductilité dans une direction sismique et nominale niveau de ductilité dans la direction perpendiculaire du tremblement de terre est considéré comme structuraux systèmes de ductilité nominale dans les deux sens.

II.3.2.1.3. – Systèmes qui ont le même niveau de ductilité dans les deux directions ou élevés dans une direction et mélangés dans d'autres directions, différents coefficients R peuvent être utilisés dans différents Itinéraire.

II.3.2.1.4. – Systèmes de solives et de dalles de gaufres nues ou remplies dont les colonnes et les poutres ne satisfaire aux exigences des 3.3, 3.4 et 3.5, et dalle plate en béton armé les systèmes sans murs structuraux doivent être traités comme des systèmes de ductilité nominale.

II.3.2.1.5. – Dans la première et les deuxième zones sismiques :

(a) À l'exception du point (b) ci-après, les systèmes structuraux de haut niveau de ductilité sont utilisés pour les bâtiments en béton armé avec des systèmes structuraux composés uniquement de cadres.

(b) Dans les bâtiments en béton armé avec facteur d'importance de construction $I = 1,2$ et $I = 1,0$ selon le tableau II.3.15, les systèmes structuraux composés de cadres de ductilité nominale niveau ne peut être construit à la condition que $H_N \leq 16$ m.

(c) Dans tous les bâtiments présentant un facteur d'importance de construction de $I=1,5$ et $I=1,4$ selon Tableau II.3.15, systèmes structuraux de haut niveau de ductilité ou systèmes structuraux le niveau de ductilité défini au II.3.2.1.4. Doit être utilisé

II.3.2.1.6. – Les systèmes structurels de niveau de ductilité nominale sans murs structuraux ne peuvent être construction dans les troisième et quatrième zones sismiques dans les conditions suivantes:

- a) Les bâtiments en béton armé définis au point II.3.2.1.4 peuvent être construits à la condition que $H_N \leq 13$ m.
- b) À l'exclusion des systèmes indiqués au point II.3.2.1.4, le béton armé et bâtiments en acier composés uniquement de cadres de niveau de ductilité nominale sont autorisés à être construit à la condition que $H_N \leq 25$ m.

TABLEAU II.3.17. FACTEURS DE COMPORTEMENT DU SYSTÈME STRUCTUREL (R).

SYSTÈME STRUCTUREL DU BÂTIMENT	Systèmes de Nominal Ductilité Niveau	Systèmes de Haute Ductilité Niveau
<u>(1) BÉTON ARMÉ SUR PLACE</u>		
<u>BÂTIMENTS</u>	4	8
(1.1) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont entièrement résistées par cadres.....	4	7
(1.2) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont entièrement résistées par murs porteurs couplés	4	6
(1.3) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont entièrement résistées par murs porteurs pleins	4	7

(1.4) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont résistantes conjointement par ossatures et murs porteurs pleins et / ou couplés		
(2) <u>BÉTON PRÉFABRIQUÉ RENFORCÉ</u> <u>BÂTIMENTS</u>		
(2.1) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont entièrement résistantes par cadres avec connexions capables de transfert de moment cyclique	3	7
	--	3
(2.2) Bâtiments à un étage dans lesquels des charges sismiques sont entièrement résisté par des colonnes avec des connexions supérieures articulées	--	5
(2.3) Bâtiments préfabriqués avec assemblages à charnières dans lequel les charges sismiques sont entièrement résistantes par des préfabriqués ou murs structuraux solides coulés sur place et / ou couplés murs structurels.	3	6
(2.4) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont résistantes conjointement par des cadres avec des connexions capables de moment cyclique transfert et coulé sur place solide et / ou structurel couplé des murs		
(3) <u>BÂTIMENTS EN ACIER DE STRUCTURE</u>		

(3.1) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont entièrement résistées par cadre.....	5	8
(3.2) Bâtiments à un étage dans lesquels des charges sismiques sont entièrement résisté par des colonnes avec des connexions articulées au Haut.....	--	4
(3.3) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont entièrement résistées par cadres contreventés ou structure en béton armé coulé sur place des murs	4	5
(a) Châssis à contreventement central	--	7
(b) Châssis à contreventement excentrique	4	6
(c) Murs porteurs en béton armé		
(3.4) Bâtiments dans lesquels les charges sismiques sont résistées conjointement par des cadres contreventés en acier de construction ou coulés sur place	5	6
murs porteurs en béton armé	--	8
(a) Cadres à contreventement central	04	7
(b) Châssis à contreventement excentrique		
(c) Murs porteurs en béton armé		

II.3.2.2. Conditions applicables aux murs porteurs en béton armé - Systèmes à ossature de Niveau de ductilité élevé Exigences pour les bâtiments où les charges sismiques sont

résistées conjointement par des murs porteurs en béton de haut niveau de ductilité et béton armé ou Les cadres en acier de construction à haut niveau de ductilité sont indiquées ci-dessous :

II.3.2.2.1. - Pour utiliser $R = 7$ pour le béton armé coulé sur place et l'acier de construction systèmes à ossature ou $R = 6$ pour les systèmes à ossature préfabriqués en béton armé tel qu'il est donné dans le tableau II.3.17, somme des forces de cisaillement développées à la base des murs porteurs solides sous les charges sismiques ne doivent pas dépasser 75% de la force de cisaillement totale développée aux bases du bâtiment entier ($\alpha_s \leq 0.75$).

II.3.2.2.2. - Dans le cas où l'exigence II.3.2.2.1 ne peut être satisfaite, le coefficient R à être utilisé dans la plage $0,75 < \alpha_s \leq 1.0$ doit être calculé par l'expression $R = 10 - 4 \alpha_s$ pour systèmes de charpente en béton armé et en acier de construction coulés sur place et par $R = 9 - 4 \alpha_s$ pour les systèmes d'ossature préfabriqués en béton armé.

II.3.2.2.3. - Dans les murs porteurs dans lesquels $H_w/l_w \leq 2.0$, efforts internes calculés selon

Les coefficients R définis ci-dessus doivent être augmentés en multipliant par $[3 / (1 + H_w/l_w)]$. Cependant, ce coefficient n'est pas pris plus de 2.

II.3.2.3. Conditions relatives à l'utilisation obligatoire des murs porteurs dans certains systèmes de Niveau de ductilité nominal Les systèmes de niveau de ductilité nominal définis aux paragraphes (a) et (b) du II.3.2.1.6 peuvent être construits dans toutes les régions sismiques et au-dessus de la limite de hauteur définie dans les mêmes paragraphes. Mais dans ce cas, il est obligatoire d'utiliser des murs porteurs en béton armé massif ou couplé niveau de ductilité nominal ou élevé dans les bâtiments en béton armé sur toute la hauteur le bâtiment avec les conditions suivantes remplies et contreventé de manière centrée ou excentrée cadres de niveau de ductilité nominal ou élevé dans les bâtiments en acier de construction.

II.3.2.3.1. - Lorsque des murs porteurs de niveau de ductilité nominal sont utilisés dans le Système, somme des forces de cisaillement développées à la base des murs porteurs selon

les charges sismiques doivent être supérieures à 75% de la force de cisaillement totale développée pour le bâtiment entier dans chaque direction de tremblement de terre.

II.3.2.4. Conditions pour les systèmes structurels mixtes en termes de niveau de ductilité.

II.3.2.4.1 - Systèmes de niveau de ductilité nominal définis aux paragraphes (a) et (b) de II.3.2.1.6 sont autorisés à être mélangés avec des murs porteurs de haut niveau de ductilité. En si systèmes obtenus de niveau de ductilité mixte, structurels en béton armé massif ou couplé murs à ductilité élevée ou pour bâtiments en acier de construction acier excentrique ou centré des cadres peuvent être utilisés à condition que les conditions suivantes soient remplies.

- (a) Dans l'analyse sismique de tels systèmes mixtes, cadres et murs porteurs (ou contreventement) doivent être considérés conjointement, mais dans chaque direction de tremblement de terre doit être $\alpha_S \geq 0,40$.
- (b) Dans le cas où $\alpha_S \geq 2/3$ dans les deux sens du séisme, facteur R défini dans le tableau II.3.2 Pour le cas où les charges sismiques sont entièrement résistées par une structure de haute ductilité niveau ($R = R_{YP}$), peut être utilisé pour l'ensemble du système structurel.
- (c) Dans la plage $0,40 < \alpha_S < 2/3$, l'expression $R = R_{Nc} + 1,5\alpha_S (R_{YP} - R_{Nc})$ doit être Appliqué à l'ensemble du système structurel dans les deux directions sismiques.

II.3.2.4.2. - Les murs périphériques rigides en béton armé utilisés dans les sous-sols des bâtiments doivent ne pas être pris en considération en tant que parties de systèmes de murs porteurs ou de cadres muraux structurels systèmes apparaissant dans le tableau II.3.2. Règles à appliquer dans l'analyse de ces bâtiments sont donnés en II.3.5.4 et 2.8.3.2 (voir règlement parasismique turque).

II.3.2.5. Conditions pour les systèmes avec connexions articulées

II.3.2.5.1. - Dans les bâtiments en béton armé constitués de charpentes à un étage à colonnes articulé en haut;

- (a) Dans le cas où des colonnes en béton armé coulées sur place sont utilisées, facteur R défini au point (2.2) du tableau II.3.17 doit être utilisé pour les bâtiments préfabriqués.
- b) Conditions relatives aux bâtiments préfabriqués en béton armé et en acier de construction, dont les facteurs R sont donnés aux points (2.2) et (3.2) du tableau II.3.17, sont donnés en II.3.2.5.2 Conditions relatives à l'utilisation de tels cadres comme le dernier étage

(toit) en fonte - in - situ Les bâtiments en béton armé, préfabriqués et en acier de construction sont définis au II.3.2.5.3.

II.3.2.5.2. - Une seule mezzanine peut être construite à l'intérieur de tels bâtiments à condition qu'il ne dépasse pas 25% de la superficie du bâtiment. Système structurel de mezzanine le plancher doit être pris en compte dans l'analyse sismique de ces bâtiments ensemble avec les principaux cadres structuraux. Dans ce cas, le système combiné doit être agencé comme le système de haut niveau de ductilité dans les bâtiments préfabriqués en béton armé. En combiné système, l'existence d'une irrégularité de torsion doit être contrôlée et, si elle existe, elle doit être pris en compte dans l'analyse. Connexions de la mezzanine avec la structure principale les cadres peuvent être articulés ou monolithiques.

II.3.2.5.3. - Dans le cas où des cadres de plain-pied avec des colonnes articulées en haut sont utilisés comme dernier étage (toit) en béton armé coulé sur place, préfabriqué et acier de construction bâtiments, pour le dernier étage, facteur R (R_{up}) défini aux points (2.2) ou (3.2) du tableau II.3.17 et pour les étages inférieurs, le facteur R (R_{down}) qui peut être défini différemment doit être utilisé avec ensemble à condition que les conditions suivantes soient remplies.

(a) Au début, une analyse sismique doit être effectuée pour l'ensemble du bâtiment selon 2.7 ou 2.8 en prenant $R = R_{down}$. Les galeries d'étage relatives réduites et effectives définies au 2.10.1 doivent être obtenues pour le bâtiment entier à partir de cette analyse.

(b) Les forces internes du dernier étage doivent être obtenues en multipliant les forces internes calculé en (a) avec le rapport (R_{down} / R_{up}).

(c) D'autre part, les forces internes des étages inférieurs se composent de la somme de deux côtés. Le premier côté correspond aux efforts internes calculés en (a). Le deuxième côté sera calculé par agissant le système structurel des étages inférieurs en multipliant les forces calculées en (b) comme soutenir les réactions des colonnes du dernier étage avec ($1 - R_{up} / R_{down}$).

II.3.3. CHOIX DE LA MÉTHODE D'ANALYSE :

II.3.3.1. Méthodes d'analyse :

Méthodes à utiliser pour l'analyse sismique des bâtiments et des structures semblables à des bâtiments sont, Méthode de charge sismique équivalente donnée en II.3.4, Mode - Méthode de superposition donnée en 2.8 et Méthodes d'analyse dans le domaine temporel données

en 2.9 (voir règlement parasismique turque) Méthodes données en 2.8 et 2.9 peut être utilisé pour l'analyse sismique de tous les bâtiments et structures de type bâtiment.

II.3.3.2. Limites d'application de la méthode de charge sismique équivalente :

Les bâtiments pour lesquels la méthode de charge sismique équivalente donnée en II.3.7 est applicable sont :

Résumées dans le tableau II.3.18 Les méthodes données en 2.8 ou 2.9 doivent être utilisées pour l'Analyse.

Des bâtiments hors du champ d'application du tableau II.3.18.

TABLEAU II.3.18. BÂTIMENTS POUR LESQUELS UNE CHARGE SISMIQUE ÉQUIVALENTE LA MÉTHODE EST APPLICABLE.

Zone sismique	Type de bâtiment	Hauteur totale Limite
1,2	Bâtiments dans lesquels le coefficient d'irrégularité en torsion satisfait à la condition $\eta_{bi} \leq 2.0$ à chaque étage	$H_N \leq 25m$
1,2	Bâtiments dans lesquels le coefficient d'irrégularité en torsion satisfait à la condition $\eta_{bi} \leq 2.0$ à chaque étage et à en même temps sans irrégularité de type B2	$H_N \leq 40m$
3,4	Tous les bâtiments	$H_N \leq 40m$

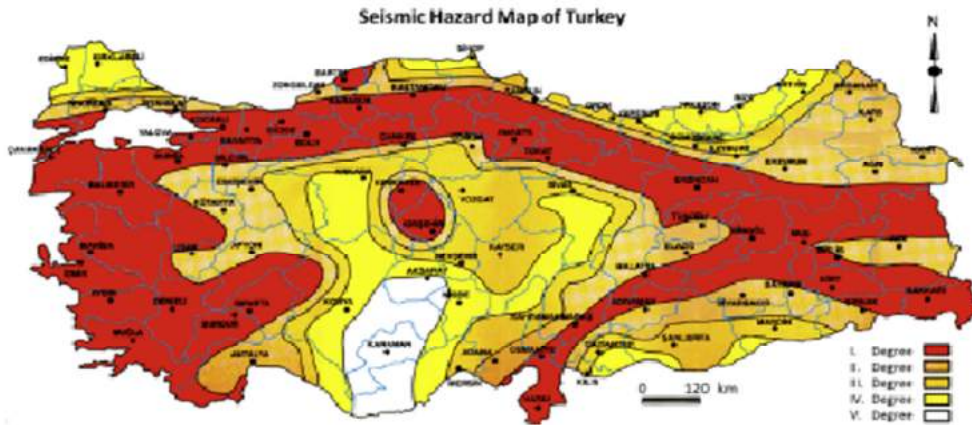


Figure II.3.9.Zonage sismique du TURQUE.

II.3.4. MÉTHODE DE CHARGE SISMIQUE ÉQUIVALENTE :

II.3.4.1. Détermination de la charge sismique équivalente totale :

II.3.4.1.1. Charge sismique équivalente totale (cisaillement de base), V_t , agissant sur l'ensemble du bâtiment la direction du séisme considérée doit être déterminée par l'équation (II.3.29).

$$V_t = \frac{W A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 I W \quad (\text{II.3.29})$$

La première période de vibration naturelle du bâtiment, T_1 , doit être calculée en fonction avec II.3.6.

II.3.4.2.2. Poids total du bâtiment, W , à utiliser dans Equation (II.3.29) comme poids sismique doit être déterminée par Equation (II.3.30).

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (\text{II.3.30})$$

Les poids des étages w_i de l'équation (II.3.30) doivent être calculés par Equation (II.3.31).

$$w_i = g_i + n q_i \quad (\text{II.3.31})$$

Facteur de participation à la charge en direct, n , apparaissant dans Equation (II.3.31) est donné dans le tableau II.3.19. Dans bâtiments industriels, $n = 1$ doivent être pris pour les poids de l'équipement fixe tandis que la grue Charges utiles ne doivent pas être prises en compte dans le calcul des poids des étages 30 % des charges de neige doivent être prises en compte dans le calcul du poids du toit à utiliser dans détermination des charges sismiques.

TABLEAU II.3.19. FACTEUR DE PARTICIPATION À LA CHARGE EN DIRECT (N).

Objectif d'occupation du bâtiment	N
Dépôt, entrepôt, etc.	0.80
École, dortoir, installation sportive, cinéma, théâtre, salle de concert, parking, restaurant, boutique, etc.	0.60
Résidence, bureau, hôtel, hôpital, etc.	0.30

II.3.5. Détermination des charges sismiques de conception agissant au niveau de l'étage :

II. 3.5.1. - La charge sismique équivalente totale déterminée par Equation (II.3.29) est exprimée par Équation (II.3.32) comme la somme des charges sismiques équivalentes agissant au niveau de l'étage (Fig. 2.6a) :

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (\text{II.3.32})$$

II.3.5.2. - Charge sismique équivalente supplémentaire, ΔF_N , agissant au N étage (en haut) de la construction doit être déterminée par Equation (II.3.33).

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t \quad (\text{II.3.33})$$

II.3.5.3. - À l'exclusion du ΔF_N , la partie restante de la charge sismique équivalente totale doit être distribués aux étages du bâtiment (y compris le N'eme étage) conformément à équation (II.3.34).

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (\text{II.3.34})$$

II.3.5.4. - Dans les bâtiments avec des murs périphériques en béton armé à leurs sous-sols étant très rigide par rapport aux étages supérieurs et planchers de sous-sol se comporter comme des diaphragmes rigides dans plans horizontaux, charges sismiques équivalentes agissant sur les étages du sous-sol et sur les étages supérieurs doivent être calculés indépendamment comme dans ce qui suit. Ces charges doivent être appliquées avec le système structurel composé d'une combinaison d'histoires.

a) Pour déterminer la charge sismique équivalente totale et les charges sismiques équivalentes à l'étage conformément au II.3.5.1, II.3.5.2 et II.3.5.3, le facteur R approprié doit être sélectionné du tableau II.3.18 sans tenir compte des murs rigides périphériques du sous-sol et les poids des étages supérieurs ne doivent être pris en compte. Dans ce cas, le haut de la fondation niveau apparaissant dans les définitions et expressions pertinentes doit être remplacé par le niveau du rez-de-chaussée. Charges fictives utilisées pour le calcul de la première vibration naturelle période conformément à II.3.4.1 doit également être basée sur les poids sismiques des histoires seulement (II.3.10b).

b) Dans le calcul des charges sismiques équivalentes agissant sur des rigides de sous-sol, poids des sous-sols ne doivent être pris en compte et Le coefficient de spectre doit être pris comme $S(T) = 1$. Pour déterminer les charges sismiques équivalentes agissant sur chaque sous-sol, accélération spectrale obtenue de l'équation ($S_{ae}(T) = A(T)g$) doit être multipliée directement avec le poids respectif de l'étage et les charges élastiques qui en résultent doivent être réduits en les divisant à $R_a(T) = 1.5$ (II.3.10c).

c) La force du système de plancher du rez-de-chaussée, dans son plan, entouré de multi murs rigides et situés au passage des étages supérieurs au sous-sol doit être contrôlées selon les forces internes obtenues dans cette analyse.

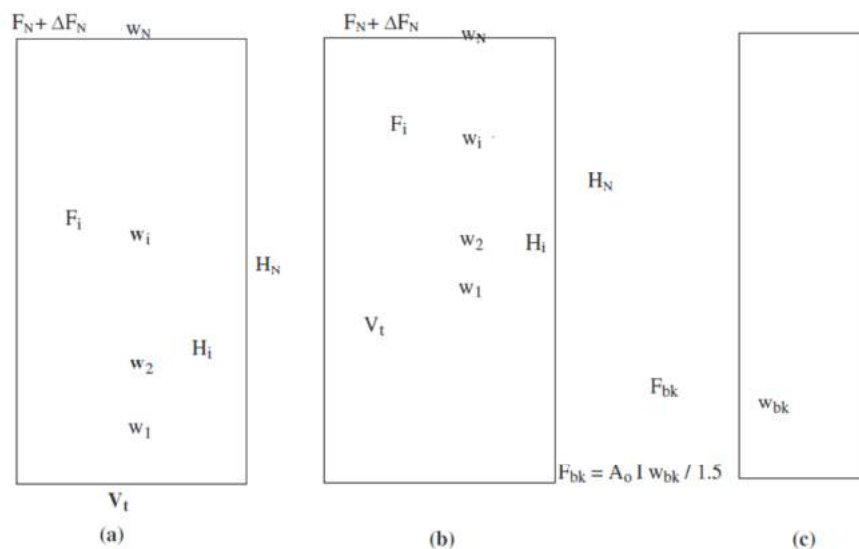


Figure II.3.10. la charge élastique

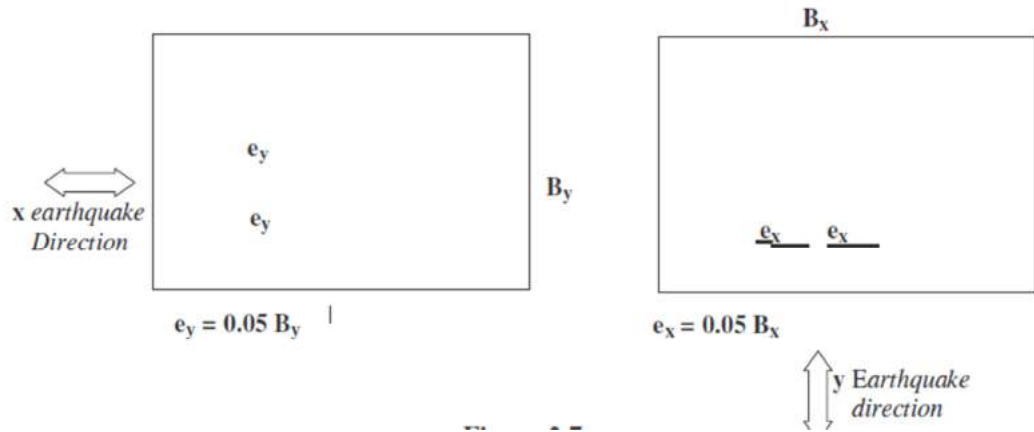


Figure II.3.11.Direction des forces internes

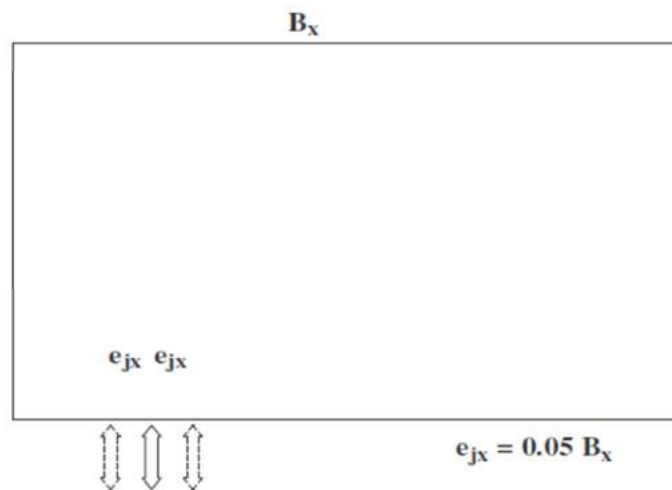


Figure II.3.12.les forces internes

II.3.6. Détermination de la première période de vibration naturelle du bâtiment :

II.3.6.1. - Dans le cas où la méthode de charge sismique équivalente est appliquée, la première période de vibration de la construction dans le sens du tremblement de terre n'est pas prise plus que la valeur calculée par Equation (II.3.32).

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (\text{II.3.32})$$

F_{fi} se référant à la charge fictive agissant sur l'étage en remplaçant toute valeur (par exemple valeur unitaire) à la place de $(V_t - \Delta F_N)$ (figure II.3.13).

II.3.6.2. - Dans les bâtiments dans lesquels $N > 13$ à l'exclusion des sous-sols, la période naturelle n'est pas prise plus de 0,1 N comme étant indépendant de la valeur calculée dans Equation (II.3.32).

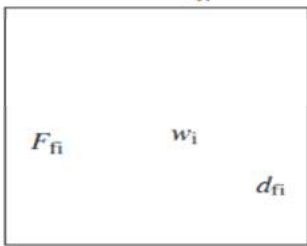
$$F_{fi} = \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)}$$


Figure II.3.13. la charge fictif sur l'étage

II.3.7. Forces internes dans les directions des éléments à l'axe principal :

Sous l'effet combiné des tremblements de terre dans les directions de x et y agissant sur la structure respectivement, les forces internes dans les directions des axes principaux a et b d'éléments de système structurel doit être obtenu par Equation (II.3.32) afin de donner le plus défavorable résultats (figure II.3.14).

$$B_a = \pm B_{ax} \pm 0.30 B_{ay} \quad \text{Ou} \quad B_a = \pm 0.30 B_{ax} \pm B_{ay}$$

(II.3.33)

$$B_b = \pm B_{bx} \pm 0.30 B_{by} \quad \text{Ou} \quad B_b = \pm 0.30 B_{bx} \pm B_{by}$$

Y Direction du tremblement de terre.



X direction du tremblement de terre

Figure II.3.14. Direction des forces internes de seisme

EUROCODE 8**II. 4 .Analyse statique équivalente des systèmes MDOF :**

Une extension logique du processus d'inclusion seulement d'un sous-ensemble des modes vibratoires dans le calcul de réponse est que dans certain cas, il peut être possible d'approximer le comportement dynamique en ne considérant qu'un seul mode. Il peut être vu à partir de l'équation :

$$F_{ij}(\max) = \frac{L_i}{M_i} S_{ei} \cdot \phi_{ij} \cdot M_j \quad (\text{II.4.34})$$

que pour un seul mode de vibration, la force au niveau j est proportionnelle au produit de la masse et de la forme de mode au niveau j, les autres termes étant des paramètres modaux qui ne varient pas en fonction de la position si la structure peut raisonnablement être supposée, être dominée par un mode unique (en principe le mode fondamental), alors une procédure d'analyse statique simple peut être utilisée qui n'implique qu'une prise en compte minimale du comportement dynamique. Pendant de nombreuses années cette approche a été le pilier des codes de conception des tremblements de terre. Dans EC8, la procédure est la suivante :

II.4.1. Estimer la période du mode fondamental :

Estimer la période du mode fondamental T_1 , habituellement par une méthode approximative simplifiée plutôt qu'une analyse dynamique détaillée

$$T_1 = C_t H^{0.75} \quad (\text{II.4.35})$$

II.4.2. Vérification de critères d'application de la méthode statique équivalent :

- a. Il est alors possible de vérifier si une analyse statique équivalente est autorisée ce qui exige que $T_1 < 4T_c$ ou T_c est la période à la fin de la partie a accélération constante du spectre de réponse de conception.
- b. Le bâtiment doit également satisfaire aux critères de régularité EC8

II.4.3. Calcul de force sismique à la base :

Pour la période structurale calculée, l'accélération spectrale peut être obtenue à partir de la réponse de conception Spectrale, le cisaillement de base est alors calculé comme

$$F_b = \lambda m S_e \quad (\text{II.4.36})$$

Ou :

m : est la masse totale. Ceci analogue à l'équation (II.4.36).

$$F_{bi} = \frac{L_i}{M_i} S e_i \quad (\text{II.4.37})$$

• Avec le rapport $\frac{L_i}{M_i}$ remplacé par λm , λ prend la valeur 0.85 pour la construction de plus de deux étages avec $T_1 < 2T_c$, et est 1 autrement.

II.4.4. Répartition de la force sismique sur la hauteur du bâtiment :

La charge horizontale totale est ensuite répartie sur la hauteur du bâtiment en proportion de (masse X forme de mode). Normalement, cela se fait en faisant une supposition simple que la première forme de mode. Par exemple, pour des bâtiments simples et réguliers, EC8 permet de supposer que la première forme de mode est une ligne droite (e. i. le déplacement est directement proportionnel à la hauteur). Cela conduit à une force d'étage au niveau k donnée par :

$$F_k = F_b \frac{Z_k M_k}{\sum_i Z_i M_i} \quad (\text{II.4.38})$$

Où :

Z : représente la hauteur de l'étage.

Enfin, les forces et déformations des membres peuvent être calculées par analyse statique.

II.4.5. Spectre de réponse :

La réponse d'un large éventail de structures à un tremblement de terre particulier peut être résumée en utilisant un spectre de réponse. La réponse temporelle de nombreux systèmes SDOF ayant différentes périodes naturelles sont calculées, et le déplacement absolu

maximum (ou accéléra- ou vitesse) obtenue est tracée en fonction de la période du système SDOF. Si vous le souhaitez, une plage de courbes peut être tracée pour les systèmes SDOF ayant différents rapports d'amortissement.

Ainsi, le spectre de réponse montre le pic de réponse d'une structure SDOF à un tremblement de terre, en fonction de la période naturelle et du taux d'amortissement de la structure. Pour exemple, la figure (II.4.15) montre le spectre de réponse pour l'accélérogramme El Centro (N-S) en Figure 3.6 (voir règlement MDOF), pour les structures SDOF avec 5% d'amortissement.

Un avantage clé de l'approche du spectre de réponse est que les tremblements de terre qui semblent assez différents lorsqu'il est représenté dans le domaine temporel peuvent en fait contenir des fréquences similaires, et donc aboutissent à des spectres de réponse largement similaires. Cela rend le spectre de réponse un outil de conception utile pour faire face à un futur tremblement de terre dont la nature précise est inconnue. À créer un spectre de conception, il est normal de calculer des spectres pour plusieurs tremblements de terre différents, puis enveloppez-les et laissez-les, résultant en une seule courbe, qui encapsule la dynamique caractéristiques d'un grand nombre d'accélérogrammes sismiques possibles.

La figure II.4.15 montre les spectres de réponse élastique définis par EC8. EC8 (2004) spécifie deux Catégories de spectres : type 1 pour les zones de forte sismicité (définies comme $M_s > 5,5$), et type 2 pour les zones de sismicité modérée ($M_s \leq 5,5$). Dans chaque catégorie, les spectres sont donnés pour cinq différents types de sol :

A - roche.

B - sable ou gravier très dense ou argile très rigide.

C - sable dense ou gravier, ou argile rigide.

D - sol meuble à moyen sans cohésion, ou sol cohésif mou à ferme.

E – Profils de sol avec une couche superficielle d'alluvions d'épaisseur 5 à 20 m. L'axe vertical est le pic, ou accélération spectrale de la structure élastique, notée S_e , normalisée par a_g , la conception d'accélération maximale du sol sur un sol de type A. Les spectres sont tracés pour une hypothèse taux d'amortissement structurel de 5%. Voir EC8 Cl. 3.2.2.2 pour les

définitions mathématiques de ces courbes et le tableau 3.1 d'EC8 pour une description plus complète des types de sol A-E.

Comme pour le cas de charge harmonique, il existe trois régimes de réponse. Très rigide, court les structures d'époque se déplacent simplement avec le sol. Aux périodes intermédiaires, il y a dynamique amplification du mouvement du sol, mais seulement par un facteur de 2,5 à 3, et sur de longues périodes la structure bouge moins que le sol en dessous. Dans la région des spectres entre :

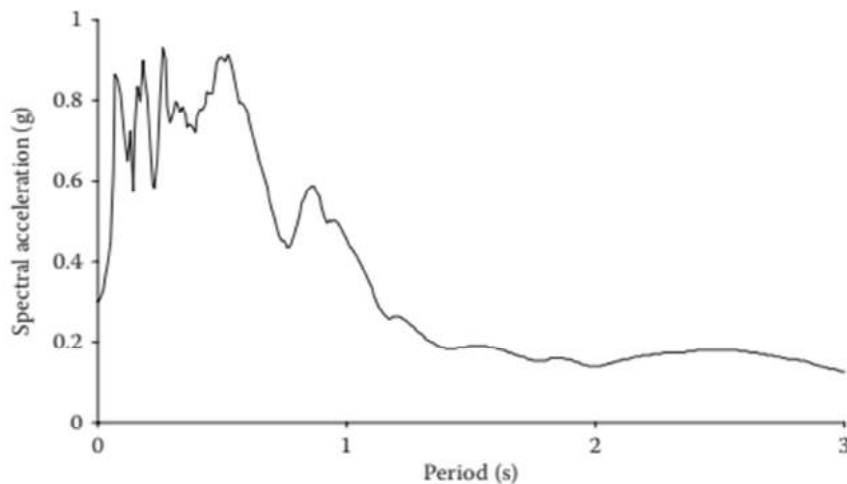


Figure II.4.15. 5% spectre de réponse amorti pour tremblement de terre de 1940 el Centro (composante N-S).

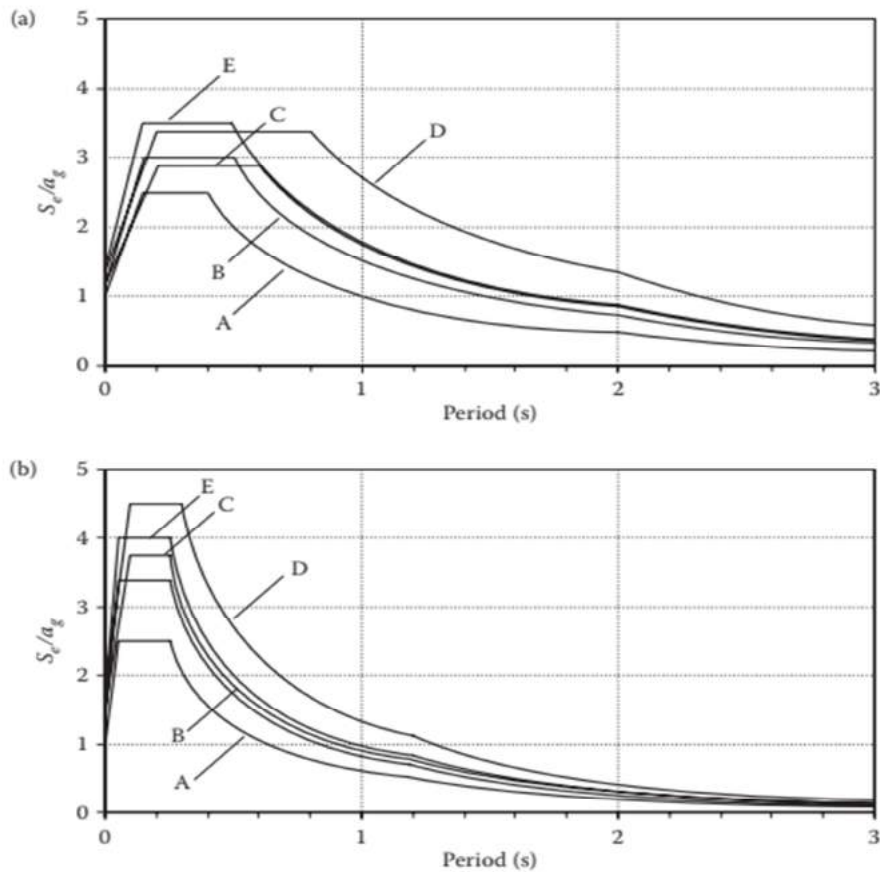


Figure II.4.16. EC8 spectres élastique amortis a 5% (a) type 1, (b) type 2.

TB et TC l'accélération spectrale est constante avec la période. La région entre TC et TD représente la vitesse constante et au-delà de TD est la région de déplacement constant

On peut voir que dans les événements de sismicité élevée (spectres de type 1), l'amplification tendent à se produire à des périodes plus longues et sur une période plus large que dans les événements de sismicité. Il est également à noter que les différents types de sols donnent lieu à des niveaux variables d'amplification des mouvements du substratum rocheux et affectent la période pendant laquelle l'amplification se produit. Les valeurs EC8 pour TD ont suscité une certaine controverse - il a été avancé que la région de vitesse constante des spectres devrait continuer à des périodes plus élevées, ce qui se traduit par une accélération spectrale plus onéreuse pour les structures de longue période (par exemple très hautes).

II.4.6. Facteur de ductilité et de comportement :

Concevoir des structures pour rester élastiques lors de grands tremblements de terre ne sera probablement pas rentable la plupart des cas, car la force demandée sera très importante. Une conception plus économique peut être obtenue en acceptant un certain niveau de dommage avant un effondrement complet et en utilisant la ductilité de la structure pour réduire les demandes de force à des niveaux acceptables.

La ductilité est définie comme la capacité d'une structure ou d'un élément à résister à de grandes déformations. Au-delà de sa limite d'élasticité (souvent sur plusieurs cycles) sans fracture. En cas de tremblement de terre engineering, la ductilité est exprimée en termes de demande et d'offre. La demande de ductilité est la ductilité maximale que la structure subite lors d'un tremblement de terre, qui est une fonction de la structure et du tremblement de terre. L'apport de ductilité est la ductilité maximale que la structure peut se maintenir sans fracture. Ceci est purement une propriété structurelle.

Bien entendu, si l'on calcule les efforts de conception sur la base d'une réponse ductile, il est alors indispensable pour s'assurer que la structure ne cède effectivement par un mode ductile bien avant la rupture des modes de défaillance se développent, c'est-à-dire que l'offre de ductilité dépasse la demande maximale probable – un principe connu sous le nom de conception de capacité. Des exemples de conception pour la ductilité comprennent.

- S'assurer que les charnières en plastique se forment dans les poutres avant les colonnes.
- Fournir un confinement adéquat au béton à l'aide de cercles en acier étroitement espacés.
- S'assurer que les éléments en acier se détachent des connexions.
- Éviter de grandes irrégularités dans la forme structurelle.
- Garantir que les résistances à la flexion sont nettement inférieures aux résistances au cisaillement.

La manière la plus simple de définir la ductilité est probablement en termes de déplacement. Supposons que nous ayons un système SDOF avec une limite d'élasticité claire - la ductilité de déplacement est définie comme déplacement de l'état limite divisé par le déplacement au premier rendement.

$$\mu = \frac{X_{\max}}{X_y} \quad (\text{II.4.39})$$

L'élasticité d'une structure a également pour effet de limiter l'effort maximal qu'elle doit supporter. Dans EC8, cette réduction de force est quantifiée par le facteur de comportement, q

$$q = \frac{F_{el}}{F_y} \quad (\text{II.4.40})$$

Où F_{el} est la force maximale qui serait développée dans un système SDOF s'il répondait au tremblement de terre élastiquement, et F_y est la charge d'élasticité du système.

Une observation empirique bien connue est que, à de longues périodes ($> T_c$), élasticité et élasticité les structures subissent à peu près le même déplacement de crête. Il s'ensuit que, pour ces structures, la réduction de force est simplement égale à la ductilité. À des périodes plus courtes, la quantité de réduction de force obtenue pour une ductilité donnée diminue. EC8 utilise donc la méthode suivante expressions bas :

$$\begin{cases} \mu = q & \text{pour } T \geq T_c \\ \mu = 1 + (q - 1) \frac{T_c}{T} & \text{pour } T < T_c \end{cases} \quad (\text{II.4.41})$$

Lors de la conception de structures tenant compte de la réponse sismique non linéaire, une variété des options d'analyse sont disponibles. L'approche la plus simple et la plus largement utilisée consiste à utiliser méthodes d'analyse linéaire décrites ci-dessus, mais avec des efforts de conception réduits sur la base d'un facteur de comportement unique et global q . EC8 donne les valeurs recommandées de q pour la structure commune formes naturelles. Cette approche est la plus appropriée pour les structures régulières, où l'inélasticité peut être devrait être distribué de manière raisonnablement uniforme.

Dans les cas plus complexes, l'approche du facteur q peut devenir imprécise et une description de la distribution de l'inélasticité à travers la structure peut être requise. Dans ces cas, une analyse entièrement non linéaire doit être effectuée, en utilisant soit la méthode statique non linéaire approche (pushover), ou analyse non linéaire de l'histoire du temps. Plutôt que d'utiliser un seul facteur, ces méthodes nécessitent une représentation

des caractéristiques non linéaires de charge – déformation de chaque membre de la structure.

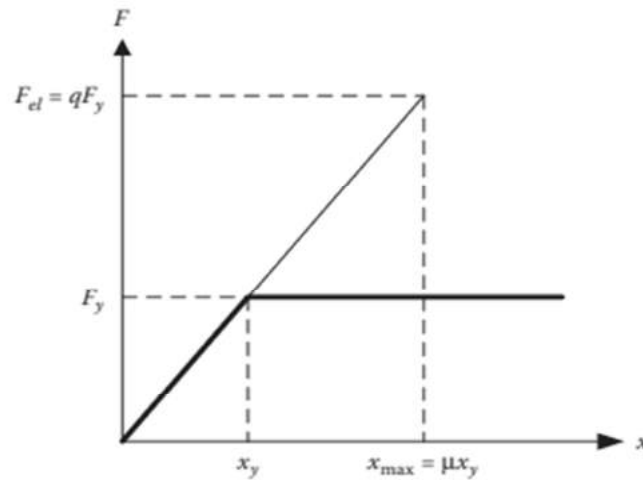


Figure II.4.17. Équivalence de la ductilité et du facteur de comportement avec des déplacements élastiques et inélastique égaux.

II.4.7. Spectres de réponse modifiés par ductilité :

Pour utiliser la ductilité, la structure doit répondre de manière non linéaire, ce qui signifie que les méthodes linéaires présentées ci-dessus ne sont pas appropriées. Cependant, pour un système SDOF, une analyse approximative peut être effectuée d'une manière très similaire à ci-dessus en utilisant une ductilité- spectre de réponse modifié. Dans EC8, c'est ce qu'on appelle le spectre de conception, S_d . figure II.4.18 montre les spectres de conception EC8 basés sur le spectre de type 1 et le type de sol C, pour une plage de facteurs de comportement. Sur la majeure partie de la plage de périodes (pour $T \geq T_B$), les accélérations spectrales S_d (et donc les forces de calcul) sont un facteur q fois inférieur aux valeurs S_e pour le système élastique équivalent. Pour un système théorique infiniment rigide (période zéro), la ductilité n'implique aucune réduction de l'accélération spectrale, car une structure infiniment rigide ne subit une déformation et se déplace simplement avec le sol en dessous. Par conséquent, les courbes convergent toutes vers la même accélération spectrale à période nulle. Une interpolation linéaire est utilisée entre les périodes de zéro et la T_B .

Lors du calcul des déplacements à l'aide du spectre de conception, il faut noter que le rapport la relation entre le déplacement de crête et l'accélération dans un système ductile

est différent de celle dérivée dans l'équation II.4.42 pour un système élastique. La valeur ductile est donnée par

$$S_d(\text{ductile}) = \mu \frac{F_y}{k} = \mu m S_d \frac{T_n^2}{4 \pi^2 m} = \mu \frac{S_d T_n^2}{4 \pi^2} \quad (\text{II.4.42})$$

En comparant avec l'équation II.4.42, nous voyons que le rapport entre le déplacement spectral et l'accélération est μ fois plus grande pour un système ductile que pour un système élastique. Ainsi, la sismique l'analyse d'un système ductile peut être effectuée exactement de la même manière que pour un système élastique μ , mais avec des accélérations spectrales tirées du spectre de conception plutôt que de l'élastique spectre, et avec les déplacements calculés augmentés par le facteur de ductilité μ .

Pour les structures à longue période ($T > T_c$), le résultat de cette approche sera que les forces de conception sont réduits du facteur q par rapport à une conception élastique, et le déplacement du ductile système de tuiles est le même que pour un système élastique équivalent (puisque $q = \mu$ dans cette plage de périodes).

Pour $T_b < T < T_c$, la même réduction de force sera obtenue mais les déplacements seront légèrement plus grand que l'étui élastique. Pour les structures très rigides ($T < T_b$), les avantages de la ductilité sont réduit, avec des réductions de force plus faibles et des déplacements importants par rapport au boîtier élastique.

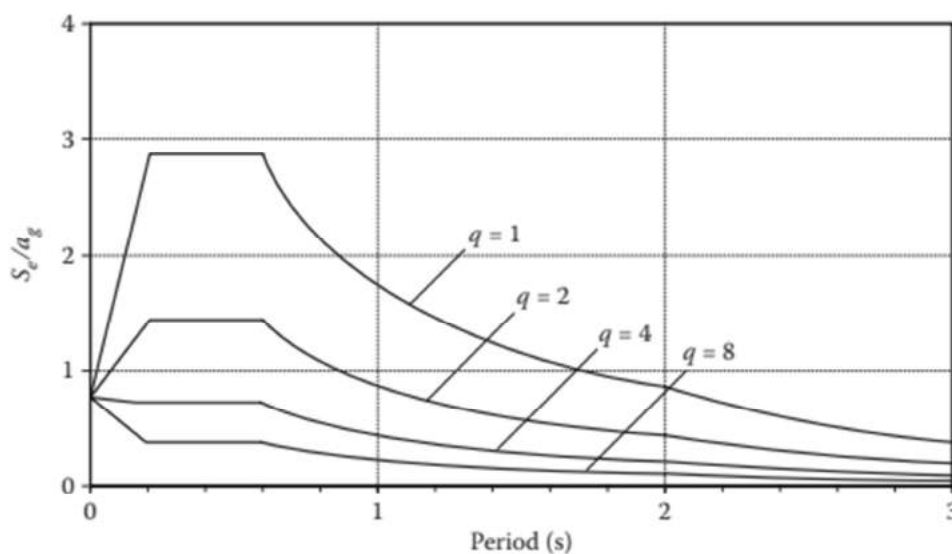


Figure II.4.18. Spectres de réponse de conception EC8 (spectre de type 1, sol de type C).

Enfin, il convient de noter que l'utilisation de spectres à ductilité modifiée est raisonnable pour SDOF systèmes, mais doit être appliqué avec précaution aux structures MDOF. Pour les systèmes élastiques, nous ont vu qu'une analyse dynamique précise peut être effectuée en considérant la réponse de la structure dans chacun de ses modes de vibration, puis en combinant les réponses modales. Une approche similaire est largement utilisée pour les structures inélastiques, c'est-à-dire que chaque mode est traité comme un Système SDOF et sa réponse à ductilité modifiée déterminée comme ci-dessus. Les réponses modales sont ensuite combinées par une méthode telle que SRSS. Bien que cette approche soit à la base de conception pratique, il est important de se rendre compte qu'elle n'a aucune justification théorique. Pour linéaire systèmes, la méthode est basée sur le fait que toute déformation peut être traitée comme une combinaison des formes de mode. Une fois que la structure a rendu ses propriétés, ses propriétés changent et ces les formes de mode ne s'appliquent plus.

Lorsque le rendement est réparti uniformément dans toute la structure, la forme déformée du plastique est susceptible d'être similaire à la structure élastique, et la réponse modifiée par ductilité l'analyse du spectre peut donner des résultats raisonnables (mais nullement précis). Si, toutefois, céder est concentré dans certaines parties de la structure, comme un étage mou, alors cette procédure est susceptible d'être substantiellement erronée et l'une des méthodes d'analyse non linéaires décrit ci-dessous doit être utilisée.

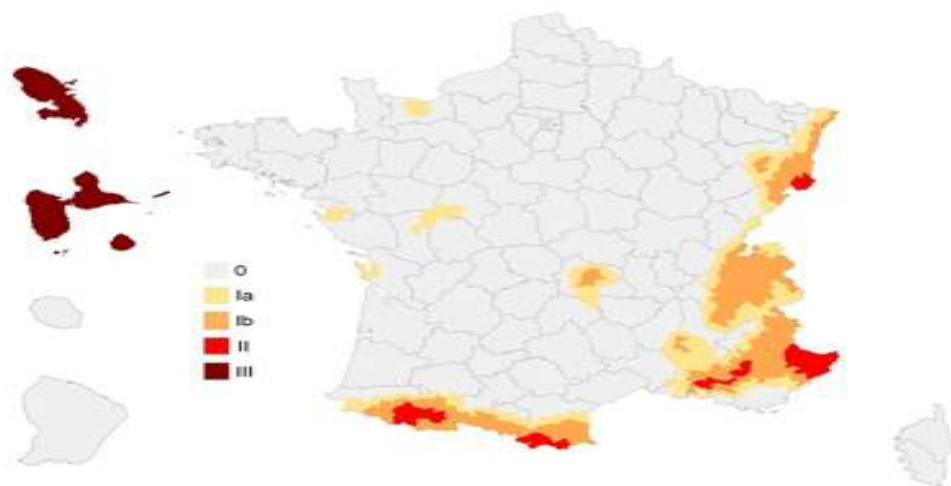


Figure II.4.19.Zonage sismique du MDOF.

ASCE 7-10 USA code**II. 5. Analyse statique équivalente des systèmes :****• La FORCE LATÉRALE ÉQUIVALENTE :****II.5.1. PROCÉDURE DE LA METHODE DE LA FORCE LATÉRALE EQUIVALENTE :****II.5 .1.1. EFFORT TRANCHANT A LA BASE:**

L'effort tranchant à la base « V » pour une direction donnée doit être déterminé conformément à

Équation suivante :

$$V = C_S . W \quad (\text{II.5.43})$$

Où :

C_S : Le coefficient de réponse sismique déterminé en conformément à la section II.5.1.2.

W : le poids sismique effectif calculer selon les directives données dans la section 12.7.2 de ASCE 7-10 (voir règlement ASCE7-10).

II.5.1.2. Calcul du coefficient de la réponse sismique :

Le coefficient de réponse sismique, C_S , doit être déterminé conformément à l'Equation :

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (\text{II.5.44})$$

Où :

S_{DS} : Paramètre de conception qui désigne l'accélération spectrale en courtes périodes (hautes fréquences). La méthode de calcul de S_{DS} est donnée comme suit :

Paramètres d'accélération spectrale de conception l'accélération de la réponse spectrale aux tremblements de terre paramètre à courte période, SDS , et à 1 s période, $SD1$, doit être déterminé à partir des équations. 11.4-3 et 11.4-4, respectivement. Où la conception alternative simplifiée la procédure de la section 12.14 est utilisée, la valeur de SDS doit être déterminée conformément à la section 12.14.8.1, et la valeur de $SD1$ n'a pas besoin d'être déterminée :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

(II.5.45)

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_s = S_a(T=0.2s)$$

Les valeurs de F_a sont données dans le tableau II.5.20.

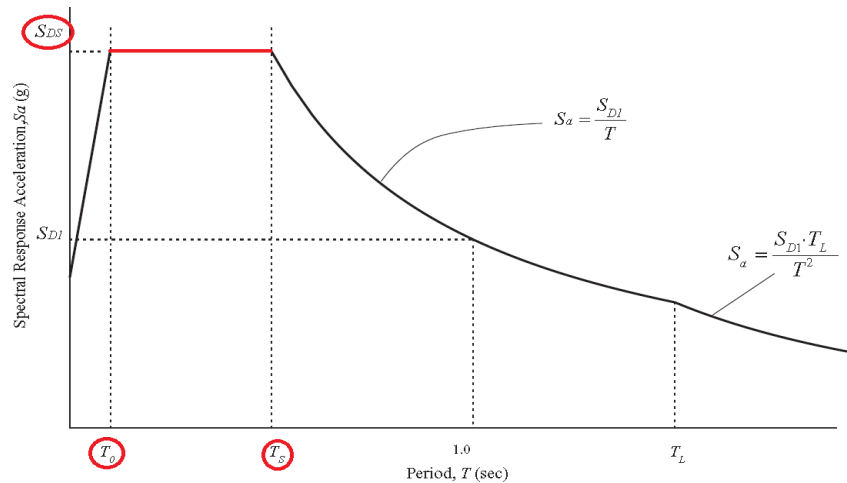


Figure II.5.20. Spectre de réponse de conception.

Tableau II.5.20. Coefficient du site, F_a .

Accélération de la réponse spectrale du séisme maximal envisagé (MCER) ciblée sur le risque cartographié					
Paramètre a courte période					
Classe de site	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Voir section 11.4.7				

→ **Remarque** : utilisez l'interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de S_s .

R : le facteur de modification de la réponse (facteur de comportement). Donner sur tableau A (en annexe).

Coefficient de modification de réponse, R, à utiliser dans toute la norme.

Remarque : R réduit les forces à un niveau de résistance et non à un niveau de contrainte admissible.

-Facteur d'amplification de la déflexion, C_d , à utiliser dans les sections 12.8.6, 12.8.7 et 12.9.2.

-NL = non limité et NP = non autorisé. Pour les unités métriques, utilisez 30,5 m pour 100 pieds et 48,8 m pour 160 pieds.

-Voir la section 12.2.5.4 pour une description des systèmes de résistance aux forces sismiques limités aux bâtiments d'une hauteur structurelle, h_n , de 240 pi (73,2 m) ou moins.

-Voir la section 12.2.5.4 pour les systèmes de résistance aux forces sismiques limités aux bâtiments dont la hauteur structurelle, h_n , est de 160 pi (48,8 m) ou moins.

-Il est permis d'utiliser un cadre de moment ordinaire à la place d'un cadre de moment intermédiaire pour les catégories de conception sismique B ou C.

-Lorsque la valeur tabulée du facteur de sur résistance, Ω_0 , est supérieure ou égale à $2\frac{1}{2}$, il est permis de réduire Ω_0 en soustrayant la valeur de $\frac{1}{2}$ Pour structures à diaphragmes flexibles.

-Voir la section 12.2.5.7 pour les limites des structures assignées aux catégories de conception sismique D, E ou F.

-Voir la section 12.2.5.6 pour les limites des structures assignées aux catégories de conception sismique D, E ou F.

-Les cadres ordinaires en acier à contreventement concentrique sont autorisés dans les bâtiments à un étage jusqu'à une hauteur structurelle, h_n , de 60 pi (18,3 m) où la charge permanente de toit ne dépasse pas 20 lb / pi² (0,96 kN / m²) et dans les structures penthouse.

-Une augmentation de la hauteur structurelle, h_n , à 45 pi (13,7 m) est autorisée pour les entrepôts de stockage à un étage.

-Dans la section 2.2 de l'ACI 318. Un mur de contreventement est défini comme un mur porteur.

- Dans la section 2.2 de l'ACI 318. La définition de «mur porteur spécial» comprend les constructions préfabriquées et coulées sur place.
- Dans la section 2.2 de l'ACI 318. La définition de «cadre à moment spécial» comprend les constructions préfabriquées et coulées en place.
- Alternativement, l'effet de charge sismique avec sur-résistance, peut être basé sur la résistance attendue déterminée conformément à AISI S110.
- Acier formé à froid - les cadres de moment boulonnés spéciaux doivent être limités à un étage en hauteur conformément à AISI S110.

I_e : Le facteur d'importance (facteur de qualité). Les valeurs sont données dans le tableau II.5.21. Et le niveau du risque sur le tableau II.5.22.

Tableau II.5.21. facteurs d'importance par catégorie de risque des bâtiments et autres structures pour les charges de neige, de glace et de tremblement de terre.

Catégorie de risque du tableau 1.5-1	Facteur d'importance I_s	Epaisseur du facteur d'importance de la glace I_i	Vent facteur d'importance de la glace I_w	Facteur d'importance sismique
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

L'application du facteur d'importance des composants I_p aux charges sismique, n'est pas inclus dans ce tableau car il dépend de l'importance de l'élément individuel plutôt que de celle du bâtiment dans son ensemble ou de son occupation reportez-vous à la section 13.1.3

Tableau II.5.22. Catégorie de risque des bâtiments et autres structures pour les inondations, le vent, la neige, les tremblements de terre, et charges de glace.

Utilisation ou occupation des bâtiments et des structures	Catégorie de risque
Bâtiments et autres structures présentant un faible risque pour la vie humaine en cas de panne	I

Tous les bâtiments et autres structures à l'exception de ceux énumérés dans les catégories de risque I, III et IV	II
Bâtiments et autres structures dont la défaillance pourrait présenter un risque substantiel pour la vie humaine. Bâtiments et autres structures, non inclus dans la catégorie de risque IV, susceptibles de causer un impact économique et / ou perturbation massive de la vie civile quotidienne en cas d'échec. Bâtiments et autres structures non inclus dans la catégorie de risque IV (y compris, mais sans s'y limiter, les installations qui fabriquer, traiter, manipuler, stocker, utiliser ou éliminer des substances telles que des carburants dangereux, dangereux produits chimiques, déchets dangereux ou explosifs) contenant des substances toxiques ou explosives lorsque leur quantité dépasse une quantité seuil établie par l'autorité compétente et suffit à constituer une menace au public s'il est diffusé.	III
Bâtiments et autres structures désignés comme installations essentielles. Bâtiments et autres structures dont la défaillance pourrait constituer un danger important pour la communauté. Bâtiments et autres structures (y compris, mais sans s'y limiter, les installations qui fabriquent, traitent, manipulent, stockent, utiliser ou éliminer des substances telles que des carburants dangereux, des produits chimiques dangereux ou des déchets dangereux) contenant quantités suffisantes de substances hautement toxiques lorsque la quantité dépasse une quantité seuil établie par l'autorité compétente pour être dangereuse pour le public si elle est libérée et est suffisante pour constituer une menace le public s'il est libéré.	IV

Bâtiments et autres structures nécessaires pour maintenir la fonctionnalité des autres structures de la catégorie de risque IV.	
---	--

A Les bâtiments et autres structures contenant des substances toxiques, hautement toxiques ou explosives peuvent être classés dans une catégorie de risque inférieure. S'il peut être démontré à la satisfaction de l'autorité compétente par une évaluation des dangers décrite à la section 1.5.2 (voir règlement ASCE7-10) qu'une le rejet des substances est proportionnel au risque associé à cette catégorie de risque. La valeur de C_s calculée conformément à l'Equation (numéro local) ne doit pas dépasser :

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{pour} \quad T \leq T_L \quad (\text{II.5.46})$$

$$C_S = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{pour} \quad T > T_L \quad (\text{II.5.47})$$

C_S ne doit pas être inférieur à:

$$C_S = 0,044 S_{DS} \quad I_e \geq 0,01 \quad (\text{II.5.48})$$

De plus, pour les structures situées où le S_1 est égal/ou supérieur à $0,6g$, le C_S ne doit pas être inférieur à :

$$C_S = 0,5 S_1 / (R / I_e) \quad (\text{II.5.49})$$

Où :

S_{D1} : l'accélération de la réponse spectrale de conception paramètre à une période de 1,0 s, tel que déterminé de la section 11.4.4 ou 11.4.7.

T : la période fondamentale de la ou des structures déterminé à la section 12.8.2.

T_L : Période (s) de transition de longue période déterminée Section 11.4.5.

S_1 : Le séisme maximal considéré cartographié paramètre d'accélération de la réponse spectrale déterminé conformément à la section 11.4.1 ou 11.4.7.

II.5.3. Valeur maximale de S_s dans la détermination de C_s :

Pour les structures régulières de cinq étages ou moins et avec une période $T < 0,5s$, C_s peut être calculé en utilisant une valeur de 1,5 pour S_s .

II.5.4. Détermination de la période :

La période fondamentale de la structure « T » dans la direction envisagée doit être établie en utilisant les propriétés structurelles et déformationnelles caractéristiques des éléments résistants dans une analyse fondée. La période fondamentale, T , ne doit pas dépasser le produit du coefficient pour limite supérieure de la période calculée (C_u) du tableau 12.8-1 et la période fondamentale approximative, T_a , déterminée conformément à la section II.5.4.1. En tant que alternative à la réalisation d'une analyse pour déterminer la période fondamentale, T , il est permis d'utiliser la période de construction approximative, T_a , calculée selon en concordance avec la section II.5.4.1.

II.5.4.1. Période fondamentale approximative :

La période fondamentale approximative (T_a), en s, doit être déterminé à partir de l'équation suivante:

$$T_a = C_t h_n \quad (\text{II.5.50})$$

Où

h_n : est la hauteur structurelle (La distance verticale entre la base et le niveau le plus élevé du système de résistance aux forces sismiques de la structure. Pour les toits en pente ou en pente, la hauteur de la structure V_a de la base à la hauteur moyenne du toit).

Coefficients C_t et x sont déterminés à partir de Tableau II.5.24.

Alternativement, il est permis de déterminer la période fondamentale approximative (T_a), à partir de l'équation suivante pour les structures ne dépassant pas 12 étages où le système résistant aux forces sismiques est entièrement constitué de cadres en béton ou en acier résistant au moment et la hauteur moyenne des étages est d'au moins 3 m :

$$T_a = 0.1.N \quad (\text{II.5.51})$$

Où :

N : nombre d'étages au-dessus de la base

La période fondamentale approximative, T_a , en s pour les structures de murs de contreventement en maçonnerie ou en béton peut être déterminée à partir de l'Equation II.5.52. Comme suit:

$$T_a = \frac{0.0019}{\sqrt{C_w}} h_n \quad (\text{II.5.52})$$

Où C_w est calculé à partir de l'équation II.5.53.comme suit :

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{[1+0.83(\frac{h_i}{D_i})^2]} \quad (\text{II.5.53})$$

Où:

A_B : aire de la base de la structure, π^2

A_i : aire d'âme du mur de cisaillement i en π^2

D_i : longueur du mur de cisaillement i en π

h_i : hauteur du mur de cisaillement i en π

x : nombre de murs de contreventement effectifs dans le bâtiment en résistant aux forces latéraux dans la direction sous considération

Tableau II.5.23. Coefficient de limite supérieure sur Période calculée.

Conception Accélération de la réponse spectrale Paramètre à 1s , S_{D1}	Coefficient C_u
$\geq 0,4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0,1$	1.7

Coefficients C_t et x sont déterminés à partir de Tableau II.5.24.

Tableau.II.5.24.Valeurs des paramètres de période approximative C_t et α .

Type de structure	C_t	α
Systèmes de châssis résistants au moment dans lesquels les châssis résistent à 100% de la force sismique requise et ne sont pas enfermés ou joints par des composants plus rigides et empêcheront les cadres de la déformation où soumis à des forces sismiques :		
Cadres en acier résistant au moment	0,028 (0,0724)	0.8
Châssis en béton résistant au moment	0,016 (0,0466)	0.9
Châssis en acier à contreventement excentrique conformément au tableau 12.2-1 lignes B1 ou D1	0,03 (0,0731)	0.75
Châssis contreventés en acier à retenue de flambement	0,03 (0,0731)	0.75
Tous les autres systèmes structurels		

II.6. Comparaison de règlement parasismique Algérien, marocain, turque, Euro Code et le règlement ASCE 7-10 :

II.6.1. Classification des Sites selon les différents règlements parasismique :

RPA99/v2003 classes les sols en quatre (4) catégories sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement si elle disponible ou la valeur de résultats d'essais [pénétromètre statique (q_c), SPT (N), pressiomètre (q_c), Résistance en compression simple (q_c)] RPS classe les sols en trois (3) catégories sur la base de la nature du sols, le règlement turque code 2007 classe les sols en quatre suivant le degré de sismologie, L'Euro code 8 classes les sols en cinq (5) catégories sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s si elle est disponible. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser la valeur de nombre de coups par essai de pénétration normalisé NSPT, tandis le ASCE 7-10 classe les sols en six catégories sur la base de l'Accélération de la réponse spectrale du séisme maximal envisagé (MCER) ciblée sur le risque cartographié Paramètre a courte période.

II.6.2. Spectre de réponse élastique :

D'après le RPA 99 V2003 et RPS 2002 ce paramètre est considéré dans le calcul de la force sismique a la base par le coefficient d'amplification dynamique (D), le règlement Turquie définit le coefficient de spectre en fonction des conditions du site local et la période naturelle du bâtiment, d'après l'euro code les valeurs des paramètres S , T_B , T_C et T_D qui définissent les spectres horizontaux, verticaux et décrivent la forme du spectre de réponse élastique qui dépend de la classe de sol et ASC7-10 déterminer à partir de la classe du site et du paramètre de conception qui désigne l'accélération spectrale en courtes périodes (hautes fréquences) .

II.6.3. Classification des ouvrages :

RPA99 V2003, Turquie, ASCE7-10 et l'euro code classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories, tandis que pour RPS les classent en 3 catégories. La différence entre eux réside dans la prise en compte de ce paramètre dans le calcul de la force sismique a la base, RPA99 V2003, RPS et la Turquie considère ce paramètre en combinaison avec la classification de zone dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones, EC8 considère ce paramètre par coefficient d'importance.

II.6.4. Coefficient de comportement :

Ce coefficient dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures dans RPA99 V2003, RPS2002 et Turquie est donne une valeur selon le type de contreventement par contre l'euro code est déterminé par une formule et ASC7-10 est donné par des équations ce coefficient réduit les forces à un niveau de résistances et non à un niveau de contrainte admissible.

II.6.5. Les règle de conception et calcul Sismique :

Les 5 codes (RPA99 V2003),(RPS2002),(Türk code 2007),(EC8) et (ASC7-10) adoptent les même principes de conception des bâtiment dans la zone sismique.

Tableau II.25. Comparaison entre les 5 règles de parasismique :

R.P.A 2003	R.P.S 2002	Turque	EC8	ASCE 7-10
Force sismique : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$ A : coefficient d'accélération (voir tableau II.1.1) D : facteur d'amplification dynamique moyen $D = \begin{cases} 2.5 & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \left(\frac{T^2}{T_2} \right)^{\frac{2}{3}} & 2.5 \left(\frac{T^2}{T_2} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \\ T^2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \left(\frac{T^2}{T_2} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \end{cases}$ T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par (le tableau II.1.2) Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à (la figure II.1.4) pour un amortissement	Force sismique : $V = A \cdot S \cdot D \cdot I \cdot \frac{W}{K}$ A : coefficient d'accélération (tableau II.2.8) S : coefficient du site (tableau II.2.9) D : facteur d'amplification dynamique donnée par le spectre d'amplification dynamique ou (tableau II.2.10) I : coefficient de priorité (tableau II.2.11) K : facteur de comportement (tableau II.2.12) W : charge prise en poids de la structure $W = G + \Psi \cdot y \cdot Q$ Le coefficient $\Psi \cdot y$ est donné au (tableau II.2.13) Répartition verticale de la force sismique :	Force sismique : $V_t = \frac{W \cdot A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 I W$ A₀ : coefficient d'accélération (tableau II.3.14) W : poids total du bâtiment $W = \sum_{i=1}^N w_i$ W_i : poids de l'étage $W_i = g_i + n \cdot q_i$ A(t) = A₀ · I · S(T) I : facteur d'importance du bâtiment (tableau II.3.15) S(T) : coefficient de spectre $\begin{cases} S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} & 0 \leq T \leq T_A \\ S(T) = 2.5 & T_A < T \leq T_B \\ S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.5} & T_B < T \end{cases}$ T_A, T_B : période caractéristique du spectre (tableau II.3.16) Facteur de réduction de charge sismique :	La force sismique $F_{ij}(\max) = \frac{L_i}{M_i} \cdot S_{ei} \cdot \phi_{ij} \cdot M_{ij}$ Estimer la période du mode fondamental : $T_1 = C_t \cdot H^{0.75}$ Vérification de critères d'application de la MISE a. il est alors possible de vérifier si une analyse statique équivalente est autorisée ce qui exige que T1 < 4Tc ou Tc est la période a la fin de la partie a accélération constante du spectre de réponse de conception. b. Le bâtiment doit	La force sismique : $V = C_s \times W$ C_s : le coefficient de réponse sismique déterminé en conformément. W : le poids sismique effectif calculé selon les directives $C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e} \right)}$ R : facteur de modification de la réponse (facteur de comportement) I_e : facteur d'importance (facteur de qualité). S_{DS} : paramètre de conception qui désigne l'accélération spectrale en courte période (hautes fréquences) $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$ $S_{MS} = F_a \times S_s$ $S_s = S_a(T = 0.2s)$ F_a : coefficient de site. $C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{pour } T < T_L$

ε : le pourcentage d'amortissement critique $\varepsilon = 5 \%$ η : facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$ Quand $\varepsilon = 5\%$ on a $\eta = 1$ Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau II.1.3) R : coefficient de comportement global de la structure (tableau II.1.4) Q : facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$ p_q : la pénalité à retenir selon le critère de qualité 'q' (tableau II.1.5) W : poids total de la structure	$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \\ F_t = 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \end{cases}$ $F_n = (v - F_t)(W_n h_n / \sum (W_i h_i))$ F_n : la force horizontale de calcul appliquée au niveau n w_n : la charge totale au niveau n h_N : la hauteur du niveau considéré à partir du sol T : période fondamentale de la structure Evaluation de la période fondamentale - Pour une ossature à nœuds $T = 0.085 \cdot N$ - Pour les autres structures $T = 0.09 \frac{H}{(L)^{0.5}}$ N nombre d'étage du bâtiment H, L la hauteur totale du bâtiment et la longueur du mur ou de l'ossature qui constitue le principal système de contreventement - Pour les bâtiments assimilés à des consoles totales $T = 1.8(mH/EI)$ M est par unité de longueur du bâtiment H la hauteur	$\{R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} < T \leq T_A$ $R_a(T) = R < T$ La charge de comportement R (tableau II.3.17) La charge sismique équivalente totale : $V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i$ Charge sismique équivalente supplémentaire $\Delta F_N = 0.0075 N V_t$ A l'exclusion du ΔF_N $F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j H_j}$ La premier période de vibration naturelle du bâtiment : • dans le cas où la méthode de charge sismique équivalente est appliquée, la premier période de vibration de la construction dans le sens du tremblement de terre n'est pas pris plus que la valeur	également satisfaire aux critères de régularité ECB. Calcul de force sismique à la base : $F_b = \lambda m S_e$ OU : m : est la masse totale. Ceci analogue à l'équation $F_{bi} = \frac{Li}{Mi} S_{ei}$ Avec le rapport $\frac{Li}{Mi}$ remplacé par λ prend la valeur 0.85 pour la construction de plus de deux étages avec $T_1 < 2T_c$ et 1 autrement. Répartition des forces sismiques sur la hauteur du	$C_s = \frac{S_1 T_L}{T^2 (\frac{R}{I_e})}$ pour $T > T_L$ C_s ne doit pas être inférieur a C_s = 0.044 S_{DS} I_e ≥ 0.01 Pour les structures situées ou le S1 est égale/ou supérieur a 0.6g, le C_s ne doit pas être inférieur a $C_s = \frac{0.5S1}{\frac{R}{I_e}}$ S_{DS}: l'accélération de la réponse spectrale de conception paramètre à une période de 1,0 s, T : la période fondamentale de la ou des structures T_L: période (s) de transition de longue période S₁: le séisme maximal considéré cartographié paramètre d'accélération de la réponse spectrale.
---	---	---	---	---

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ W_{Gi} : poids du aux charges permanentes W_{Qi} : charges d'exploitation β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (tableau II.1.6) T : la valeur du période fondamental empirique $T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$ h_N : hauteur mesurée en mètre C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (tableau II.1.7) Dans le cas de contreventement et portique auto stable on utilise la formule $T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$ Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur : $V = F_t + \sum F_i$ La force concentrée F_t :	El la rigidité flexionnelle Pour les bâtiments en portique $T = 2N(N+1)/(M/K)^{0.5}$ N est le nombre d'étage M et k = $k_p + k_r$ la masse et la rigidité par niveau (figure 6.2) $k_p = 12. s. (E_c I_c) / h^3 (L + 2I)$ $I = I_s. I_c / h S. I_p$ K_p : la rigidité littérale du portique S sur le nombre de travées $K_r = 0.045. m. (E_r. e \cos^2 a)$ K_r : la rigidité latérale d'un panneau de remplissage m : nombre de travées E_r : module d'élasticité e : épaisseur du panneau a : l'angle de la diagonale avec l'horizontale du panneau	calculée par équation : $T = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N f_{fi} d_{fi}} \right)$ dans les bâtiments dans lesquels $N > 13$ à l'exclusion du sous-sol, la période naturelle n'est pas prise plus de 0.1N comme étant indépendant de la valeur calculée dans équation : $F_{fi} = \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)}$ F_{fi} : se referait a la charges fictive agissant Forces internes dans les directions des éléments à l'axe principal : $B_a = \pm B_{ax} \pm 0.30 B_{ay} \text{ OU } B_a = \pm 0.30 B_{ax} \pm B_{ay}$ $B_b = \pm B_{bx} \pm 0.30 B_{by} \text{ OU } B_b = \pm 0.30 B_{bx} \pm B_{by}$	bâtiment : $F_K = F_b \frac{ZK MK}{\sum_i Z_i j M_j}$ OU : Z : représente la hauteur de l'étage $\mu = \frac{x_{max}}{X_y}$
---	--	---	--

$F_t = 0.07 TV$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$ Distribution horizontale des forces sismique : $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$				
--	--	--	--	--

Tableau II.26. Formulation de l’effort tranchant à la base selon les 05 règles Parasismiques en donnant à chacune les paramètres associés.

<u>R.P.A.2003</u> $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$ A : coefficient d’accélération D : facteur d’amplification R : coefficient de comportement global Q : facteur de qualité W : poids total de la structure	<u>R.P.S.2002</u> $V = A.S.D.I.W / K$ A : coefficient d’accélération S : coefficient du site D : facteur d’amplification I : coefficient de priorité K : facteur de comportement W : charge prise en poids de la structure	<u>Turque</u> $V = \frac{W.A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0.I.W$ A₀ : coefficient d’accélération W : poids total du bâtiment T₁ : période de vibration I : facteur d’importance du bâtiment R_a : facteur de comportement A : coefficient d’accélération de spectre	<u>EC8</u> $F_b = \lambda.m.S_e$ M : la masse totale λ =coefficient de correction =0.85 S_e :ordonnée du spectre	<u>ASCE 7-10</u> $V = C_s \times W$ C_s : le coefficient de réponse sismique W : le poids sismique effectif
---	---	--	---	--

Conclusion :

Une présentation détaillée est donnée de la méthode statique équivalente vue par les 05 règles parasismiques. Il en résulte 05 versions dont le principe est le même : Force sismique donnée par la deuxième loi de Newton. Par la suite une analyse comparative entre les 05 formules donnant l'effort tranchant à la base a été effectuée dans le but de distinguer la philosophie de calcul de chaque code : le zonage sismique, classification des ouvrages, coefficient de comportement, le facteur d'amplification sismique et la mesure de la disposition des fils de contreventement et le suivi de la qualité d'exécution. Cette comparaison nous a permis de classer les codes en trois clusters : le premier contient : RPA 99, RPS 2002 et le code turque ; le deuxième celui de EC8 et le troisième ASCE 7.10. Dans le chapitre suivant nous continuons notre étude comparative mais cette fois-ci avec une étude de cas.

Chapitre III :

**Etude comparative par la MSE
du niveau des sollicitations
sismiques : étude de cas**

Introduction :

Nous avons vu dans le chapitre précédent que les formules de l'effort tranchant à la base issues de l'RPA, RPS et le code de la Turquie se ressemblent de point de vue formes et paramètres utilisés. Ces trois vont faire l'objet d'une comparaison paramétrique complétant ainsi la comparaison théorique effectuée dans le chapitre précédent.

Après avoir présenté le bâtiment sujet de comparaison, l'effort tranchant à la base est calculé ainsi que la répartition verticale de la force sismique. Les calculs sont selon les 03 règles parasismiques : RPA, RPS et celui de la Turquie.

III.1. Caractéristique du Bâtiment :

La structure est un bâtiment à usage d'habitation de R+3 étages de hauteur $H_{\text{Totale}} = 13$ m. La hauteur de RDC et de $h_{\text{RDC}} = 4$ m et celle d'étage courant $h_{\text{EC}} = 3$ m. La longueur totale du bâtiment $L_x = 19.90$ m et sa largeur $L_y = 10.30$ m. Le bâtiment appartient à une zone à sismicité élevée et implémenté sur un site ferme. Le profil de sol est donné par la Figure.III.1. L'ouvrage est en béton armé. Deux types de contreventements sont adoptés : 1) contreventement auto-stable (portique) suivant l'axe X-X et 2) par voile de contreventement suivant l'axe Y-Y.

Le calcul de l'effort tranchant à la base (Figure III.4), la répartition verticale de ce dernier (Figure III.4) et de la force sismique sont réalisées dans ce qui suit. A noter que RPA, RPS et le code Turque sont utilisés le long de ce chapitre.

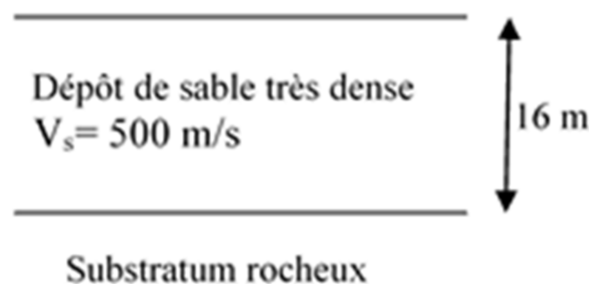


Figure.III.1. profil de sol

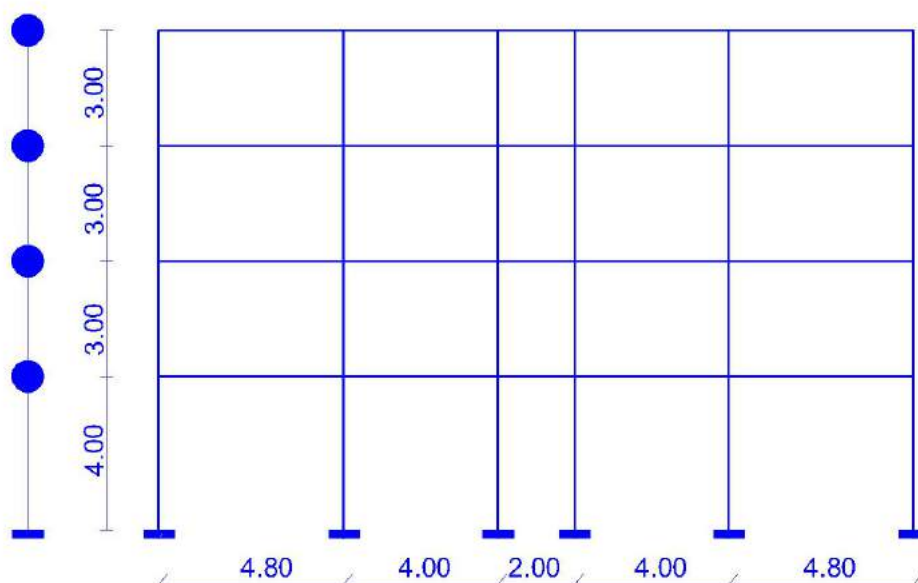


Figure.III.2. Vu longitudinale du bâtiment

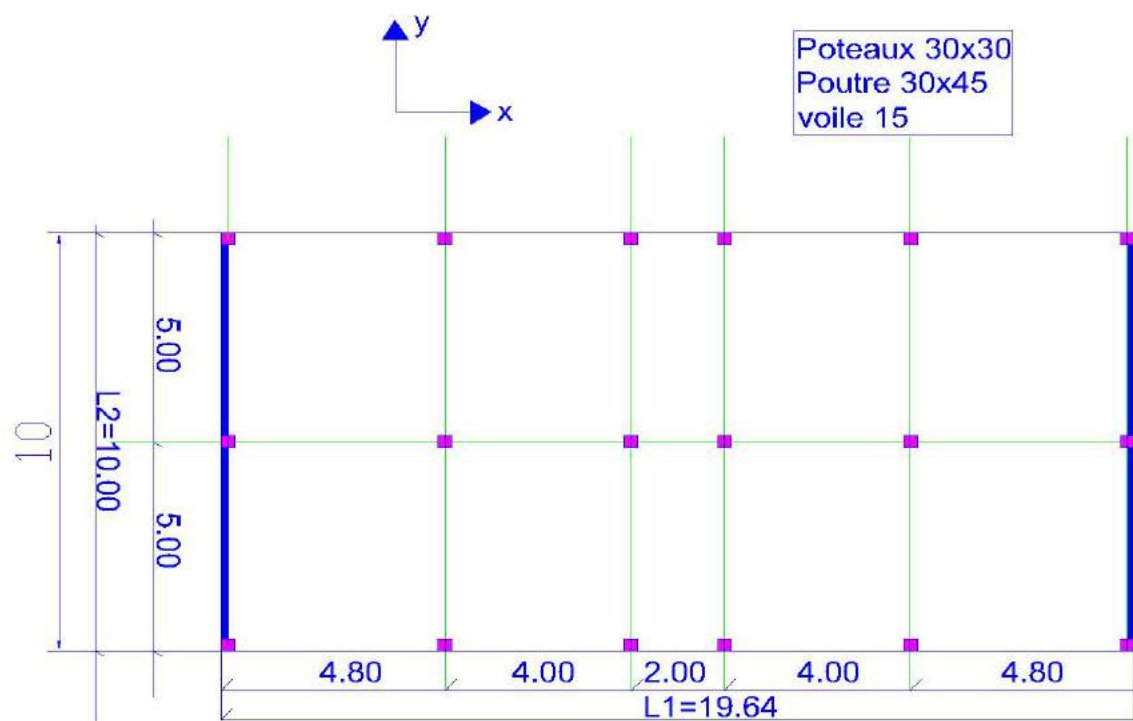


Figure.III.3. Vu en plan du bâtiment

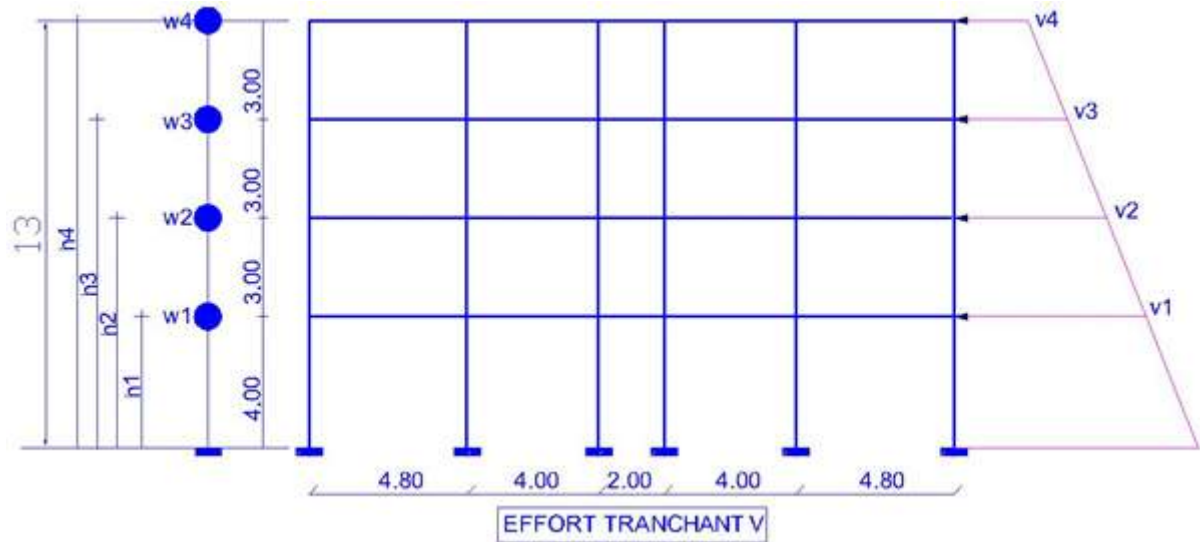


Figure.III.4. Effort tranchant à la base V et sa répartition verticale $\{V_1, V_2, V_3, V_4\}$

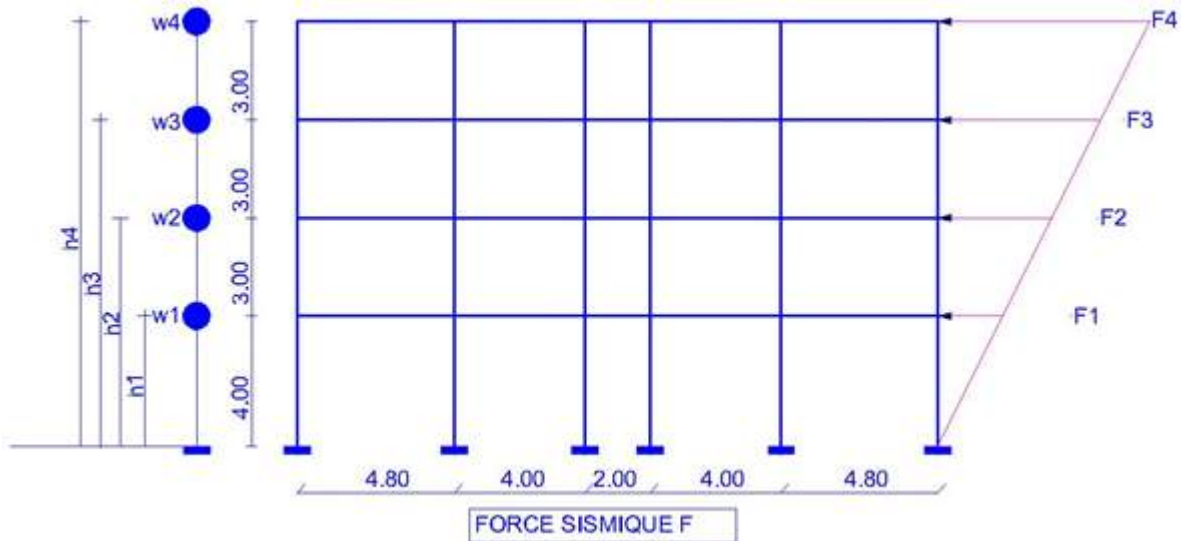


Figure.III.5. Force sismique à la base V et sa répartition verticale $\{F_1, F_2, F_3, F_4\}$

III.2. Calcul de la l'action sismique par la méthode statique équivalente :

III.2.1. RPA 99 version 2003 :

III.2.1.1. Détermination de l'action sismique à la base :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \left(A \cdot D \cdot \frac{Q}{R} \right) W$$

Coefficient d'accélération :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau II.1.1 du RPA suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

A=0.25 (zone III, et groupe d'usage 2)

Facteur d'amplification :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 < T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

Périodes caractéristique :

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau II.1.7 du RPA

T₂ = 0.4s (site S2)

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$$

Ou $\varepsilon(\%)$ est pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi=7\%$ (Portiques en Béton armé avec Remplissage Dense)

Donc $\eta=0.88$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 13\text{m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau II.1.6 du RPA ;

$C_T = 0.05$ (sens X-X contreventé par portique auto stable)

$C_T = 0.05$ (sens Y-Y voile)

$$T = 0.05 * 13^{3/4} = 0.34\text{s}$$

On peut également utiliser aussi la formule : $T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 19.9\text{m} \quad \text{et} \quad D_y = 10.3\text{m}$$

$$T_x = 0.09 * 13 / \sqrt{19.9} = 0.26\text{s}$$

$$T_y = 0.09 * 13 / \sqrt{10.3} = 0.34\text{s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux formules.

$$\text{Donc :} \quad T_x = \min (0.34 ; 0.26) = 0.26\text{s}$$

$$T_y = \min (0.34 ; 0.34) = 0.34\text{s}$$

$$T_x(T_y) \leq T_2 \quad D=2.2 \quad \eta=2.20$$

Coefficient de comportement :

R : coefficient de comportement global de la structure

Sens x-x : (Système 1b) portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide $R_x=3.5$

Sens y-y : (système 4a) mixte portique/ voile avec interaction $R_y=5$

Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^5 P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q.

Tableau III.1.1 : Valeurs des pénalités P_q

Critère de qualité q	Sens x-	Sens y-y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Obs	N-Obs
2. Redondance en plan	Obs	N-Obs
3. Régularité en plan	Obs	Obs
4. Régularité en élévation	Obs	Obs
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Obs	Obs
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Obs	Obs
Q=1	0	0.1

Donc : $Q_x = 1.0$ et $Q_y = 1.1$

Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{avec} \quad w_i = w_{GI} + \beta w_{Qi}$$

w_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

w_{Qi} : Charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau II.1.6 du RPA.

Bâtiments d'habitation..... $\beta=0.2$

•Plancher courant :

$$G = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

•Plancher terrasse :

$$G = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

•Poids propre (estimé) :

Poutre $\approx 400 \text{ KN}$

Poteau $\approx 350 \text{ KN}$

Voiles $\approx 420 \text{ KN}$

$$\text{Surface du plancher } S = 19.3 \times 10.3 = 205 \text{ m}^2$$

$$W = 3 \times 205 \times (5.23 + 0.2 \times 2.5) + 205 \times (5.1 + 0.2 \times 1.0) + 400 + 350 + 420$$

$$W = 5780 \text{ KN}$$

- La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$V_x = 0.157 * W = 908.29 \text{ KN}$$

$$V_y = 0.121 * W = 699.38 \text{ KN}$$

III.2.1.2. Distribution verticale de l'action sismique:

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V_t = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

La valeur de F_t sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes

$$F_t = 0 \text{ (} T_x \text{ et } T_y \leq 0.7s \text{)}$$

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

$$F_i = V \cdot \frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^{n-\text{étage}} w_i h_i}$$

Les résultats représentés dans ce tableau :

Tableau III.1.2 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (verticale)

Niveaux	Sens x-x	Sens y-y
Niveau 1	107	82
Niveau 2	187	144
Niveau 3	267	206
Niveau 4	347	267

Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur : l'effort tranchant au niveau de l'étage k

$$V_K = \sum_{i=K}^{n-etage} F_i \quad \text{avec } F_t = 0$$

Les résultats représentés dans ce tableau :

- Sens X-X

Tableau III.1.3. Effort tranchant au niveau d'étage (sens X-X)

Niveaux	$F_i(KN)$	$V_K(KN)$
Niveau 1	107	908
Niveau 2	187	801
Niveau 3	267	614
Niveau 4	347	347

- Sens Y-Y

Tableau III.1.4. Effort tranchant au niveau d'étage (sens Y-Y)

Niveaux	$F_i(KN)$	$V_K(KN)$
Niveau 1	82	699
Niveau 2	144	617
Niveau 3	206	473
Niveau 4	267	267

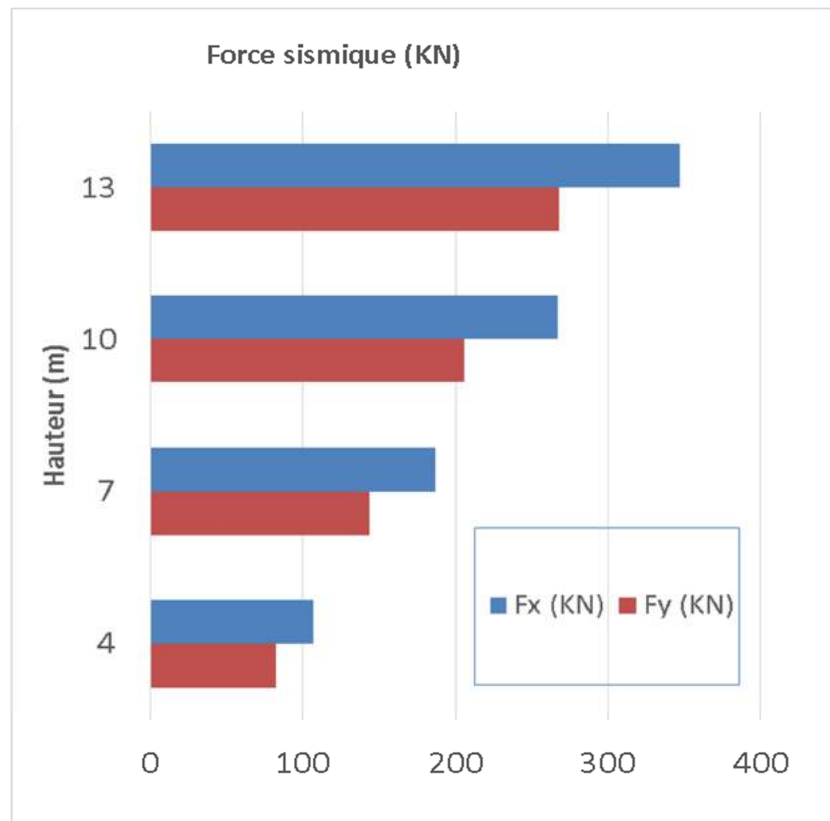


Figure III.1.6. Digramme de la force sismique par niveau suivant les deux sens orthogonaux

La lecture et l'interprétation de la Figure III.1.6 relatif à la force sismique nous a permis de tirer les deux conclusions suivantes : 1) La force sismique est proportionnelle à la hauteur de l'ouvrage cette dernière est faible à la base et devient importante quand la hauteur augmente (proportionnalité linéaire). La force sismique est plus importante suivant l'axe x-x ce qui est logique parce que la résistance est assurée par un système de contreventement de type poteau-poutre contrairement à l'axe Y-Y (voiles).

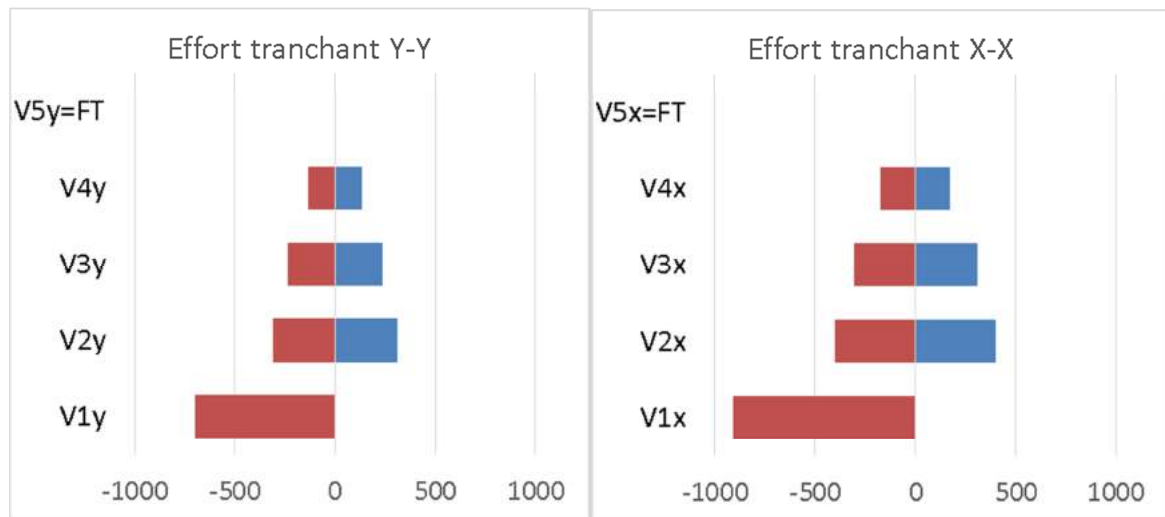


Figure III.1.7. Diagramme des efforts tranchants selon les deux sens

La lecture et l'interprétation du graphe relatif à l'effort tranchant nous a permis de conclure que l'effort tranchant est inversement proportionnelle à la hauteur de l'ouvrage ce dernier est important à la base de la structure et devient minime quand la hauteur augmente. Même remarque que la figure III.1.6 concernant la comparaison entre les deux axes $V_x > V_y$.

III.2.2. RPS 2002

III.2.2.1. Détermination de l'action sismique à la base :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = A \cdot S \cdot D \cdot I \cdot \frac{W}{K}$$

Coefficient d'accélération de zone :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau II.1.1 du RPS suivant la zone Sismique :

$$A = 0.16 \quad (\text{Zone III})$$

Coefficient d'accélération :

S : coefficient d'accélération associée à la catégorie du site et donnée par le tableau II.1.7 du RPS

$$S = S_2 = 1.2 \quad (\text{Sol ferme } S_2)$$

Facteur d'amplification dynamique :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site et de la période fondamentale de la structure (T).

La période fondamentale T est donnée par la formule suivante :

$$T = 0.09 H / (L)^{0.5}$$

$$T_{xx} = 0.09 * 13 / (19.9)^{0.5} = 0.26s$$

$$T_{yy} = 0.09 * 13 / (10.3)^{0.5} = 0.36s$$

Période inférieure à 0.4 s donc : D=2.5

Coefficient de priorité :

I : coefficient de priorité, fonction de la catégorie de classe et d'usage d'habitation

$$\begin{cases} \text{classe II} \\ \text{usage d'habitation} \end{cases} \Rightarrow I = 1$$

Facteur de comportement :

$$\begin{cases} \text{portique} \\ \text{ND1(STRUCTURES PEU DUCTILES)} \end{cases} \Rightarrow k = 2$$

Poids totale de la structure :

W : la charge prise en poids de la structure

$$W = G + \Psi Y Q$$

$$\Psi Y = 0.20$$

• plancher courant :

$$G = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

• plancher terrasse :

$$G = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$$

• poids propre :

Poutre $\approx 400 \text{ KN}$

Poteau $\approx 350 \text{ KN}$

Voiles $\approx 420 \text{ KN}$

$$\text{Surface du plancher : } S = 19.9 \times 10.3 = 205 \text{ m}^2$$

$$W = 3 \times 205 \times (5.23 + 0.2 \times 2.5) + 205(5.1 + 0.2 \times 1) + 400 + 350 + 420$$

$$W = 5780 \text{ KN}$$

La force sismique :

$$V = A \times S \times D \times I \times W/K$$

$$V = 1387.2 \text{ KN}$$

III.2.2.2. Distribution verticale de l'action sismique :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7s \\ F_t = 0.07TV & \text{si } T > 0.7s \end{cases}$$

$$T_{x-x} = 0.26s \text{ et } T_{y-y} = 0.36s$$

Donc :

$$F_t = 0$$

$$F_n = (V - F_t) \left(\frac{W_n h_n}{\sum (W_i h_i)} \right) \quad \text{i varie de 1 à n}$$

Les résultats représentés dans ce tableau :

Tableau III.2.5 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Niveaux	$F_n (KN)$
Niveau 1	163.2
Niveau 2	285.6
Niveau 3	408
Niveau 4	530.4

Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur : l'effort tranchant au niveau de l'étage k

$$V_K = \sum_{i=K}^{n-etage} F_n \quad \text{avec } F_t = 0$$

Les résultats représentés dans ce tableau :

Tableau III.1.6. Effort tranchant au niveau d'étage

Niveaux	$F_n (KN)$	$V_K (KN)$
Niveau 1	163.2	1387.2
Niveau 2	285.6	1224
Niveau 3	408	938.4
Niveau 4	530.4	530.4

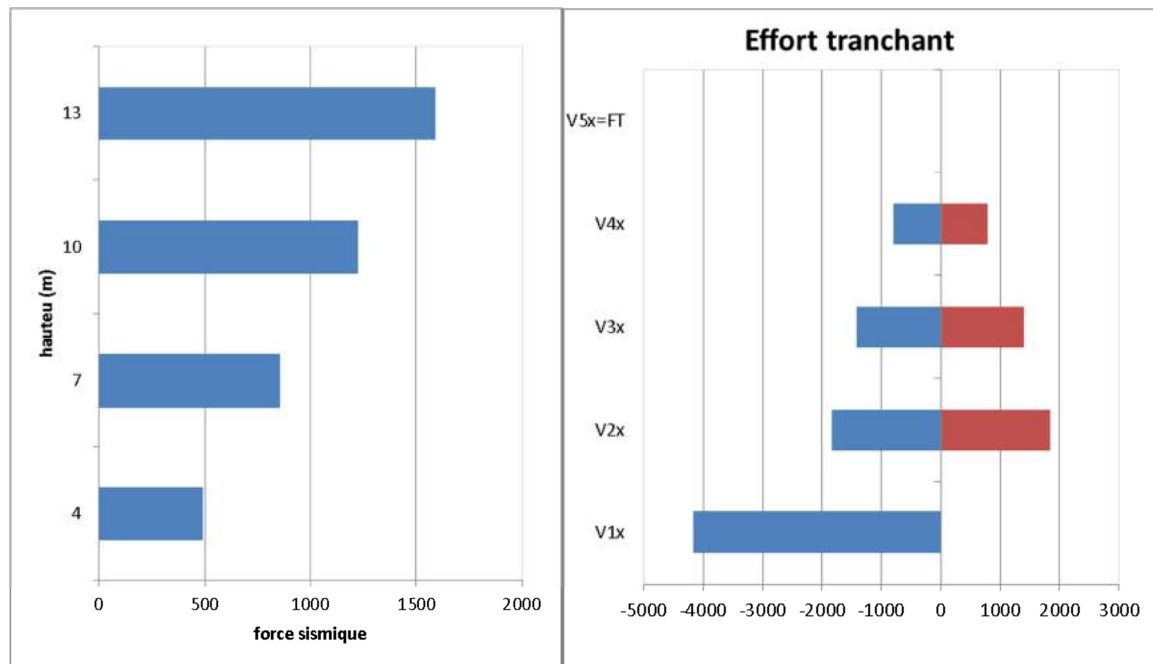


Figure.III.2.8. diagramme de l'effort tranchant et la force sismique du règlement parasismique marocain RPS 2002

Figure III.2.8 montre que la force sismique est proportionnelle à la hauteur de l'ouvrage. Et que l'effort tranchant est inversement proportionnelle à la hauteur. Dans le RPS 2002 il y a pas de distinction entre les systèmes de contreventement.

III.2.3.Code Turque :

III.2.3.1. Détermination de l'action sismique à la base :

La charge sismique de la force sismique totale V_t agissant sur l'ensemble du bâtiment la direction du séisme considérée doit être déterminée par l'équation

$$V_t = \frac{w A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.1 A_0 I W$$

$$V_t = \frac{A_0 \cdot I \cdot S(T_1)}{R_a(T_1)} \cdot W$$

$$V_{t,min} = 0,1 \cdot A_0 \cdot I \cdot W$$

Période fondamentale

T_1 : période fondamentale de la structure

$$T_1 = C_T H_N^{2/3}$$

Avec : $C_T=0.085$

Coefficient d'accélération

A_0 : Coefficient d'accélération au sol, donné par le tableau 2.2 Du turc suivant la zone sismique

$A_0 = 0.20$ (Zone III)

Facteur de Réduction

Facteur de Réduction de charge sismique donnée par la formule 2.3

$I=1$ (bâtiment à usage d'habitation)

Réduction des charges sismiques élastiques : charge sismique

FACTEUR DE RÉDUCTION

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

$$R_a(T) = R$$

R : facteur de comportement du système structurel donné par le tableau III.3.17

Sens X-X : Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide $R_x=3$

Sens Y-Y : Mixte portiques/voiles avec interaction $R_y=4$

Poids total du bâtiment

$$W = \sum_{i=1}^N W_i$$

W_i : Poids total du bâtiment

$$W_i = g_i + nq_i$$

n : facteur de participation de la charge

$n=0.30 \Rightarrow$ Bâtiment d'habitation

g_i : Charge permanentes

q_i : Charge d'exploitation

• plancher courant :

$$G = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

• plancher Terrasse :

$$G = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

• poids propre (estimé) :

Poutre $\approx 400 \text{ KN}$

Poteau $\approx 350 \text{ KN}$

Voiles $\approx 420 \text{ KN}$

$$\text{Surface du Plancher : } 19.9 \times 10.3 = 205 \text{ m}^2$$

$$W = 3 \times 205 \times (5.23 + 0.3 \times 2.5) + 205 \times (5.1 + 0.3 \times 1) + 400 + 350 + 420$$

$$W = 5954.7 \text{ KN}$$

Accélération spectrale Coefficient

Période caractéristique du spectre (T_A et T_B)

Classe de site Z_2 (tableau 6.2 : sol ferme)

Donc $T_A = 0.15 \text{ s}$ et $T_B = 0.4 \text{ s}$

$$T_1 = 0.34 \text{ s}$$

Coefficient de spectre S(T1)

$$\begin{cases} S(T1) = 1 + 1.5 \left(\frac{T1}{T_A} \right) & (0 \leq T1 \leq T_A) \\ S(T1) = 2.5 & (T_A \leq T1 \leq T_B) \\ S(T1) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T1} \right)^{0.8} & (T_B < T1) \end{cases}$$

Donc : $S(T1)=2.5$

Coefficient d'accélération spectrale

$A(T1)$: Coefficient d'accélération de spectre

$$A(T1) = A_0 \cdot I \cdot S(T1)$$

$$A(T1) = 0.20 \times 1 \times 2.5 = 0.5$$

La charge sismique :

$$V_t = \frac{A_0 \cdot I \cdot S(T1)}{R_a(T1)} \cdot W$$

Sens X-X :

$$V_{tx-x} = \frac{A_0 \cdot I \cdot S(T1)}{R_{ax}(T1)} \cdot W$$

$$V_{tx-x} = \frac{0.20 \times 1 \times 2.5}{3 \times 0.34} \times 5954.7$$

$$V_{tx-x} = 2918.97$$

Sens Y-Y :

$$V_{ty-y} = \frac{A_0 \cdot I \cdot S(T1)}{R_{ay}(T1)} \cdot W$$

$$V_{ty-y} = \frac{0.20 \times 1 \times 2.5}{4 \times 0.34} \times 5954.7$$

$$V_{ty-y} = 2189.23$$

III.2.3.2. Distribution verticale de l'action sismique :

La résultante des forces sismique à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i$$

ΔF_N : Charges sismique équivalente supplémentaire

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t$$

Sens X-X :

$$\Delta F_{Nx-x} = 0.0075 N V_{tx-x}$$

$$\Delta F_N = 87.57$$

Sens Y-Y :

$$\Delta F_{Ny-y} = 0.0075 N V_{ty-y}$$

$$\Delta F_{Ny-y} = 65.68$$

À l'exclusion de ΔF_N , la partie restante de la charge sismique équivalente totale doit être distribués aux histoires du bâtiment (y compris n^{ème} étage) conformément à :

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j H_j}$$

Sens X-X :

$$F_{ix-x} = (V_{tx-x} - \Delta F_{Nx-x}) \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j H_j}$$

Les résultats représentés dans ce tableau :

Tableau III.3.7 : Distribution de la résultante des forces sismique (sens X-X).

Niveaux	F_i (KN)
Niveau 1	333
Niveau 2	583
Niveau 3	833
Niveau 4	1083

Sens Y-Y :

$$F_{iy-y} = (V_{ty-y} - \Delta F_{Ny-y}) \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j H_j}$$

Les résultats représentés dans ce tableau :

Tableau III.3.8 : Distribution de la résultante des forces sismique (sens Y-Y).

Niveaux	F_i (KN)
Niveau 1	250
Niveau 2	437
Niveau 3	625
Niveau 4	812

Alors :

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i$$

Les résultats représentés dans ce tableau :

Sens X-X :

Tableau III.3.9 : effort tranchant au niveau d'étage (Sens X-X)

	$F_{ix-x}(KN)$	$V_{tx-x}(KN)$
Niveau 1	333	2831
Niveau 2	583	2498
Niveau 3	833	1915
Niveau4	1083	1083

Sens Y-Y :

Tableau III.3.10 : effort tranchant au niveau d'étage (Sens Y-Y)

	$F_{iy-y}(KN)$	$V_{ty-y}(KN)$
Niveau 1	250	2124
Niveau 2	437	1874
Niveau 3	625	1437
Niveau4	812	812

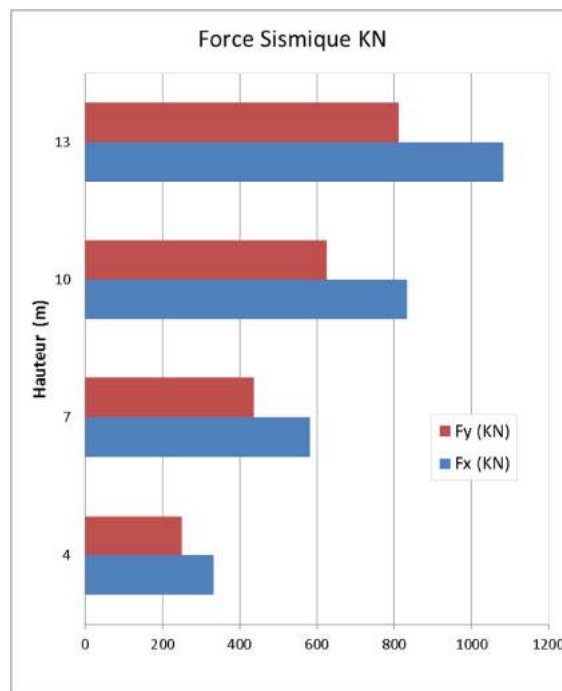


Figure III.3.9. Diagramme de la force sismique selon deux sens de règlement parasismique du
Turque

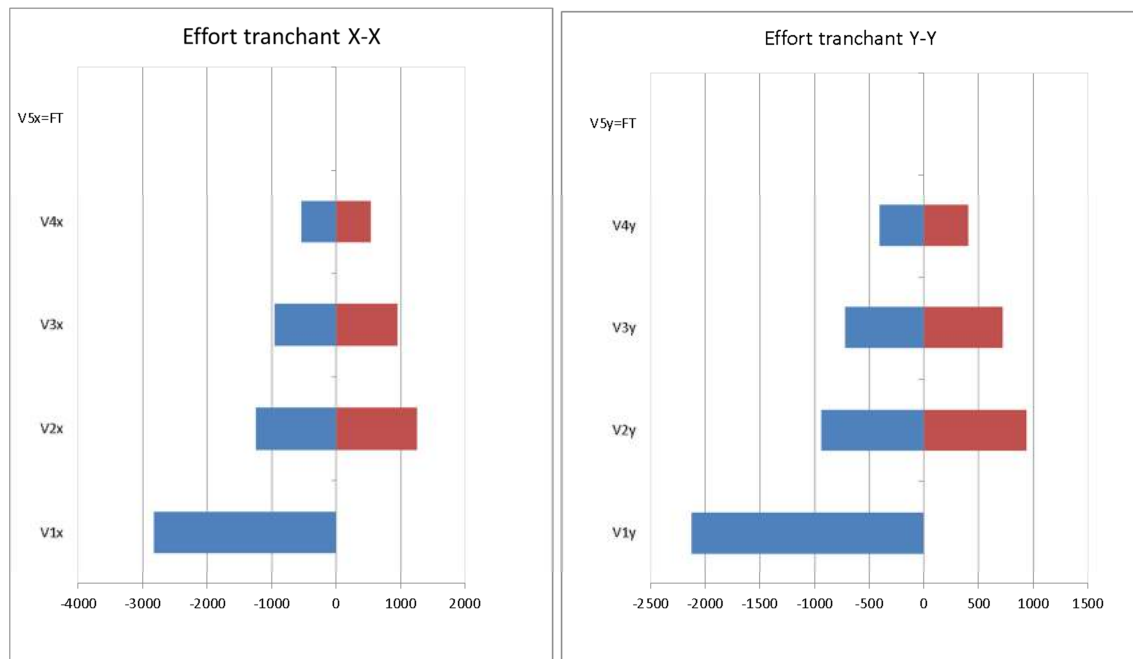


Figure.III.3.10. Diagramme des efforts tranchants selon deux sens de règlement parasismique du Turque

Les mêmes remarques données en Figures III.1.6 et 7 restent valables pour les Figures III.3. 9 et 10. Sauf que l'intensité ici est plus grande.

III.3. Analyse comparative entre les codes RPA 2003, RPS 2002 et le code Turque:

En se basant sur l'exemple et les résultats obtenus dans la section précédente, nous allons comparer 1) Le niveau d'intensité préconisé par chaque code et 2) Mettre en lumière l'influence et la pertinence de chaque paramètre sur l'action sismique déterminée par chacun des 03 codes.

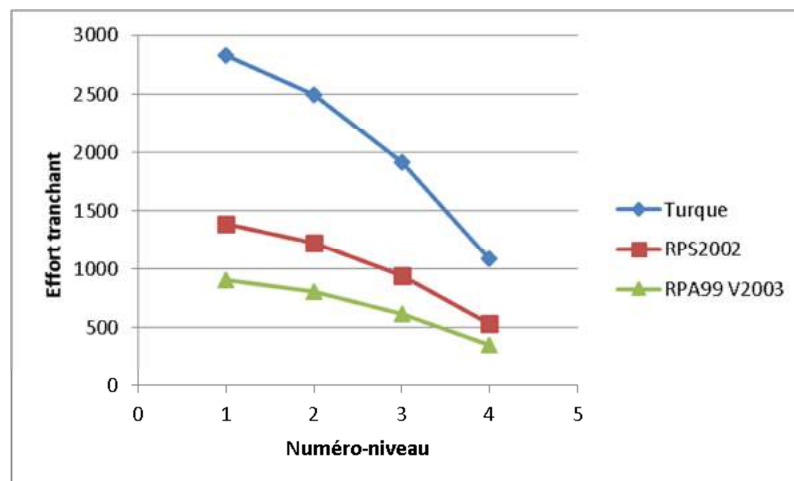


Figure.III.11. Comparaison entre l'effort tranchant par niveau

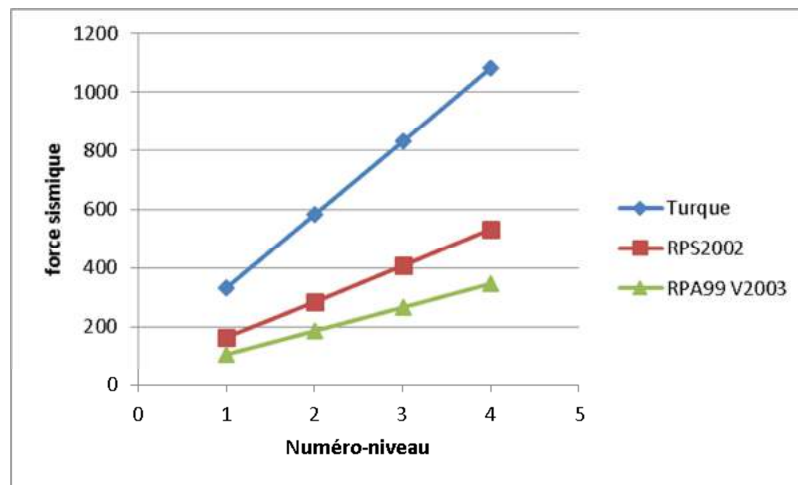


Figure.III.12. Comparaison de la force sismique par niveau

Les figures III-11 et III- 12 représentent la variation de l'effort tranchant et la force sismique avec la hauteur (présentée par le numéro d'étage). Une variation décroissante non-linéaire pour l'effort tranchant et une croissante linéaire pour la force sismique et ce pour les 03 codes. Cependant, cette variation est différente d'un code à l'autre. Quel que soit la hauteur, l'amplitude donnée par le code Turque est la plus élevée suivie par les RPS et en dernière lieu vient les RPA. Le code qui donne le gradient le plus grand est le code Turque et le gradient donné par RPA est le plus faible.

Maintenant, nous allons effectuer une analyse paramétrique basée sur l'évolution de l'effort tranchant à la base avec les différents paramètres de la MSE. Les paramètres sujets d'analyse sont : Le coefficient de zone (Figure.III.13), le coefficient de comportement (Figure.III.14), facteur d'amplification dynamique (Figure.III.15).

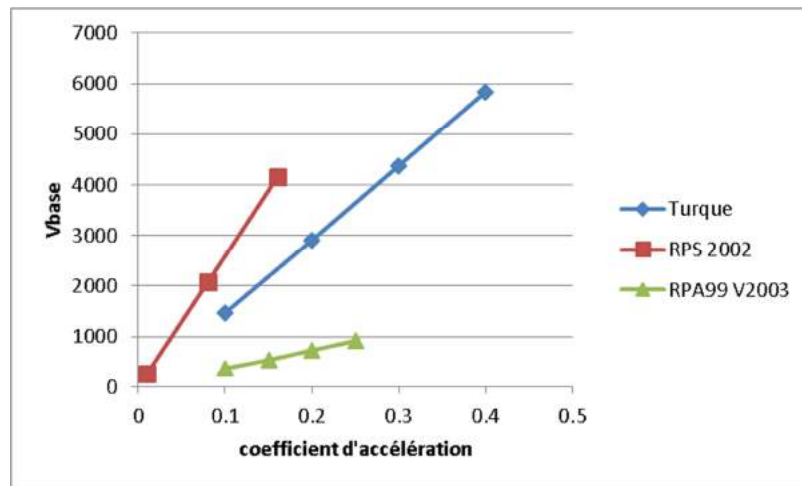


Figure.III.13. Variation de V_{base} avec le coefficient d'accélération (A) des trois codes

Les valeurs de A dépendent essentiellement de l'étude de l'aléa sismique : faible accélération pour les RPS ($A_{max}=0.15$) en comparaison avec les RPA ($A_{max} = 0.25$) et le code Turque ($A_{max}=0.4$). On remarque que, V_{base} est proportionnelle au coefficient d'accélération de zone. La variation de V_{base} avec A est plus forte dans les RPS et plus faible pour les RPA. Pour un A égal ($A=0.15$). $V_{baseRPA}=500$ KN, $V_{baseCode-T}=2100$ KN et de l'ordre de 4000 KN dans les RPS.

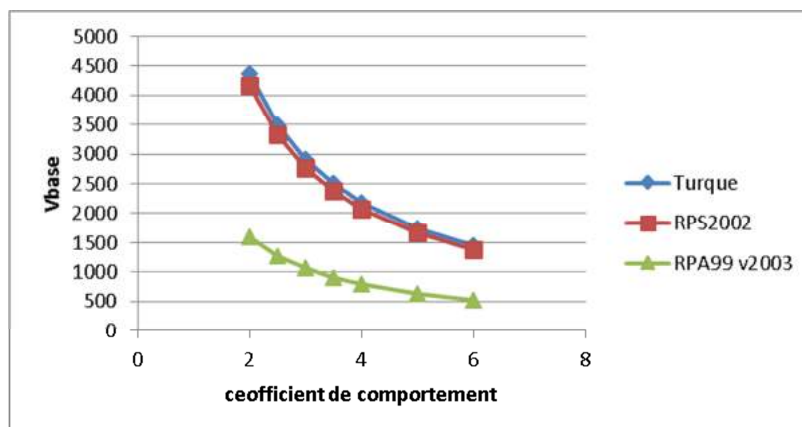


Figure.III.14. Variation de V_{base} avec le coefficient de comportement selon les 3 codes

Ici la variation non linéaire de V_{base} est inversement proportionnelle au coefficient de comportement. L'intervalle de la ductilité préconisée par les trois codes est le même allant de 2 à 6. Le gradient aussi semble de niveau similaire. L'amplitude de R est la même pour les deux code (RPS et Turque) est plus faible si on considère les RPA.

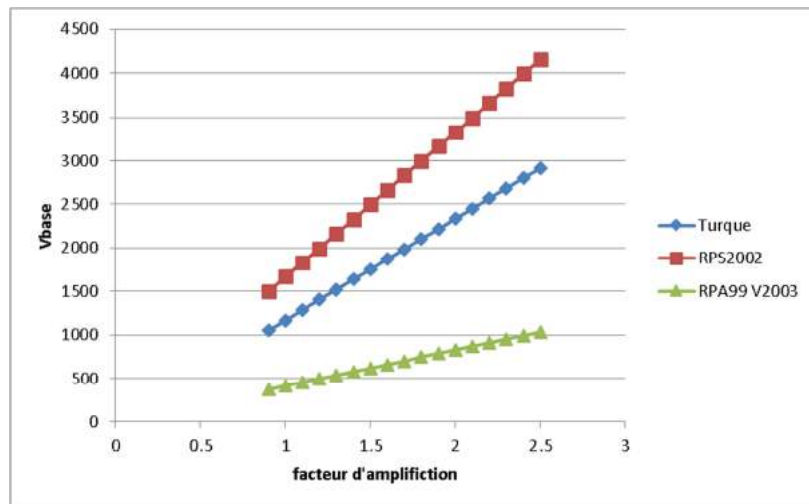


Figure.III.15. Variation de V_{base} avec le facteur d'amplification dynamique selon les 3 codes

Là aussi le domaine du facteur d'amplification est le même 1 pour les longues périodes (bases fréquences) et 2.5 pour les courtes et les périodes intermédiaires. V_{base} est proportionnel avec D . la variation de V_{base} avec D est remarquable pour le code Turque et les RPS et d'une faible dépendance pour les RPA. Par exemple V_{base} est 4 fois plus grand dans le code Turque que dans les RPA ($V_{baseT}=4.V_{baseRPA}$) à $D=2.5$.

Conclusion :

A la lumière des résultats obtenus par le biais d'exemple, on peut conclure que la comparaison entre les trois règles parasismiques montre que les actions sismiques obtenues par le RPA99V2003 sont plus faibles que les deux autres et que les variations de ces actions semblent aussi moins dépendantes de la hauteur du bâtiment, du coefficient de zone et du facteur d'amplification.

Conclusion générale

Le séisme est un événement naturel qui provoque plusieurs dégâts humains et matériels, c'est pour cela que l'on trouve dans le monde plusieurs règlements concernant le calcul parasismique. L'Algérie utilise un code parasismique qui s'appelle RPA99v03 par contre au Maroc on trouve le RPS le règlement Turque code 2007 en Europe on trouve l'eurocode8 et en Amérique on trouve le ASCE 7-10. L'objectif de notre travail est de faire une étude comparative entre les cinq règlements RPA99v03, RPS, turque, Euro code 8 et ASCE 7-10. L'intérêt principal de ce travail est de mettre en pratique nos connaissances concernant RPA99v03 et de plus on a amélioré nos connaissances après l'utilisation des différents codes déjà cités plus haut. Ce projet a permis d'effectuer une analyse sismique pour notre bâtiment en béton armé situé en zone de sismicité forte III avec les 03 codes (RPA, RPS et le code Turque). On a opté pour la méthode statique équivalente où Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 30m en zones III -selon le groupe d'usage.

Nous résumons les six (06) conclusions trouvées en ce qui suit :

1. A partir de l'analyse des différentes méthodes d'estimation du mouvement sismique, nous remarquons que les codes parasismiques représentent l'avantage d'être applicable pour les régions privées de données sismiques et de site.
2. Parmi les trois approches adoptées par les règles parasismiques en vigueur, la méthode statique équivalente est la plus simple et peut être utilisée pour n'importe quelle région et ce sous certaines conditions.
3. La présentation détaillée de la méthode statique équivalente vue par les 05 règles parasismiques montre que le principe est utilisé : Force sismique donnée par la deuxième loi de Newton.
4. L'analyse comparative des 05 formules donnant l'effort tranchant à la base nous a permis de classer les codes en trois clusters : le premier contient : RPA 99, RPS 2002 et le code turque ; le deuxième celui de EC8 et le troisième ASCE 7.10.
5. Par le biais de l'exemple exposé au début du chapitre III, il en result que, les trois règles parasismiques montre que les actions sismiques obtenues par le RPA99V2003

Conclusion Générale

sont plus faibles que les deux autres et que les variations de ces actions semblent aussi moins dépendantes de la hauteur du bâtiment, du coefficient de zone et du facteur d'amplification.

6. A la fin de ce projet de fin d'étude, nous avons élaboré un code de calcul sous forme des feuilles Excel très pratique en engineering. Le calcul des efforts tranchants à la base et la répartition verticale de la force sismique sont donnés et ce pour n'importe quel bâtiment.

Perspectives :

Pour consolider ou confronter les résultats déjà obtenus dans ce travail, il est intéressant de :

1. Compléter l'étude paramétrique pratique par l'intégration de l'Eurocode 8 et ASCE 7-10 et/ou avec d'autres règles parasismiques
2. Effectuer l'analyse paramétrique en utilisant d'autres bâtiments de différentes formes et de plusieurs systèmes de contreventements.

Référence :

[1] Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire

D.T.R-B.C.2.48).

[2] Jean Pierre Mougine - BAEL 91 modifié 99, DTU associés.

[3] Règles de constructions parasismiques (R.P.S 2002).

[4] Règles de constructions parasismiques du MAROC.

[5] Règles de constructions parasismiques TURQUE.

[6] EUROCODE 8.

[7] ASCE 7-10 USA code.

[8] Mr TEDJIDITI Ahmed Kamel, Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale.

[9] BEN KHOIA Amina, Etude Statique non linéaire d'une structure R+2 en Béton Armé.

[10] MEDJERAB Mohammed, Modélisation Parasismique des Structures en Béton Armé
Mémoire de Magistère, 2012, Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie.

[11] photo à Internet.

[12] Logiciel Excel.

ANNEXE

**Présentation par captures
écrans du code calcul des
actions sismiques par la
MSE et avec les RPA-RPS-
TURQUE Codes**

RPA 99 Version 2003

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Calcul par la méthode statique équivalente selon PRA99 version 2003							Références dans RPA 99 version 2003 et remarques		
	Présenté par : Arbes.M, Berrahou.F.Z. 2020									
	Encadré par :Derras.B									
2										
3										
4	Géometrie du bâtiment									
5	Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base (r				H(m)=	13,00				
6	Longueur totale du bâtiment				Lx (m)=	19,90				
7	Largeur totale du bâtiment				Ly (m)=	10,30				
8	Données relatives à la méthode statique équivalent									
9	Zone sismique (0, I, II, III, IV)				Zone	III				
10	Groupes d'ouvrage selon son importance				Groupe	2,00				
11	Coefficient d'accélération de zone				A=	0,25			(Tableau II,1,1)	
12	Classification des sites				S	2				
13	Coeff.fonction du sys de contreventement(port+remplissag				CT	0,05			(Tableau II,1,7)	
14	pourcentage d'amortissement critique				ξ (%)	7			(Tableau II,1,3)	
15	facteur de qualité				Qx,Qy=	1,00	1,10		(Tableau II,1,5)	
16	coefficient de comportement de la structure				Rx,Ry=	3,50	5,00		(Tableau II,1,4)	
17	valeurs du coefficient de pondération				b=	0,20			(tableau II,1,6)	
18	Facteur d'amplification dynamique									
19					T2=	0,40			(Tableau II,1,2)	
20	facteur de correction d'amortissement η : ≥ 0.7				η =	0,88			(Eq II,1,3)	
21	formule empirique 1				T commune	0,34			Eq II,1,6 (seulement dans le cas 3 et 4)	
22	formule empirique 2				Tx=	0,26				
23	formule empirique 2				Ty=	0,36				
24	Période la plus courte entre formule empirique 1 et 2 suiv				Tx choisie	0,26			(Eq II,1,7)	
25	Période la plus courte entre formule empirique 1 et 2 suiv				Ty choisie	0,34				
26										

Diagramme de la force sismique et des efforts tranchants

la force concentrée Ft (sommet du bâtiment) : $F_{tx}, F_{ty} = 0,00$

nombre de niveau : $N = 4$

Diagramme vertical de la force sismique

	h1=	h2=	h3=	h4=	W1=	W2=	W3=	W4=	h1.W1/Σ(hi.Wi)	h2.W2/Σ(hi.Wi)	h3.W3/Σ(hi.Wi)	h4.W4/Σ(hi.Wi)
	4	7	10	13	1445	1445	1445	1445	5780	10115	14450	18785
									49130			

$\Sigma(hi.Wi)$

	F1,x	F1,y	F2,x	F2,y	F3,x	F3,y	F4,x	F4,y
	107	82	187	144	267	206	347	267

Diagramme vertical des efforts tranchants X-X

	V1x	V2x	V3x	V4x	V5x=FT
	908	801	614	347	0
	0	401	307	174	0
	0	0	0	0	0

Diagramme vertical des efforts tranchants Y-Y

	V1y	V2y	V3y	V4y	V5y=FT
	699	617	473	267	0
	0	309	237	134	0
	0	0	0	0	0

Force sismique (KN)

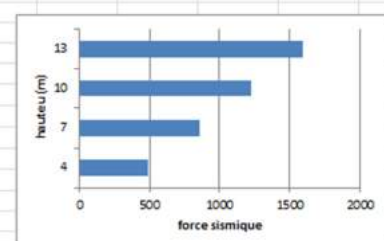
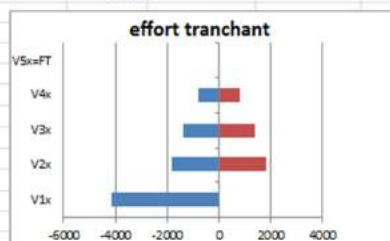
Hauteur (m)

■ Fx (KN) ■ Fy (KN)

RPS 2002

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Calcul par la méthode statique équivalente selon PRS							Références dans RPS et remarques		
2	Présenté par : Arbes.M, Berrahou.F.Z. 2020 Encadré par :Derras.B									
3										
4										
5	Géometrie du bâtiment									
6	Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de				H(m)=	13,00				
7	Longueur totale du bâtiment				Lx (m)=	19,90				
8	Largeur totale du bâtiment				Ly (m)=	10,30				
9	Données relatives à la méthode statique équivalente									
10	Zone sismique (0, I, II, III)				Zone	III				
11	Groupes d'ouvrage selon son importance				Groupe	2,00				
12	Coefficient d'accélération de zone				A=	0,16		(Tableau II,2,8)		
13	Classification des sites				S =	1		(Tableau II,2,9)		
14	coefficient de priorité				I=	1,00		(Tableau II,2,11)		
15	coefficient de comportement de la structure				K=	2,00		(Tableau II,2,12)		
16	valeurs du coefficient				ψ_y =	0,20		(Tableau II,2,13)		
17	Facteur d'amplification dynamique									
18	La période fondamentale Tx				Tx=	0,26		(Eq II,2,21)		
19	La période fondamentale Ty				Ty=	0,36		(Eq II,2,21)		
20										
21	Facteur d'amplification				D=	2,50		(tableau II,2,10)		
22										
23	Poids total de la structure (Masse Modale)				W=	5780,00	KN	(Eq II,2,18)		
24										
25	l'effort Statique à la base V (t) =				V(t)=	1387,20	KN	(Eq II,2,17)		
26										
27	Distribution verticale de la force sismique et les efforts tranchants									
28	la force concentrée Ft (sommet du bâtiment) :				Ft=	0,00				
14	MSE selon RPA 99 version 2003						MSE selon RPS2002	MSE selon Turkish Code	comparaison	Vb

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
24														
25	l'effort Statique à la base V (t) =				V(t)=	1387,20	KN	(Eq II,2,17)						
26														
27	Distribution verticale de la force sismique et les efforts tranchants													
28	la force concentrée Ft (sommet du bâtiment) :				Ft=	0,00								
29	nombre de niveau				N=	4								
30	Distribution verticale de la force sismique													
31	h1=	4	W1=	1445	h1.W1=	5780	h1.W1/Σ(hi.Wi)	0,12	F1=	163,2				
32	h2=	7	W2=	1445	h2.W2=	10115	h2.W2/Σ(hi.Wi)	0,21	F2=	285,6				
33	h3=	10	W3=	1445	h2.W3=	14450	h3.W3/Σ(hi.Wi)	0,29	F3=	408				
34	h4=	13	W4=	1445	h2.W4=	18785	h4.W4/Σ(hi.Wi)	0,38	F4=	530,4				
35					Σ(hi.Wi)	49130								
36														
37														
38														
39	Distribution verticale des efforts tranchants													
40	V1x	1387	0	-1387										
41	V2x	1224	612	-612										
42	V3x	938	469	-469										
43	V4x	530	265	-265										
44	V5x=FT	0	0	0										
45														
46														
47														
48														
49														
50														
51														
52														
53														
54														
14	MSE selon RPA 99 version 2003						MSE selon RPS2002	MSE selon Turkish Code	comparaison	Vb=f(A)	Vb=f(R)			



Turque

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Calcul par la méthode statique équivalente selon Turkish code Présenté par : Arbes.M, Berrahou.F.Z. 2020 Encadré par :Derras.B							Références dans Turkish Code et remarques	
2									
3									
4	Géometrie du bâtiment								
5	Hauteur totale du bâtiment mesurée a partir de				H(m)=	13,00			
6	Longueur totale du bâtiment Lx				Lx (m)=	19,90			
7	Largeur totale du bâtiment				Ly (m)=	10,30			
8	Données relatives à la méthode statique equivalent								
9	Zone sismique (0, I, II, III, IV)				Zone	III			
10	Groupes d'ouvrage selon son importance				Goupe	2,00			
11	Coefficient d'accélération de zone				A=	0,20		(Tableau III,3,14)	
12	Facteur de Réduction				I=	1		(Tableau III,3,15)	
13	coefficient de comportement de la structure				Rx,Ry=	3,00	4,00	(Tableau III,3,17)	
14	Coefficient d'accélération spectrale A(T1):					0,50		(Eq III,3,26)	
15	Estimation de la periode pour Calculer S(T1)								
16	Période caractéristique du spectre (TA et TB)				T1=	0,34			
17	formule empirique 1				Ta=	0,15		(Tableau III,3,16)	
18	formule empirique 2				Tb=	0,40		(Tableau III,3,16)	
19									
20	coefficient de spectre S(T1):						Axe xx	Axe yy	
21	S(T1)=	$1+1,5*(T1/Ta)$		$0 \leq T1 \leq Ta$					
22	S(T1)=	2,50		$Ta \leq T1 \leq Tb$		2,50	2,50	(Eq III,3,27)	
23	S(T1)=	$2,5*(Tb/T1)^{0,8}$		$Tb < T1$					
24					S(T1)=	2,50	2,50		
25									
26	Poids total de la structure (Masse Modale)				W=	5954,70	KN	(Eq III,3,30)	
27									
28	l'effort Statique a la base suivant le sens X-X V				Vx =	2918,97	KN	(Eq III,3,29)	
29	l'effort Statique a la base suivant le sens Y-Y V				Vy =	2189,23	KN	(Eq III,3,29)	
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									
41									
42									
43									
44									
45									
46									
47									
48									
49									
50									
51									
52									
53									
54									
55									
56									
57									
58									
59									
60									
61									
62									
63									
64									
65									
66									
67									
68									
69									
70									
71									
72									
73									
74									
75									
76									
77									
78									
79									
80									
81									
82									
83									
84									
85									
86									
87									
88									
89									
90									
91									
92									
93									
94									
95									
96									
97									
98									
99									
100									

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
28	l'effort Statique a la base suivant le sens X-X V				Vx =	2918,97	KN	(Eq III,3,29)										
29	l'effort Statique a la base suivant le sens Y-Y V				Vy =	2189,23	KN	(Eq III,3,29)										
30																		
31	Charges sismique équivalente supplémentaire KEN :																	
32	$\Delta FN = 0,0075*N*Vt$				$\Delta FN =$	87,57	65,68											
33	nombre de niveau				N	4												
34	Distribution verticale de la force sismique																	
35	h1=	4	W1=	1445	h1.W1=	5780	h1.W1/Σ(hi.Wi)=	0,12	F1,x	333	F1,y	250						
36	h2=	7	W2=	1445	h2.W2=	10115	h2.W2/Σ(hi.Wi)=	0,21	F2,x	583	F2,y	437						
37	h3=	10	W3=	1445	h3.W3=	14450	h3.W3/Σ(hi.Wi)=	0,29	F3,x	833	F3,y	625						
38	h4=	13	W4=	1445	h4.W4=	18785	h4.W4/Σ(hi.Wi)=	0,38	F4,x	1083	F4,y	812						
39					Σ(hi.Wi)	49130												
40																		
41	Distribution verticale des efforts tranchants X-X																	
42	V1x	2831	0	-2831														
43	V2x	2498	1249	-1249														
44	V3x	1915	958	-958														
45	V4x	1083	541	-541														
46	V5x=FT	0	0	0														
47																		
48	Distribution verticale des efforts tranchants Y-Y																	
49	V1y	2124	0	-2124														
50	V2y	1874	937	-937														
51	V3y	1437	718	-718														
52	V4y	812	406	-406														
53	V5y=FT	0	0	0														
54																		
55																		
56																		
57																		
58																		
59																		
60																		
61																		
62																		

